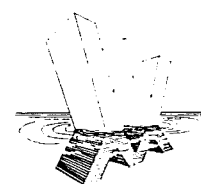
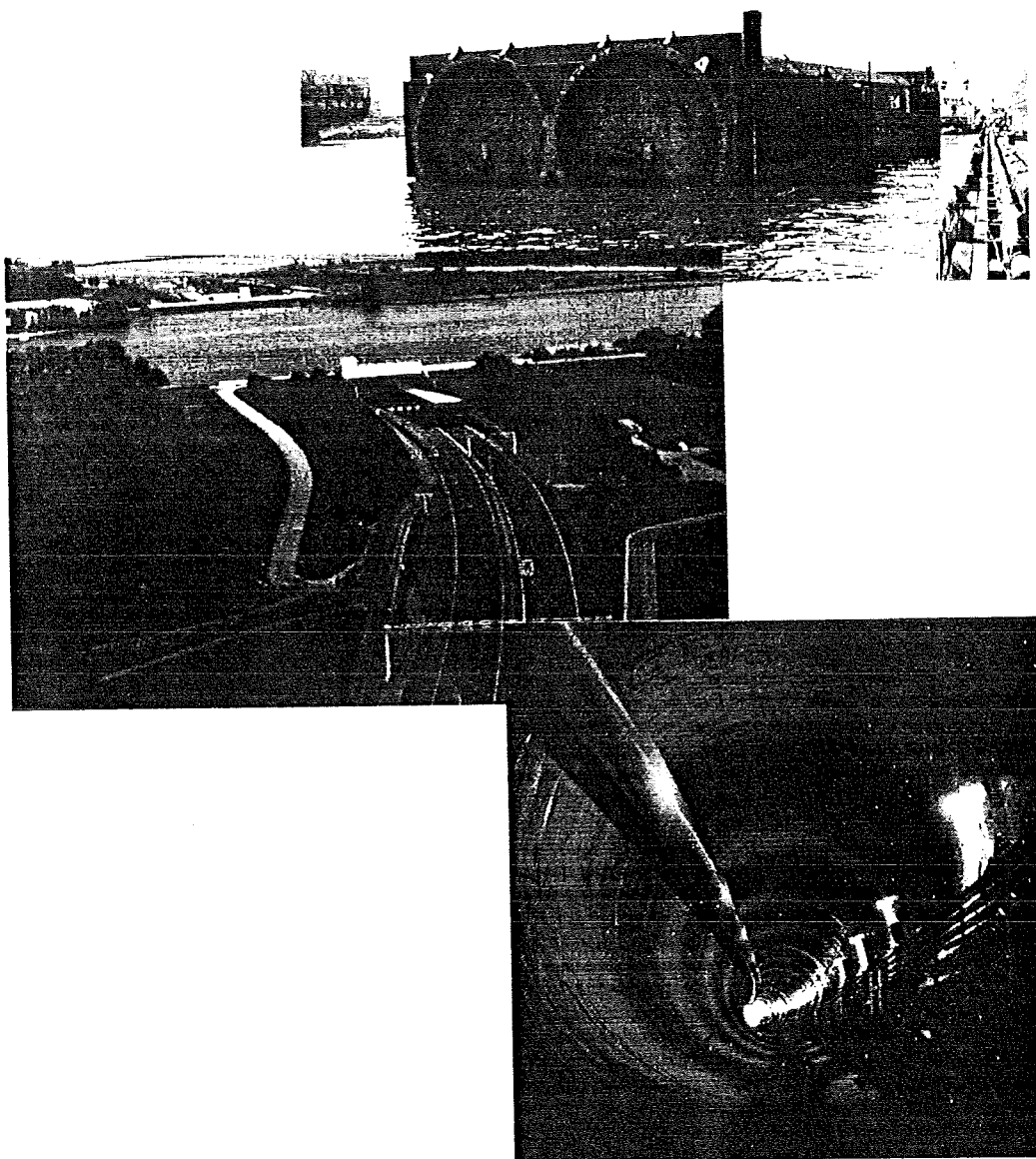


CTwa5305

## Geboorde en gezonken tunnels

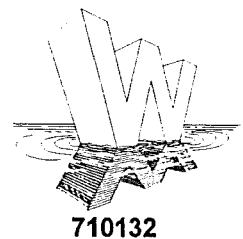
Januari 2000

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling / <sup>Dv.</sup> ir. K.J. Bakker / e.a.

CTwa5305

# Geboorde en gezonken tunnels

ir. K.J. Bakker  
ir. K.G. Bezuyen  
ir. G.L. Tan  
Prof. drs. ir. J.K. Vrijling



**710132**

## 1. Inleiding

Op dit moment staat in Nederland ondergronds bouwen in grote belangstelling. Het feit dat Nederland steeds voller wordt en de vergroting van de vraag naar mobiliteit resulteert in het verlangen naar een leefbaar milieu in Nederland. Ten gevolge hiervan stijgt het verlangen om gebouwen, wegen en spoorwegen ondergronds te bouwen. Enkele voorbeelden zijn het Rijksarchief in Maastricht, de tweede Heinenoord tunnel, de Botlektunnel, de Westerschelde tunnel en natuurlijk de HSL tunnel.

Om de kennis met betrekking tot ondergronds bouwen te vergroten heeft men het Centrum Ondergronds Bouwen (COB) opgezet. In de kern bestaat het COB uit een werkorgaan (Management Eenheid), een stuurorgaan (Stuurcommissie) en een adviesorgaan (Programma Advies Raad). Op afstand fungeert een Raad van Toezicht samengesteld uit de financiers van COB. In de programma adviesraad speelt de TUD een belangrijke rol bij de beoordeling van het programma.

In het college Waterbouwkundige Kunstwerken (f9, Ctw3330) heeft u al uitvoerig kennis kunnen maken van de veelgebruikte cut and cover methode (open bouwkuip). Dit college sluit nauw aan bij het college CTWA5330; Fundering en constructie, dat als een combinatie college wordt gegeven.

In dit college Waterbouwkundige Kunstwerken Bijzondere Onderwerpen (f9c, Ctw5305) zal uitvoerig op tunnelmethodes worden ingegaan. Hierbij wordt een onderscheid gemaakt tussen de New Austrian Tunneling Method (NATM), boor tunnels en afzink tunnels. In hoofdstuk 2 zullen de algemene aspecten van de tunnel uitvoerig behandeld worden. Ruime aandacht zal besteed worden aan de functionele en operationele eisen, het lengte profiel, het dwarsprofiel en de start/eindschacht en/of op- en afrit. Deze aspecten gelden zowel voor de NATM tunnel, de boor tunnel en de afgezonden tunnel. In de hoofdstukken 3 en 4 worden respectievelijk de NATM-methode, de boor tunnel en de afzink tunnel in detail behandeld. Specifieke eisen ten aanzien van het lengte- en dwarsprofiel, uitvoeringsaspecten, constructie aspecten en nieuwe ontwikkelingen komen aan de orde. Bijzondere aspecten als ventilatie, brand, waterdichtheid en explosies worden voor alle tunnel typen in hoofdstuk 5 toegelicht.

## 2. Algemene aspecten

In dit hoofdstuk zal aandacht worden besteed aan aspecten die voor elk type tunnel een rol spelen. Al vorens tot een bepaald type tunnel te komen, dient men op de hoogte te zijn van de functionele eisen en de operationele eisen. Vervolgens kan dan een globaal lengte- en een dwarsprofiel voor de tunnel vastgesteld worden. Deze dienen dan nog per type gespecificeerd te worden. Tenslotte zal in dit hoofdstuk nog aandacht worden geschonken aan de start/eindschacht en in/uitrit. In principe kunnen deze twee verschillende en toch ook identieke problemen op een algemene manier beschouwd worden.

### 2.1 Functionele eisen

- Wat is de functie van de tunnel:
- kruisen van een waterweg;
- kruisen van overige infrastructuur;
- kruisen van een barrière;
- kruisen van een transportlijn.

### 2.2 Operationele eisen

- Voor welk medium is de tunnel:
  - weg (profiel van vrije ruimte);
  - rail;
  - afvalwater;
  - vloeibare (chemische) stof.
- Benodigde capaciteit van de tunnel;
- Wat voor transport;
- Hoeveel transport.

### 2.3 Langsprofiel

Het lengteprofiel van gezonken en ter plaatse gebouwde tunnels wordt bepaald door eisen ten aanzien van:

1. waterafvoer
2. scheepvaart
3. verkeer
4. waterkering
5. plaatselijke omstandigheden

Bij schildtunnels moet hieraan nog de consequenties van de uitvoering (dekking ter voorkoming van blow-outs) worden toegevoegd.

#### 2.3.1 Eisen t.a.v. waterafvoer

In het algemeen wordt ernaar gestreefd de tunnel niet te laten ingrijpen in het regime van de waterweg. Met andere woorden: het tunneldak mag nergens boven het bodem- en oeverprofiel uitsteken. Er moet echter wel met eventueel in de toekomst gewenste verdiepingen of verbredingen (grotere waterafvoer) dan wel met door de natuur veroorzaakte wijzigingen (bijv. verplaatsing van de geul in een estuarium) rekening worden gehouden.

In het algemeen wordt het dak van de tunnel beneden het (toekomstige) bodemprofiel ontworpen. De vraag is: hoeveel dieper? Het is van essentieel belang de tunnel zo hoog mogelijk aan te leggen. Hierdoor worden de belastingen kleiner en de lengte korter. Bij een gebruikelijke helling van 4,5% voor autotunnels betekent elke meter dieper een toename van  $2 \cdot (100/4,5) \cdot 1 = 44,5$  m. De bouwkosten en het baggerwerk voor de zinksleuf zullen dienovereenkomstig toenemen.

Het dak gelijk houden met de bodem heeft echter ook bezwaren. Beschadiging van het bagger-materieel en de tunnel zelf kunnen optreden, indien baggerwerk nodig is voor het in stand houden van de diepte van de waterweg. Bij grotere typen tunnels zoals autotunnels (dwarsprofiel in de orde van  $8 \times 30 \text{ m}^2$ ) leidt dit meestal tot een minimum dekking van 0,5 m.

Bij het toenmalige ontwerp van de zinktunnel onder de Westerschelde op de lokatie Kruiningen Perkpolder bleek het financieel weinig aantrekkelijk om met de verplaatsing van de geul rekening te houden. De geul verplaatst zich in dit gebied vaak. Uit lodingen verricht over een periode van 55 jaren bleek dat dit gepaard ging met verschillen in bodemligging (over de verticaal) in de orde van 8 m. Overwogen werd om het tunneldak te ontwerpen beneden de onder-omhullende van deze lodingen. Dit betekent overigens niet dat het tunneldak nooit boven de bodem zou uitsteken. Een exacte prognose voor de toekomstige ontwikkeling van het geulstelsel is in dit geval niet mogelijk; 55 jaar is een willekeurige periode.

Deze diepe ligging is op financiële gronden afgewezen omdat zij 15% duurder was dan de uiteindelijk gekozen oplossing. Bij deze oplossing ligt het dak overal tenminste onder de huidige bodem en plaatselijk zoveel dieper als voor de toekomstige scheepvaart nodig is. Indien de bodem zich in de toekomst dusdanig zou verdiepen zodat de stabiliteit van de tunnel in gevaar komt, zal tijdig ingegrepen moeten worden door het aanbrengen van een grindbestorting teneinde verdere uitschuring te voorkomen. In de raming van de hoger gelegen tunnel is in het kostenverschil van 15% ook een bedrag opgenomen voor de extra bestortingen.

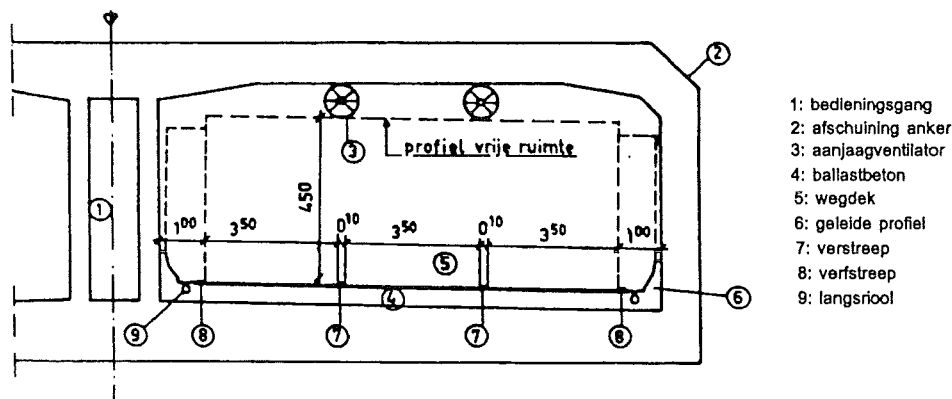
Bij de aanleg van een geboorde tunnel dient ook rekening te worden gehouden met de gronddekking die boven de tunnel is vereist om het verticale evenwicht van de tunnel tegen opdrijven te verzekeren. Geboorde tunnels zijn meestal qua gewicht lichter dan het equivalente verplaatste waterlichaam, en hebben dus de neiging om in het grondmassief te willen opdrijven.

### **2.3.2 Eisen t.a.v. scheepvaart**

Het tunneldak mag geen belemmering vormen voor de scheepvaart. Dit betekent dat de minimale diepte ligging voor een tunnel de maximale diepgang vermeerderd met de keelclearance van een schip is. Er moet ook rekening gehouden worden met in de toekomst gewenste verdiepingen of verbredingen door het gebruik van grotere schepen. Ook hier heeft het dak gelijk houden met de bodem de volgende bezwaren:

beschadiging van de tunnel door vallende of krabbende ankers. Ook een ankerverbod zal de bemanning van een schip er niet van weerhouden het anker te laten vallen bij een plotseling uit te voeren manoeuvre;  
extreme bovenbelasting indien een schip op de tunnel zou zinken;

Om krabbende ankers geen vat op de tunnel te doen krijgen zullen de beiden bovenhoeken een afschuining krijgen (een soort vellingkant van 1,5 bij 1,5 m, zie figuur 2.1). Een controle-berekening voor een vallend anker op het tunneldak zonder dekking (wegens uitschuring van de rivier) dient te worden uitgevoerd. Studies hebben uitgewezen dat de valsnelheid van een anker onder water op enige diepte onder het wateroppervlak constant wordt en in de orde van 7 m/s ligt. Voor de fors geconstrueerde autotunnels zal meestal blijken dat deze extra belasting geïncasseerd kan worden. Hierbij is de rekenwaarde van de belasting sterk verlaagd van 1,7 naar 1,3. Dit is acceptabel in verband met de zeer kleine kans van optreden. Opgemerkt dient te worden dat de meest ongunstige trefplaats voor een anker die nabij een dilatatievoeg is (een tunnel wordt meestal opgebouwd uit 20 à 25 m lange moten, gescheiden door voegen). Hier is de meewerkende dakbreedte kleiner dan in het midden van de moot.

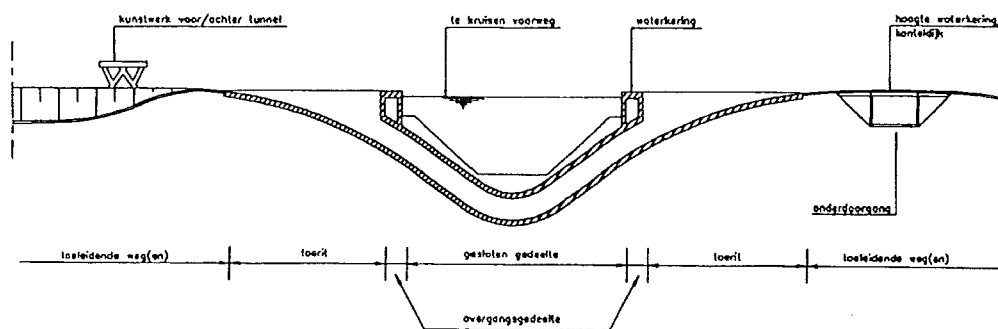


Figuur 2-1, dwarsdoorsnede tunnel

Gezonken schepen zullen ook door de grotere dwarsprofielen zonder extra voorzieningen kunnen worden 'opgenomen'. Uiteraard is hier een rekenwaarde van maar net even groter dan 1 gebruikt, gezien de extreem kleine kans van optreden. Extra gunstige bijkomstige factoren zijn bij dit laatste geval dat het schip naar alle waarschijnlijkheid haaks op de tunnel komt te liggen en dat door zijn lengte en relatieve slaphed het schip niet alleen op de tunnel komt te rusten.

In de bovenstaande beschouwing dient men ook te betrekken dat de minimum dekking van 0,5 m meestal maar zeer plaatselijk voorkomt, namelijk bij de overgang van de bodem naar het talud. Verderop zal de dekking door de langshelling van de tunnel en de verticale afrondingsstralen meestal groter zijn.

Het ontwerp van het lengteprofiel voor een autotunnel zal dus meestal bepaald worden door de twee dwangpunten, waar het dak zich 0,50 m beneden de "hoekpunten" van het dwarsprofiel van de waterweg moet bevinden. Dus de punten waar de horizontale bodem overgaat in de taluds (Figuur 2-2).



Figuur 2-2, lengteprofiel tunnel

Voor minder massieve constructies dan auto- of spoortunnels ligt de zaak anders. Een zinker welke door een krabbend ander wordt "gepakt", kan hierdoor volledig vernietigd worden. Naarmate de tunnel minder opnamecapaciteit heeft voor het incasseren van de bovengenoemde belastingen (en meestal kleiner zal zijn in dwarsafmetingen) zal hij dieper gelegd moeten worden, waarbij de soorten afdekmaterialen van de tunnel en de typen ankers (gewicht), die op de vaarweg gebruikt worden, mede een rol zullen spelen. Het is financieel aantrekkelijk de oorspronkelijke grond, vrijgekomen bij het baggeren, als afdek materiaal te gebruiken. Indien deze weinig weerstand biedt tegen het indringen van ankers, door het storten is zij losser gepakt dan in de oorspronkelijke toestand, kan een kleinere dekking worden overwogen door het toepassen van bijvoorbeeld steenachtige materialen. Deze zijn duurder en een kostenvergelijking zal moeten uitwijzen wat voordeliger is: een diepere ligging of duurdere afdekmaterialen. meer over dit onderwerp vindt men in "Indringdiepte van scheepsankers tegenover de beschadigingsmogelijkheid van zinkers en duikers", W.M. Polderman, OTAR 1979, nr. 11.

### 2.3.3 Eisen t.a.v. het verkeer

In het navolgende zal worden ingegaan op de eisen, welke het verkeer aan het langspiegel van autotunnels stelt. Deze eisen kunnen globaal als volgt geformuleerd worden:

1. de capaciteit van de tunnel moet gelijk zijn aan die van de weg waarin zij is opgenomen, terwijl het afwikkelingsniveau in de tunnel bij een bepaald verkeersaanbod zoveel mogelijk moet overeenstemmen met dat op de weg bij hetzelfde aanbod. Kort samen-gevat: de tunnel moet geen discontinuïteit vormen;
2. de veiligheid in de tunnel, ook opgenomen in het begrip afwikkelingsniveau, moet overeenstemmen met die van de weg.

Het zal duidelijk zijn dat beide eisen niet alleen verwezenlijkt worden door een goed ontwerp van het langspiegel. Hoewel hierin voor het langspiegel een belangrijke rol is weggelegd, spelen het dwarsprofiel, de verlichting, etc. ook nog een belangrijke rol.

Het begrip capaciteit bij 1 mag enige verwondering wekken, daar de meeste wegen worden ontworpen op een aanbod, dat lager ligt dan de capaciteit. Men dient zich echter te realiseren, dat de meeste oeververbindingen spoedig na hun opening tot aan hun capaciteit worden belast.

Belangrijk voor de capaciteit is de keuze van de langshelling. Hoe flauwer deze is, hoe minder snelheid zal worden verloren op de opgaande helling (vooral vrachtwagens) en hoe hoger de capaciteit is. Ook de veiligheid wordt hierdoor bevorderd: traagrijdende voertuigen zullen de verschillen in snelheid doen toenemen en daardoor de kans op aanrijdingen vergroten. Sterk neerwaartse hellingen zijn ook niet ongevaarlijk: sommige bestuurders zullen met grote snelheden afdalen, terwijl andere bestuurders zich zoveel mogelijk aan de snelheid van de vlakke weg zullen houden.

Flauwe hellingen leiden, naast het gunstige effect voor het verkeer, echter tot hogere bouwkosten. De diepteligging van het wegdek onder de waterweg en de hoogte van de weg op het maaiveld zijn gegeven grootheden. Het hoogteverschil ligt hiermee vast en uit de grootte van de hellingshoek volgt de lengte van de helling en daarmee van het daarvoor te maken gedeelte van het kunstwerk (gedeeltelijk koker, de echte tunnel en gedeeltelijk openbak). Een compromis moet worden gevonden tussen de investeringskosten enerzijds en de belangen voor het verkeer anderzijds. Een minimalisatie van de kosten in theorie is in de praktijk uitgegroeid tot theoretische detailstudies ten aanzien van "nog toelaatbare" hellingen en praktijkmetingen ten aanzien van capaciteit en veiligheid bij voltooide tunnels. Dit heeft geleid tot toepassing van hellingen van 3 à 3,5% vroeger, tot hellingen van 4,5% bij nieuwe tunnels. De steilere hellingen zijn mede gerechtvaardigd door het feit dat het motorvermogen van vrachtwagens in verhouding tot het gewicht (eigengewicht plus lading) is toegenomen. Ook in andere landen worden bij oeverkruisingen hellingen van 4 à 5%, soms zelfs 6% toegepast.

In het voorgaande is niet gesproken over de lengte van de helling. Duidelijk is, dat bij toenemende lengte van een zelfde helling de vrachtwagens meer snelheid zullen verliezen, totdat bij een bepaalde afstand een grenssnelheid wordt bereikt. Dit betekent dat men bij grote hoogteverschillen, groter dan tot nog toe gebruikelijk in Nederland, zou moeten overwegen om kleinere hellingshoeken toe te passen dan 4,5% om dezelfde capaciteit te bereiken.

Het langspiegel bestaat niet alleen uit vlakken gedeelten en hellingen. Tussen de vlakke gedeelten en de hellingen bevinden zich overgangsbogen. De straal is dusdanig gekozen, dat de automobilist geen hinder van stoten bij de overgang (comfort) en voldoende overzicht over de weg voor hem (veiligheid) heeft.

De automobilist moet tijdig kunnen stilstaan indien zich een obstakel op de weg bevindt (afgevalen lading of stilstaande auto). Deze stopzicht-afstand is een functie van de ontwerpsnelheid; hoe harder er wordt gereden, hoe langer de remweg. Bij de bovenstraal van het langspiegel, waar de horizontale weg op het maaiveld in een helling overgaat, moet

de automobilist juist over de bolling van het wegdek heen kunnen kijken om een obstakel van 0,20 m hoog te kunnen zien. Met andere woorden: de lijn, welke het oog van de automobilist (voor personenauto, ongeveer 1,10m boven het wegdek) verbindt met de bovenzijde van het object, moet aan de cirkel raken en een lengte gelijk aan de stopzichtsafstand hebben. Voor een ontwerpsnelheid van 110 km/uur moet de cirkel daarvoor een straal van 10.000 m hebben, voor lagere snelheden (stadstunnels) kan met een kleinere straal worden volstaan. Hoe kleiner de straal, hoe korter het kunstwerk. Bij de onderstraal (onder in de tunnel) wordt het zicht niet door het wegdek maar door het dak van de tunnel belemmert. Er moet hier rekening worden gehouden met de ooghoogte van een vrachtwagenchauffeur (2,50 m boven het wegdek), daar deze ongunstiger is dan de lagere ooghoogte in een personenauto. Bij een in Nederland gebruikelijke vrije hoogte van 4,50 m betekent dit, dat de onderstraal tenminste 2500 m moet bedragen bij autosnelwegen. Bij stadswegen kan met minder worden volstaan. In het *collegedictaat e23 "verkeerstechiek"* wordt uitvoeriger op deze materie ingegaan.

Wat zijn de consequenties van deze relatief grote hoogteverschillen voor de verkeersafwisseling? In een aantal landen zijn hiertoe voor diverse tunnels de werkelijk gemeten capaciteiten vergeleken met de theoretisch berekende ("Technical Committee Report on Road Tunnels", XVIth World Road Congress, Wenen, 1979). Beschouwd zijn tunnels waarvan de capaciteit bepaald werd door de tunnel zelf (uiteeraard het stijgende gedeelte daarvan) en niet door de aansluitende wegen; bovendien tunnels waarvan de capaciteit inderdaad bereikt was. In de beschouwde tunnels werden deze hoge intensiteiten regelmatig gemeten (bijvoorbeeld elke maandag en vrijdag tijdens het spitsuur). Voor de theoretische capaciteitsberekeningen worden in de meeste landen andere formules gehanteerd. Teneinde een vergelijking mogelijk te maken, zijn voor alle tunnels berekeningen gemaakt aan de hand van de Highway Capacity Manual (H.C.M.) 1965 (de nationale formules zijn hiervan overigens allen afgeleid), waarbij voor autosnelwegen geldt:

$$C = 2000 \cdot N \cdot W \cdot T_c \quad (2.1)$$

waarin:

- C: capaciteit in motorvoertuigen per uur per richting;
- N: aantal rijstroken per richting (voor alle onderzocht tunnels ging het om 2 éénrichtingsbuizen, ieder met 2 rijstroken);
- W: reductiefactor voor de rijstrookbreedte en de afstand tussen de zijkant van de rijbaan en de tunnelwand. (indien deze resp/ 12 en 6 voet bedragen is  $W = 1$ , voor kleinere waarden is  $W$  kleiner dan 1, volgens tabel 9.2 van de H.C.M. 1965);
- $T_c$ : reductiefactor voor vrachtwagens volgens tabel 9.6 uit de H.C.M., gebaseerd op de Personenauto-equivalenten (p.a.e.).  $T_c$  wordt kleiner naarmate het percentage vrachtwagens, de steilheid en de lengte van de helling toenemen ( voor 0% vrachtverkeer is de waarde  $T_c$ , onafhankelijk van de helling, gelijk aan 1).

In de bijlage is een dergelijke capaciteitsberekening uitgewerkt voor de Coentunnel onder het Noordzeekanaal en vergeleken met de werkelijke capaciteit. Deze laatste blijkt 67% hoger te zijn dan de theoretische waarde. Dit zelfde beeld werd gevonden voor de andere in het onderzoek betrokken tunnels, waarvan de hellingen varieerden van 2,7 tot 6,1%.

De conclusie was, dat een goede prognose voor de werkelijke capaciteit kan worden gemaakt door de theoretische volgens de H.C.M. te vermenigvuldigen met 1,5, op voorwaarde, dat een belangrijk gedeelte van het verkeer bestaat uit woon-werkverkeer, met andere woorden gebruikers die de tunnel goed kennen. Het bleek namelijk, dat bij tunnels waar dit niet het geval was (in het algemeen bergtunnels; onderwatertunnels bevinden zich meestal in dichter bebouwde gebieden), de theoretische capaciteit de praktische dicht benaderde.

Daar de invloed van de helling ( $T_c$ ) in het algemeen een belangrijkere rol speelt dan  $W$ , zoals ook blijkt uit het voorbeeld van de Coentunnel, kan dan ook gezegd worden dat de relatief steile hellingen bij onderwatertunnels de verkeersafwikkeling niet al te ongunstig beïnvloed worden. Ten dele kan de hoge capaciteit in een tunnel ondanks de helling worden verklaard door het feit, dat bij het ingaan van de tunnel een zekere homogenisering



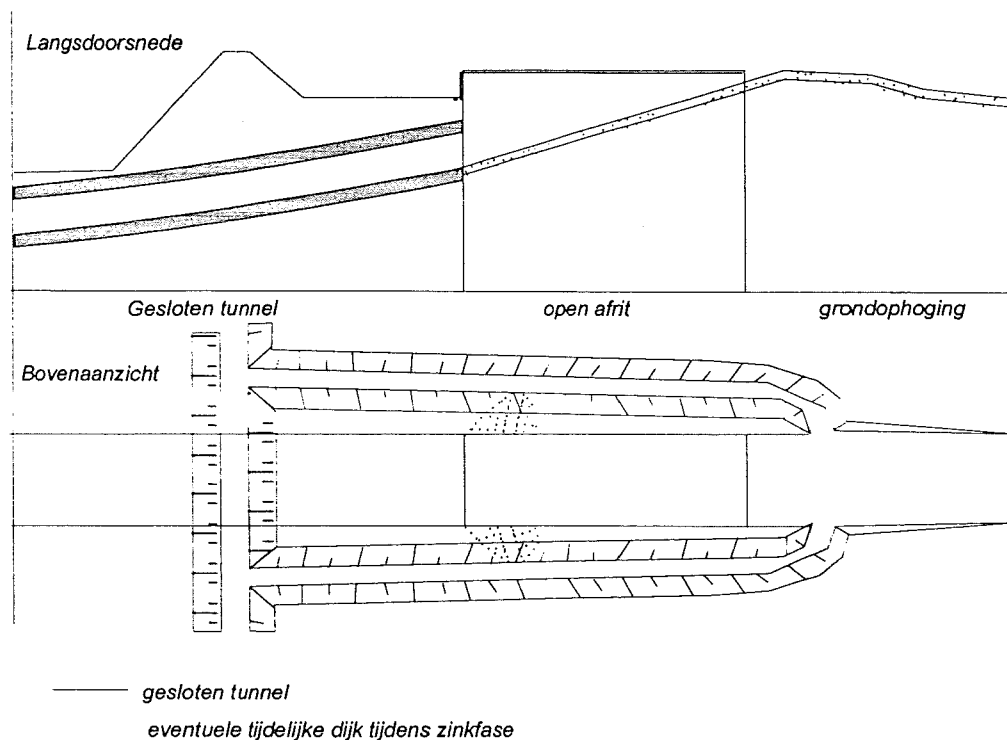
van het verkeer optreedt (dat wil zeggen dat de snelheidsverschillen afnemen), terwijl vaak kortere volgfstanden worden aangehouden dan op de open weg. Deze homogenisering komt ook tot uiting in andere metingen vermeld in het "Technical Committee Report on Road Tunnels", 1979. Tenslotte zij vermeld dat ook bij wegen buiten tunnels hogere capaciteiten dan de theoretische worden gevonden, zij het misschien niet in die mate als bij tunnels.

Behalve hellingen en afrondingscirkels komen bij tunnel onder brede waterwegen "horizontale" gedeelte voor onder de rivierbodem. Zonder meer horizontaal liggen kan leiden tot problemen met de afvoer van water (eventuele lekken; water door schoonmaken van de wanden om een goede reflectie voor de verlichting te krijgen). Het wegdek zal een dwarsverkanting krijgen om het water af te voeren naar goten en langsriolen naast de rijbaan. Deze langsriolen moeten echter afschot krijgen om het water naar een pompput te leiden, van waaruit een pomp het wegperst via een leiding, bijvoorbeeld door de bedieningsgang (zie figuur 2-1). Indien de tunnel horizontaal ligt moet het langsriool onder een helling worden aangelegd en zakt daardoor ten opzichte van het wegdek, waardoor het dwarsprofiel van de tunnel hoger moet worden dan om andere redenen noodzakelijk zou zijn. Het is meestal financieel aantrekkelijker om deze extra hoogte te vermijden door de tunnel een langshelling te geven in de orde van grootte van 0,3 tot 0,5%.

#### **2.3.4 Eisen t.a.v. de waterkeringen**

In wezen is een tunnel een buis, die ook onder de langs de waterweg gelegen waterkeringen doorgaat. Zonder extra voorzieningen zal de tunnel als regel achter de waterkering uitmonden op een niveau, dat zich beneden de (hoogste) waterstand bevindt. Een zeer ernstige beschadiging van het buitendijks gelegen gedeelte van de tunnel zou in bepaalde omstandigheden kunnen leiden tot overstromingen van het achterland. Met andere woorden de tunnel maakt deel uit van de waterkering. Het is dus zaak de tunnel met eenzelfde faalkans als de normale waterkeringen langs de waterweg te ontwerpen of aanvullende voorzieningen te treffen.

Probabilistische beschouwingen zijn helaas nog niet algemeen vertrouwd, waardoor door vele autoriteiten een starre constructie als een gewapend betonnen tunnel als minder "veilig" wordt beschouwd dan een dijklichaam opgebouwd uit grond. De achterliggende gedachte is, dat een dijk op een eenvoudige wijze geïnspecteerd en zondig hersteld of aangepast kan worden, en dit bij een betonconstructie niet het geval is. Het is dus noodzakelijk bij dit standpunt aanvullende voorzieningen te treffen. Een mogelijkheid is het maken van afsluitdeuren in de tunnel (zoals bij de Piet Hein Tunnel in Amsterdam). Men dient zich dan wel af te vragen of deze deuren in geval van een calamiteit tijdig gesloten kunnen en zullen worden. Een andere mogelijkheid is de weg (of spoorlijn) over een zogenaamde "kanteldijk" heen te laten gaan, zoals is aangegeven in Figuur 2-3. De weg moet aan het eind van de open bak via de grondophoging verder stijgen om de kerende hoogte van de kanteldijk te kunnen passeren.



Figuur 2-3, Lengteprofiel en dwarsdoorsnede tunnelinrit

In Figuur 2-3 is de vaak toegepaste oplossing getekend, waarbij het gesloten tunnelgedeelte overgaat in een open bak. Deze bak bestaat uit een vloerplaat, waarop het wegdek wordt aangebracht, en twee verticale grondkerende wanden. De kantdijk wordt aangesloten op de waterkering, waardoor de tunnel in een "eigen" polder komt te liggen, het zogenaamde polderprincipe. Hierdoor worden de gevolgen van eventuele calamiteiten bij de tunnel beperkt tot deze polder. In principe kan de kruinhoogte van de kantdijk lager zijn dan die van de eigenlijke waterkering, daar de kans klein is dat een calamiteit bij de tunnel en de hoogste waterstand gelijktijdig optreden. Indien de hoogste waterstand de enige mogelijkheid voor het bezwijken van de waterkering en het bezwijken van de tunnel is, moet de kantdijk wel dezelfde hoogte hebben als de eigenlijke waterkering. Maar zelfs in dit geval zal bij de belasting van de kantdijk waarschijnlijk met een kleinere golfaanval gerekend hoeven te worden (te verwaarlozen strijklengte).

De bovenstaande beschouwing heeft uiteraard betrekking op beide uiteinden van de tunnel. Toch kan het in bepaalde gevallen zinvol zijn om de kantdijk slechts op één oever aan te brengen. Een probabilistische beschouwing moet dan aantonen dat de tunnel met een even grote "veiligheid" is ontworpen als de waterkeringen. Hierdoor is het niet nodig op beide oevers kantdijken aan te leggen. Zou de waterkering op één der oevers (plaatselijk) bezwijken, dan kan via de tunnel ook de polder op de tegenoverliggende oever onderlopen. Een eenzijdige kantdijk maakt dit onmogelijk. Dit moet echter zeer zeker geen wetmatige oplossing zijn. Ook hier geldt de afweging van risico's, investeringen etc.

### 2.3.5 Randvoorwaarden voortvloeiend uit plaatselijke omstandigheden

Vanzelfsprekend is dat de topografie, de hoogteligging van het maaiveld en de aansluitende wegen van invloed zijn op het lengteprofiel. Ook de eis, dat een kruisende (spoor)weg het tunneltracé op het maaiveld niveau moet kruisen kan een dwangpunt voor het lengteprofiel vormen. Het wegdek in de tunnel(bak) moet dan ter diepte van de vrije hoogte vermeerderd met de constructiehoogte van het kruisende viaduct onder het maaiveld liggen.

Een andere plaatselijke omstandigheid van groot belang voor het lengteprofiel van de tunnel is de hoogte van het grondwaterniveau. Deze bepaalt vaak de lengte van het kunstwerk. De constructie moet immers worden doorgezet tot boven dit niveau met een zekere veiligheidsfactor (ca. 1 m), opdat het aansluitende wegdek vorstvrij komt te liggen.

Boven dit niveau kan de weg in een ingraving worden gelegd, zonodig met keerwanden, indien de ruimte voor taluds ontbreekt.

## 2.4 Dwarsprofiel.

Het dwarsprofiel van gezonken en ter plaatse gebouwde tunnels wordt bepaald door eisen ten aanzien van:

1. verkeer, onderhoud etc.
2. ventilatie
3. installaties en waterafvoer

### 2.4.1 Eisen t.a.v. verkeer, onderhoud etc.

De indeling van de rijbaan, aantal en breedte rijstroken, is in principe gelijk aan die van de open weg. Toch kan het noodzakelijk zijn iets te doen aan de capaciteit van de opgaande helling, indien deze duidelijk lager zou uitvallen dan die van de gehele route. Het is dan denkbaar een extra rijstrook toe te voegen beginnende vanaf het diepste punt van de tunnel. Gezien de relatief hoge kosten van het gezonken gedeelte is dit een weinig aantrekkelijke propositie. Overwogen kan worden een extra strook, een zogenaamde kruipstrook, toe te voegen in de opgaande helling, beginnende in het op de oever te bouwen gedeelte. Deze kruipstrook is dan dus bestemd voor het veel snelheid verliezende verkeer. Een capaciteitsberekening, zoals in de bijlage, zal moeten uitwijzen of kan worden volstaan met een kruipstrook alleen in de open afrit of met een kruipstrook tot in het in de oever te bouwen gesloten gedeelte. De kruipstrook zal buiten de tunnel tot ruim voorbij het hoogste punt moeten worden doorgezet, opdat het langzame verkeer veilig kan invoegen in de rijbaan.

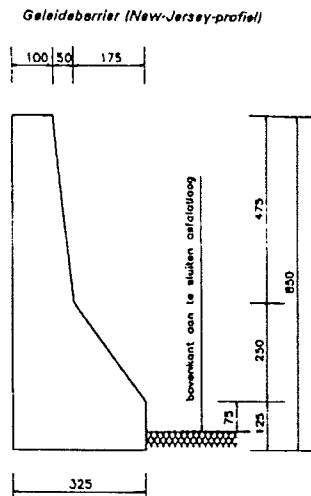
Langs de autosnelweg en sommige hoofdwegen worden vluchtstroken aangebracht waarop auto's met pech kunnen uitwijken. Het doel van deze strook is het voorkomen van aanrijdingen en een ongewijzigde verkeersafwikkeling. In principe zouden deze stroken in een tunnel, gelegen in een dergelijk soort weg, voortgezet moeten worden. Als regel wordt dit echter niet gedaan in verband met de relatief hoge kosten. Voor een "gemiddelde" Nederlandse tunnel, zowel 2x2- als 2x3-strooks, nemen de bouwkosten met ca. 15% toe bij toepassing van een vluchtstrook. Indien men om deze reden van vluchtstroken afziet, zijn, met het oog op veiligheid, aanvullende maatregelen nodig, zeker indien het om druk bereden tunnels gaat. Een mogelijkheid is het "afkruisen" van een rijstrook, waarin een auto gestrand is, door het inschakelen van verlichte rode kruisen boven de betreffende rijstrook en het toen van groene pijlen (en adviessnelheden) boven de naastliggende rijstrook (of stroken). Dit impliceert echter wel dat men over een waarnemingssysteem moet beschikken, waardoor men in staat is onmiddellijk te reageren.

Het is duidelijk dat de tunnelwanden niet direct naast de rijbaan gesitueerd kunnen worden. Er is enige afstand nodig, de zogenaamde lateral clearance. Deze lateral clearance heeft een aantal functies:

1. het vermijden of beperken van bermvrees. Indien de wand zich dicht bij de rijbaan bevindt, zullen auto's, vooral bij hoge snelheid, van de wand afwijken en daardoor de capaciteit van de betreffende rijstrook verminderen (zie reductiefactor W, bijlage 6.1). Hoe hoger de ontwerpsnelheid, hoe breder de lateral clearance;
2. het scheppen van een loopruimte voor tunnelpersoneel of automobilisten, die hun voertuig hebben moeten verlaten. In wezen is deze functie het best gediend met een hoog trottoir (1,0 m boven rijdek), waardoor maximum bescherming van de voetgangers is gewaarborgd. Dit trottoir zal dan echter bermvrees veroorzaken. Een laag trottoir (bijvoorbeeld 0,15 m hoog) doet dit niet, maar is anderzijds betrekkelijk onveilig. Vaak zal het personeel bij deze oplossing de naast het trottoir gelegen rijstrook "afkruisen" indien iemand op het trottoir loopt, teneinde de veiligheid te verhogen;
3. het geheel of gedeeltelijk laten uitwijken van gestrande voertuigen. Bij "geheel" moet men denken aan vluchtstroken, bij "gedeeltelijk" aan een smalle strook

eveneens op dezelfde hoogte als het wegdek. Indien een auto blijft staan en zoveel mogelijk van deze extra breedte gebruik maakt, kan het verkeer redelijk blijven passeren, vaak in meerdere rijen, temeer daar ook aan de andere zijde van de rijbaan deze extra breedte beschikbaar is.

4. indien het verhoogde trottoir of de wand zich direct naast de rijbaan bevindt, kan een beoordelingsfout van een automobilist (of onoplettendheid) leiden tot een botsing met dit obstakel. Ook uit dien hoofde (evenals bij 3) is een smalle vlakke strook, de redresseerstrook, buiten de rijbaan gewenst.



Figuur 2-4, geleideprofiel

In het belang van het verkeer, zou men op grond van de vier genoemde functies kunnen komen tot relatief brede lateral clearances. Teneinde de kosten laag te houden zal men de breedte echter beperken. In de meeste landen schommelt de totale breedte om en nabij de 1 m. Er zijn vele vormgevingen mogelijk (zie ook "Documentation Digest" van het Road Tunnels Committee, XVth World Road Congress 1975). Een in Nederland vaak gehanteerde oplossing is in figuur 2-4 weergegeven. Het betonnen geleideprofiel aan de onderzijde van de wand zorgt ervoor dat auto's, die ondanks de redresseerstrook de wand te dicht naderen, geen botsing met de wand veroorzaken, maar geleiding krijgen. Voetgangers op de redresseerstrook worden beschermd door het inschakelen van de rode kruisen boven de naastliggende rijstrook.

Naast de breedte is de hoogte van belang. Deze is afhankelijk van de wettelijk toegestane hoogte van voertuigen. In Nederland bedraagt deze 4,00 m. De vrije hoogte in de tunnel moet echter groter zijn, vanwege:

- rijdende vrachtwagens die door de ongelijkheid van de weg verticaal vibreren. Duitse metingen hebben aangetoond dat de hierdoor veroorzaakte "extra hoogte" 0,20 m kan bedragen;
- vrachtwagens soms hoger geladen zijn, dan wettelijk toegestaan. 1 op de 100.000 voertuigen in de Beneluxtunnel blijkt hoger te zijn dan 4,13 m;
- loszittende dekzeilen de tunnelapparatuur boven de vrije ruimte kunnen beschadigen.

In Nederland bedraagt de extra hoogte 0,50 m, zodat de vrije hoogte op 4,50 m uitkomt. Boven de redresseerstroken, waar sporadisch wordt gereden, kan worden volstaan met een kleinere hoogte (bijvoorbeeld 4,20 m).

De tunnel krijgt soms, bij opening, een grotere vrije hoogte van 4,60 m, om bij vervangingswerkzaamheden van het wegdek een nieuw dek op het oude aanwezige dek te kunnen aanbrengen. Hierdoor mag de minimum vrije hoogte natuurlijk niet in gevaar komen. Het opbreken van het oude dek is een tijdrovende operatie. Met name in een tunnel is deze ingrijpende dan op de weg, daar het dwarsprofiel niet kan veranderen of het verkeer niet om te leiden is.

## **2.5 Het Landgedeelte**

In dit hoofdstuk wordt globaal het ontwerp en uitvoering van de opritten behandeld. Het tracé wordt bepaald door het horizontale en verticale alignement. In Nederland ligt het polderprincipe door de bodemgesteldheid het meest voor de hand. Verder verdient het door verkeerstechnische redenen de voorkeur om het gesloten deel van de tunnel zo kort mogelijk te houden, en de oprit (het open gedeelte, volgens het polderprincipe) zo lang mogelijk uit te voeren.

### **2.5.1 Onderverdeling landgedeelte**

Het landgedeelte kan in een drietal onderdelen worden opgesplitst:

1. het gesloten gedeelte; aansluiting landgedeelte en afzinkgedeelte;
2. het landhoofd; dit is de overgang van het gesloten naar het open gedeelte, waarin de waterkerende constructie is opgenomen;
3. het open gedeelte; de op- en afrit van de tunnel.

Het gesloten gedeelte van de tunnel ligt op een zodanige diepte, dat het niet meer mogelijk is op deze plaats elementen af te zinken. Het is echter economisch wel zinvol hier een gesloten tunnel te maken. Door de grote diepteligging van dit gedeelte, zou een openbak tot zeer hoge muren leiden, die zwaar belast worden op horizontale grond- en waterdrukken. Bovendien zou de bak tegen opdrijven behoed moeten worden. Het aanbrenge van stempels boven het vrije profiel zal de momenten in de wand, en dus ook aan de beide uiteinden van de vloer, beperken. Bij een zekere diepte wordt het aantrekkelijk een dak aan te brengen. Dit heeft als voordeel dat de momenten als gevolg van de horizontale belastingen gereduceerd worden en dat de resulterende opwaartse kracht verminderd. Een vergelijkende kostenstudie als functie van de diepte zal moeten uitwijzen waar de overgang komt te liggen. Niet alleen de bouwkosten zijn van belang, maar ook de servicekosten als ventilatie en verlichting. Hoe langer de tunnel, hoe hoger deze kosten. In de praktijk ligt de overgang van het open naar het gesloten gedeelte vaak bij een diepte van ongeveer 10 à 12 meter.

Het landhoofd zal bij het tunnelontwerp de waterkerende constructie vormen. Het landhoofd zal de krachten die ontstaan door het keren van waterhoogten naar de ondergrond moeten overbrengen. Het probleem bij de krachtsafdracht vormt de tunnelkoker, die een discontinuïteit in de ondergrond vormt. De tunnelkoker moet in staat zijn de horizontale krachten, ten gevolge van de waterkering, en de resulterende verticale krachten af te dragen.

Het open gedeelte van de tunnel wordt vaak als bakconstructie uitgevoerd. De bakconstructie vormt samen met de tunnel een polder.

### **2.5.2 Bouwmethode landgedeelten**

Voor wat betreft de bouwmethode van landgedeelten is er een splitsing aan te brengen. De landgedeelten waarbij er nog wel een grondwaterstandsverlaging is toegestaan en die waarbij dit niet meer of in beperkte mate het geval is.

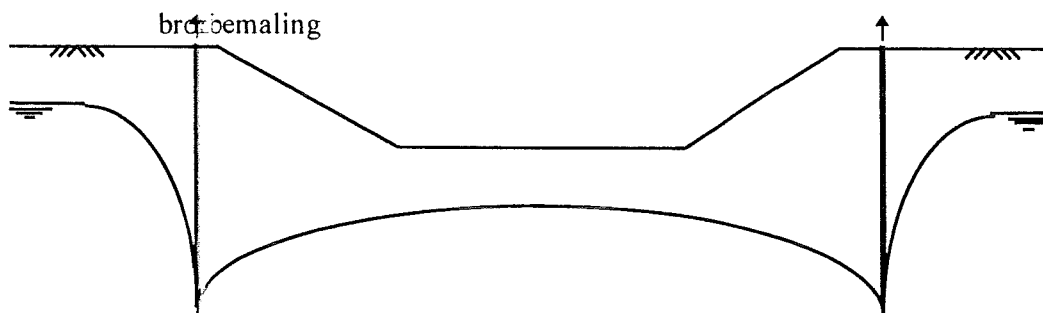
Alvorens met de eisen met betrekking tot de grondwaterstand te beginnen, zullen eerst de eisen met betrekking tot de bouwput worden bepaald. De bouwput moet namelijk aan de volgende twee functies voldoen om de bouw van een kunstwerk in den droge mogelijk te maken:

1. het in stand houden van de bouwput, hetgeen wil zeggen dat er geen grond in de bouwput terecht mag komen. Dit kan met de toepassing van of een grondkerende wand of taluds, die voldoende stabiel zijn, bewerkstelligd worden. Tevens mag de bodem van de bouwput niet opbarsten door grondwaterdrukken.
2. het voorkomen van instroming van water. Bij een grondwaterstand die op een hoger niveau ligt dan de bodem van de bouwput kan dit geschieden door er voor te zorgen dat rond de gehele bouwput de bodem en de wanden waterdicht of slecht doorlatend zijn. Een andere mogelijkheid is het verlagen van de grondwaterstand tot een niveau dat minimaal 0,5 m beneden de bodem van de bouwput ligt, zodat de werkvloer voldoende droog is.

Met behulp van deze twee eisen zal een aantal varianten worden beschreven.

### Variant A Bouwput met taluds en bronbemaling

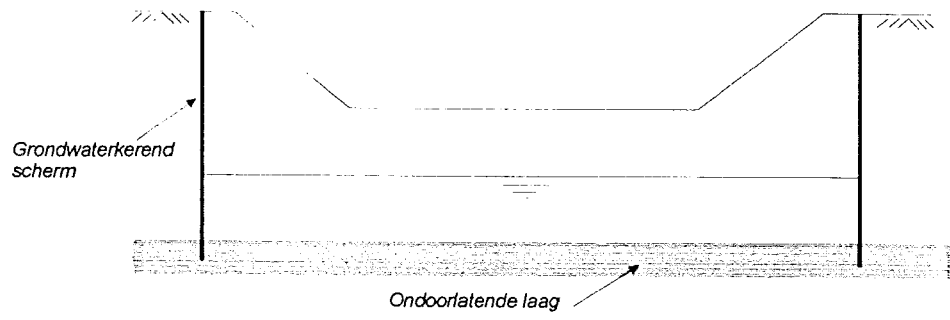
Het is hierbij de vraag wat de effecten van de bemaling zullen zijn. De verlaging van de stijghoogte van het grondwater kan namelijk negatieve gevolgen met zich mee brengen. Hierbij kan gedacht worden aan zettingen die een stijghoogteveraging met zich meebrengt. Deze zettingen kunnen in stedelijke gebieden schade aan gebouwen veroorzaken. Stijghoogteverlaging van het grondwater kan ook leiden tot verdroging van gebieden met agrarische doelerden en vervuiling van het oppervlakte water, indien vervuild grondwater wordt afgezogen. Tevens is het ruimtebeslag van een openbouwput met taluds erg groot, zodat het in gebieden met gebrek aan ruimte niet toegepast kan worden.



Figuur 2-5, Bouwput met taluds en grondwater kerende schermen

### Variant B Bouwput met taluds en grondwater kerende schermen

De schermen worden tot in de slechtdoorlatende laag aangebracht. Indien deze laag niet diep genoeg ligt om opbarsten van de bouwputbodem te voorkomen kan er een spanningsbemaling onder de slechtdoorlatende laag toegepast worden. Bij afwezigheid van een slechtdoorlatende laag is het theoretisch ook mogelijk een kunstmatige laag aan te brengen door middel van grondinjectie. Het kwel- en regenwater in de bouwput kan vervolgens met een pomp verwijderd worden. De grondwaterkerende schermen dienen op voldoende afstand van het talud te worden aangebracht, om de stabiliteit van het talud te waarborgen. Het ruimtebeslag van deze oplossing is nog groter dan bij variant A, daar er nog ruimte nodig is tussen het talud en de schermen.

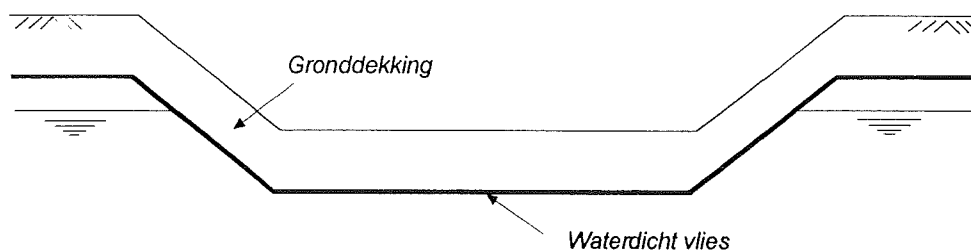


Figuur 2-5. Bouwput met taluds en grondwater kerende schermen



### Variant C Bouwput met taluds en waterdicht vlies

Het waterdichte vlies wordt, na het ontgraven van de bouwput, aangebracht tot boven de hoogste grondwaterstand. Vervolgens wordt op het vlies weer grond gestort om weerstand te bieden tegen de opwaartse kracht ten gevolge van de grondwaterdruk. De dikte van de grondlaag op het vlies moet dus groot genoeg zijn om opdrijven van het vlies te voorkomen. De te ontgraven put zal dus dieper moeten zijn dan de uiteindelijke bouwput, hetgeen een groter ruimtebeslag tot gevolg heeft als variant A. Het regen- en eventuele kwelwater kunnen door middel van bemaling verwijderd worden.

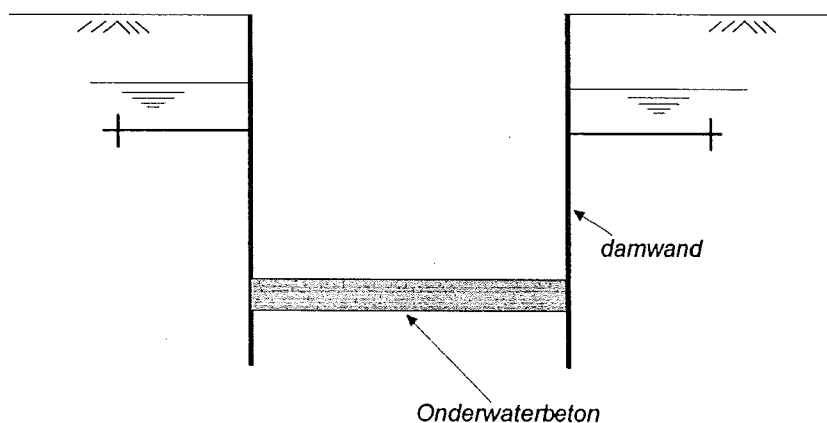


Figuur 2-7, Bouwput met taluds en waterdicht vlies

### Variant D Bouwput met damwanden

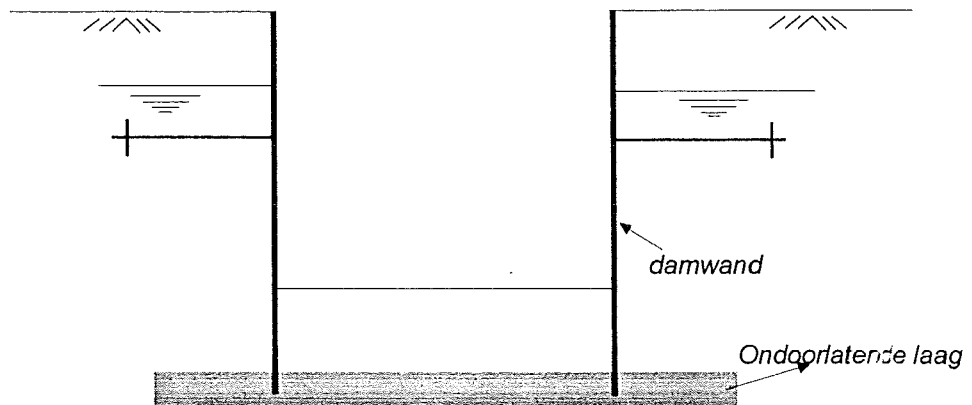
De wanden worden bij deze oplossing in de grond getrield of geheid. De wanden zijn zowel grond- als waterkerend. Voor bouw in den droge zijn er voor een slechtdoorlatende bouwputbodem twee varianten:

1. bouwput met vloer van onderwater beton. Bij deze variant wordt na het heien van de stalen damwanden de put ontgraven met gelijke waterstanden binnen en buiten de bouwput. Dit gebeurt tot een diepte gelijk aan het niveau van de bouwputbodem, vermeerderd met de dikte van de laag onderwaterbeton. Voordat de vloer van onderwaterbeton gestort is moeten trekpalen in de grond worden aangebracht, om samen met het eigen gewicht van de vloer te voorkomen dat deze opdrijft.



Figuur 2-8, Bouwput met damwanden en onderwaterbeton.

2. bouwput met slecht doorlatende laag als waterafdichting. Bij deze variant worden de damwanden tot in een slecht doorlatende laag aangebracht. Vervolgens wordt ontgraven tot het benodigde niveau. Hierbij moet de slecht doorlatende laag voldoende diep liggen om opbarsten te voorkomen. Is dit niet het geval dan kan met behulp van een spanningsbemaling onder de slecht doorlatende laag stabiliteit van de bouwputvloer bereikt worden. Indien er geen slecht doorlatende laag aanwezig is, kan men met behulp van een grondinjection hetzelfde principe bereiken.



Figuur 2-9, Bouwput met damwanden en slecht doorlatende laag.

Het horizontaal evenwicht van de damwand wordt gewaarborgd door horizontale krachten, die enerzijds door de grond of onderwaterbeton-vloer aan de voet van de damwand en anderzijds door een stempeling of verankering (aan de bovenzijde van de damwand) worden opgenomen.

#### Variant E Bouwput met diepwanden

Deze oplossing is vrijwel identiek met oplossing D. Het verschil berust op het gebruik van andere grond- en waterkerende wanden. In plaats van stalen damwanden worden bij deze oplossing betonnen diepwanden toegepast. Het voordeel van deze wanden is dat zij als onderdeel van de uiteindelijke constructie gebruikt kunnen worden. Evenals bij de oplossing met stalen damwanden zijn de zelfde varianten met betrekking tot de slecht doorlatende laag van toepassing.

In Nederland is er een duidelijke ontwikkeling met betrekking tot de omgeving, dat grondwaterstandverlaging niet wordt toegestaan. Dit wordt voornamelijk veroorzaakt door ruimtegebrek. Dit heeft directe consequenties gehad voor de bouwmethode. Nadat in het verleden het probleem werd opgelost met behulp van retourbemaling, wordt nu bijna alleen nog de bouwkuip toegepast. De beschikbare ruimte en het geotechnisch profiel bepalen met name op welke manier de bouwkuip wordt gemaakt.

### 2.5.3 Krachtswerking op het landhoofd

#### Horizontale kracht vanaf de waterwegzijde

Er zal nu een benadering voor de grootte van de horizontale krachten die op het landhoofd werken worden gegeven. De bedoeling is kwalitatief te bekijken welke maatregelen benodigd zijn om de horizontale krachten op te nemen.

In Figuur 2-10 zijn de waterhoogten die van belang zijn bij het opwekken van de horizontale krachten geschematiseerd weergegeven. Deze waterhoogten zijn zowel in de gebruiksfase als in de bouwphase van belang.

Als gevolg van de grote hoogte ontstaan zeer grote horizontale krachten. Om een indruk van de orde van grootte te krijgen:  $h_{gr} = 8,0$  m en  $h_v = 18,0$  m. De horizontale krachten die, naar links, op het landhoofd werken zijn de volgende:

$F_1$  [kN/m] - door aan het landhoofd liggende grondlichaam -

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot K_0 \cdot (\gamma_{gr} - \gamma_w) \cdot (h_v - h_{cl})^2 \quad (2.2)$$

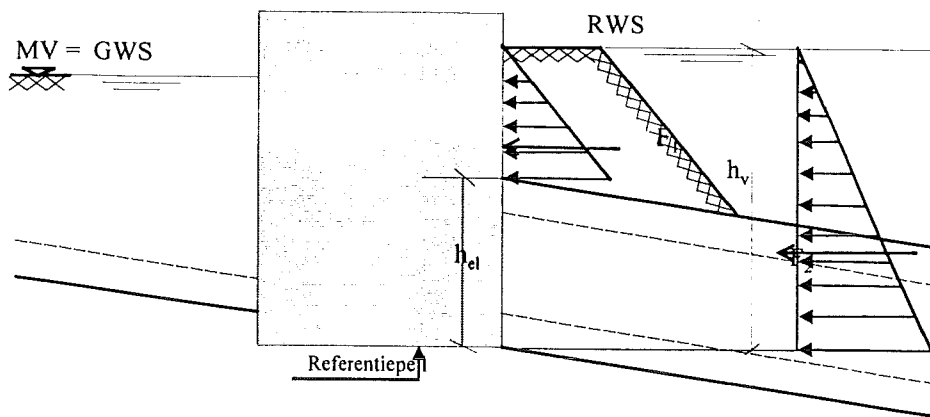
$F_2$  [kN/m] - door het waterpeil in de waterweg -

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_v^2 \quad (2.3)$$

De totale horizontale kracht H is dan gelijk aan de sommatie van  $F_1$  en  $F_2$ ; 1970 kN

In de formules zijn:

- $\gamma_{gr}$  : 20 kN/m<sup>3</sup> Volumieke massa grond (nat);
- $\gamma_w$  : 10 kN/m<sup>3</sup> Volumieke massa water;
- $K_0$  : 0,7 [-] Grondcoëfficiënt (neutraal);
- $h_v$  : 18 m Stijghoogte waterweg (RWS);
- $h_{el}$  : 8 m Elementhoogte.



Figuur 2-10, Krachtswerking op het landhoofd

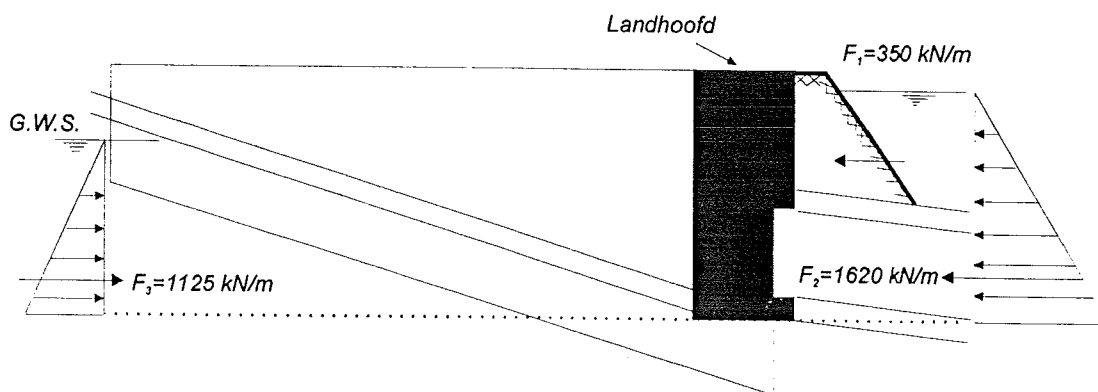
Deze horizontale kracht zal opgenomen moeten worden door de constructie. Hiervoor zijn verscheidene mogelijkheden:

1. toepassen van verschillende funderingsmethoden
2. herverdeling van de horizontale krachten.

## 2.5.4 Opnemen horizontale kracht

### Horizontale kracht vanaf de landzijde

Door van deze mogelijkheid gebruik te maken wordt in ieder geval de waterdruk, die op de onderkant van de vloer van de afrit werkt, gemobiliseerd. Doordat deze loodrecht op de vloer aangrijpt ontstaat een resulterende horizontale kracht, die tegen de eerder genoemde horizontale kracht H inwerkt.



Figuur 2-11, Horizontale kracht op landhoofd

De horizontale resultante van de kracht is maximaal gelijk aan

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h_{gws}^2 \quad (2.4)$$

Hierin is:

- $\gamma_w$  = volumieke massa water : 10 kN/m<sup>3</sup>
- $h_{gws}$  = grondwaterstand polder tov landhoofd : 15 m

Deze tegenwerkende horizontale kracht komt dus overeen met 1125 kN per strekkende meter.

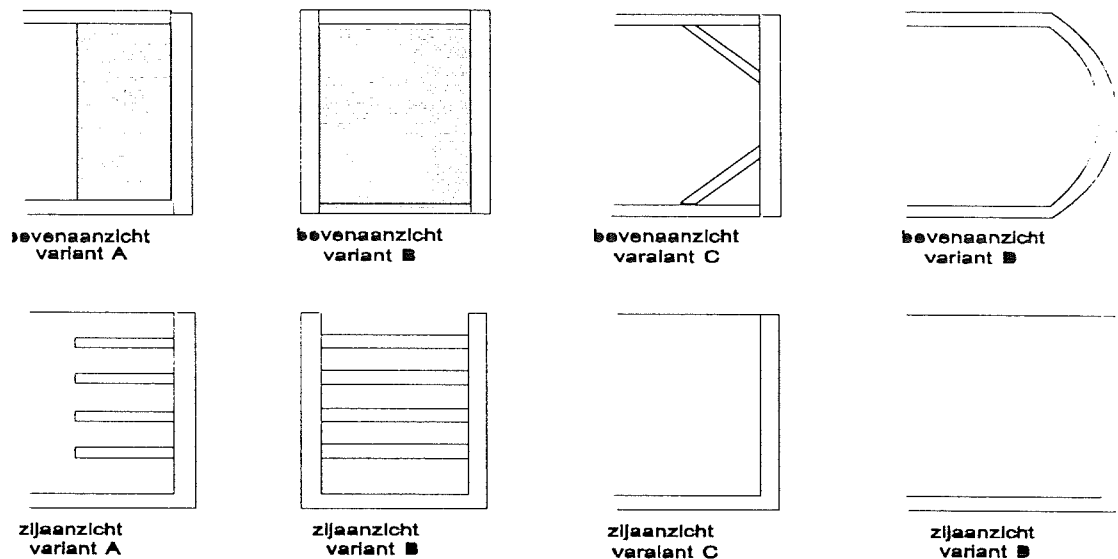
#### A. Overdracht via contactdruk in de dilatatievoegen naar de open afrit

Aangezien de som van bovenstaande horizontale krachten niet gelijk aan nul is, blijft er een resulterende kracht over, die op een andere wijze opgenomen dient te worden. Mogelijkheden om deze kracht op te nemen zijn:

wrijving langs de zijwanden en de bodem van de afrit met de grond;  
schoorpalen heien onder de open afrit.

Bij de eerste mogelijkheid zullen er eerst verplaatsingen moeten optreden voordat de wrijving langs de wanden en bodem geactiveerd kunnen worden.

Het landhoofd zal de grote horizontale kracht moeten kunnen weerstaan en in dit geval afdragen naar de wanden van de afrit. De volgende constructieve oplossingen staan ter beschikking:



Figuur 2-12, Constructieve oplossingen overdracht horizontale kracht.

##### Variant A:

één of meer horizontale betonnen platen voor verstijving van de horizontale richting om te verhinderen dat de kopsewand naar binnen buigt. Doordat de plaat veel stijver is in horizontale richting zal een groot gedeelte van de horizontale kracht naar de zijwanden worden overgedragen.

##### Variant B:

het landhoofd wordt zo stijf gemaakt, dat deze direct de horizontale kracht op de zijwanden van de afrit kan afvoeren.

##### Variant C:

de kopse wand wordt afgestempeld op de zijwanden van de afrit.

##### Variant D:

via een drukboog wordt de horizontale kracht op de zijwanden van de afrit overgebracht.

De varianten A en C zijn moeilijk uit te voeren omdat de verticale wand zowel in bouw- als gebruiksfase de horizontale kracht moet afdragen. Variant D vervalt, omdat het zinkelement niet past. De keuze valt dan op variant B. Bij deze variant hoeven echter ook geen palen onder de afrit geplaatst te worden, omdat bij voldoende ballast, de wand op zijn plaats wordt gehouden.

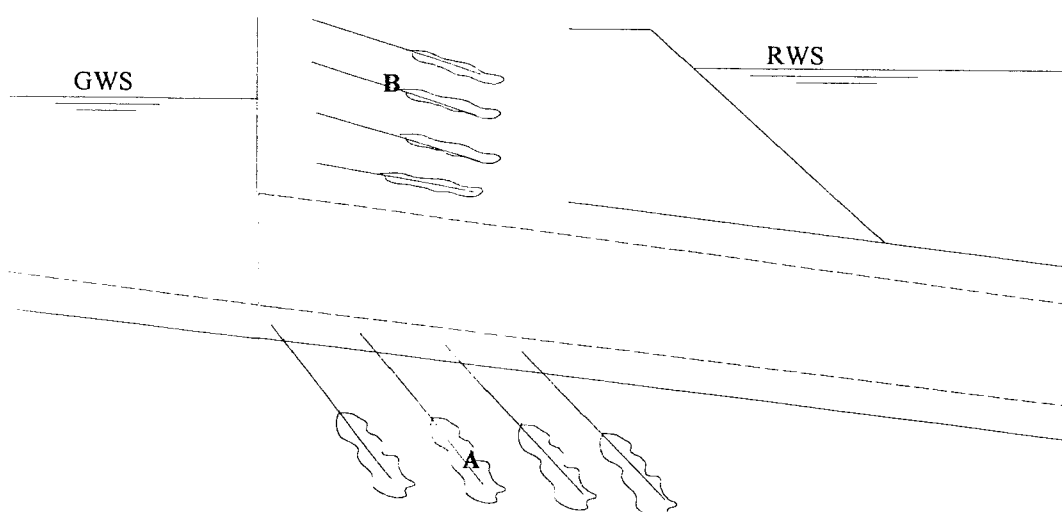
#### B. Overdracht via groutankers in de vloer en/of wanden

De horizontale kracht op het landhoofd kan ook via groutankers worden afgedragen. Deze groutankers kunnen in de vloer van het landhoofd (A) en in de zijwanden van het landhoofd (B).

Groutankers in de vloer van het landhoofd (A) hebben de volgende nadelen:

Het gedeelte van de groutankers dat de kracht overbrengt naar de ondergrond zal zich buiten de glijvlakken moeten bevinden. Omdat het landhoofd behoorlijk grote afmetingen heeft, betekent dit dat de groutankers diep in de grond bevestigd moeten worden.

Groutankers worden voorgespannen om krachten over te brengen. Het aanbrengen van de ankers in de vloer zal dus moeten gebeuren voordat de bouwkuip ontwaterd is. Als de ankers na het ontwateren van de bouwkuip geplaatst worden, heeft de vloer al enige verplaatsing ondergaan met eventueel enkele scheuren, zodat er minder kracht door de vloer kan worden opgenomen.



Figuur 2-13, Landhoofd met groutankers.

Het onder water aanbrengen en voorspannen van groutankers zal een tijdrovende en arbeidsintensieve procedure zijn.

Bij groutankers in de zijwand van het landhoofd (B) moet erop gelet worden dat deze buiten het invloedsgebied van de constructie (potentiële glijvlakken) komen te liggen, om enige trekkracht op te kunnen nemen. Ook dienen de ankers onder een hoek met de normaal van de muur geplaatst te worden. Aangezien de op te nemen horizontale kracht groot is, en de hoek ten opzichte van de normaal van de muur maar klein is, moeten er veel ankers geplaatst worden om de krachten op te nemen. De ankers moeten wel voldoende ver uit elkaar geplaatst worden, zodat zij geen glijvlak zullen ontwikkelen. Potentiële glijvlakken, buiten de groutankers om, moeten een stabiel evenwicht geven.

Uit het bovenstaande kan geconcludeerd worden dat het aanbrengen van ankers in het landhoofd een moeilijke en kostbare zaak is.

### C Overdracht door een ruimtelijke constructie van palen

De palen onder het landhoofd zullen geschoord moeten worden om de horizontale kracht op het landhoofd te kunnen opnemen. De maximale hoek waaronder palen geheild kunnen worden is ongeveer 3:1. Een gemiddelde paal heeft ongeveer een draagvermogen van 600 tot 1000 kN. Dit betekent dat de horizontaal op te nemen kracht door een paal ongeveer 200 tot 300 kN bedraagt.

Via het maken van een krachtenveelhoek kan bepaald worden wat de krachten in de palen zullen worden om evenwicht te maken. Aangezien een paal maar een kleine hoek met de verticaal kan maken, kan de paal maar een kleine horizontale kracht op nemen. Het gevolg

is dat er veel palen nodig zijn voor de afdracht van de totale horizontale kracht op het landhoofd.

## **D Overdracht door een ruimtelijke constructie via een fundering op staal**

Als laatste variant komt een fundering op staal in aanmerking. De wrijving tussen de onderwater-betonvloer van het landhoofd met de ondergrond en de wrijving tussen de zijwanden van het landhoofd en de grond moeten voldoende weerstand bieden om de horizontale kracht te kunnen afdragen. De fundering is simpel, er moet echter wel bedacht worden dat de wrijving in alle (bouw)fasen afhankelijk is van de normaaldruk.

### **2.5.5 Conclusie**

Uit het bovenstaande kan geconcludeerd worden dat de keuze voor de fundering van het landhoofd afhankelijk is van de gekozen constructie van de afrit. Is er gekozen voor een openbak constructie met dilatatie voegen, dan kan de horizontale kracht goed worden afgedragen via deze bakken. Is er echter gekozen voor een vliesconstructie met taluds, dan zal de horizontale kracht via een hulpconstructie aan het landhoofd afgedragen moeten worden. De keuze tussen ankers, palen- en staalfundering is afhankelijk van de plaatselijke omstandigheden.

In het geval er een goede draagkrachtige laag ligt, kan men eenvoudig gebruik maken van de goede grondeigenschappen van de bodem door op staal te funderen. Indien er een slappe (kleihoudende) ondergrond, die consolidatie gevoelig is, kan men het landhoofd het beste op palen funderen. Dit is vooral te danken aan het feit dat het aanbrengen van ankers een tijdrovende en kostbare zaak is.

### **3. Geboorde tunnels**

Het boren van tunnels wordt over de hele wereld al vele jaren toegepast. Nieuwe ontwikkelingen maken sneller, beter en economischer boren mogelijk. De grenzen van de toepasbaarheid worden steeds verlegd, waardoor bijvoorbeeld de kanaaltunnel en de Trans Tokyo Bay tunnel (diameter 14,14 meter) gebouwd konden worden. Vanwege ontwikkelingen in de tunnelboortechnieken, het steeds groter wordende ruimtegebrek in Nederland en de groeiende weerstand tegen de overlast van grote civiele projecten wordt het boren van tunnels in Nederland steeds aantrekkelijker.

In Nederland is om reeds genoemde redenen een groeiende belangstelling voor "Ondergronds Bouwen". Ondergronds bouwen omvat naast geboorde tunnels ook bijvoorbeeld de aanleg van parkeerkelders, ondergrondse opslag, pijpleidingen, etc. Om de toepassingsmogelijkheden in dit vakgebied te stimuleren en het kennisniveau te verbeteren is een onderzoekprogramma opgezet onder leiding van het Centrum Ondergronds Bouwen (COB).

#### **3.1 Specifieke aspecten t.a.v.**

##### **3.1.1 Lengte profiel**

Een belangrijk punt van verschil tussen geboorde en afgezonken tunnels is de minimale diepteligging. Door de afzinkprocedure ligt een "Nederlandse" tunnel met een positieve oplegreactie op zijn fundering en is er geen technische begrenzing aan de hoogteligging t.o.v. het maaiveld.

Bij een boortunnel is het bepalen van de veilige en optimale diepteligging een complexe aangelegenheid. Van invloed zijn de volgende factoren:

- bodemomstandigheden, grondwaterstand, in de bodem aanwezige obstakels;
- type schild (ontgravingsstelsel);
- diameter;
- constructie van de tunnel;
- functie van de tunnel.

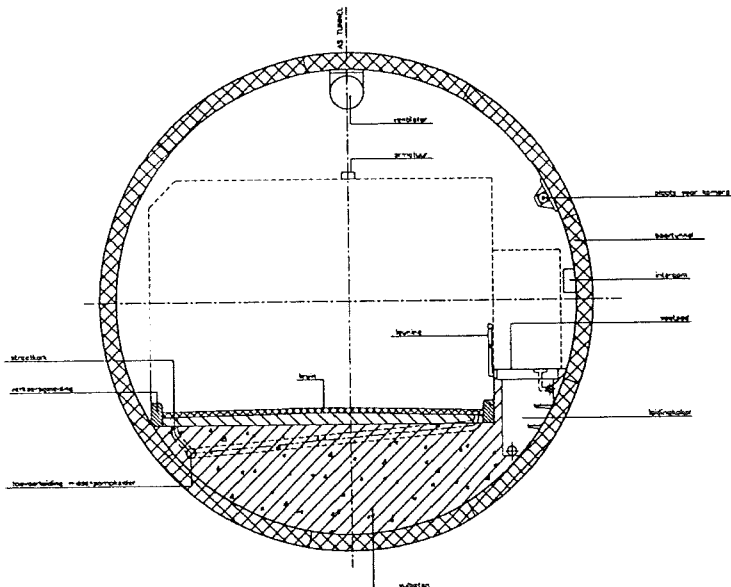
Als richtlijn kan voor de minimaal vereiste dekking 1 tot 1.5 keer de tunneldiameter. Deze dekking is vereist ter voorkoming van blow-outs en tevens moet het gewicht van de bovenliggende grondlagen opdrijven van de tunnel door de opdrijvende kracht van het grondwater voorkomen. Let bij de passage van wateroppervlakken goed op, dat ook dan de vereiste dekking aanwezig is.

Door deze diepere ligging heeft een geboorde tunnel dus langere opritten nodig en stijgt de totale lengte en de kosten van de tunnel.



### 3.1.1.1 Dwarsprofiel

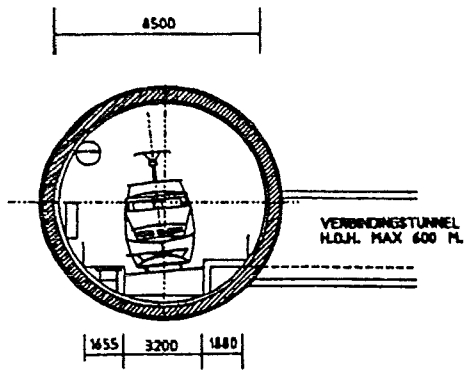
Het dwarsprofiel wordt bepaald door het gebruik van de tunnel In Tabel 3-1 en de afbeeldingen van Figuur 3-2 is een overzicht gegeven van de verschillende dwarsdoorsneden en de daarbij behorende boorddiameters per vervoersvorm.



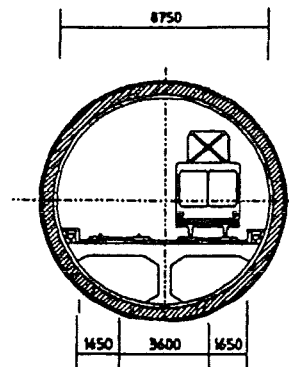
Figuur 3-1, Dwarsdoorsnede geboorde tunnel

Nr	Profiel-Gebruik	Diameter Inw. [m]
1	Geleide bus, 1-strook	4,70
2	Sneltram, enkel spoor	5,90
3	Metro, enkel spoor	5,95
4	Trein 200 km/h, enkel spoor	7,75
5	Trein 250 km/h, enkel spoor	8,50
6	Sneltram, dubbel spoor	8,75
7	Metro, dubbel spoor	9,60
8	Trein 300 km/h, enkel spoor	9,88
9	niet autosnelweg cat. B IV, 1 rijstrook, 2 richtingen (3,10 meter)	10,50
10	trein 200 km/h, dubbel spoor	10,65
11	Stad (auto)snelweg cat A II, 2 rijstroken, 1 richting (3,25 meter)	11,20
12	trein 250 km/h, dubbel spoor	11,25
13	Autosnelweg cat A I, 2 rijstroken, 1 richting (3,50 meter)	11,70
14	Trein 300 km/h, dubbel spoor	12,50
15	Autosnelweg cat. A I, 3 rijstroken, 1 richting (3,50 meter)	15,40

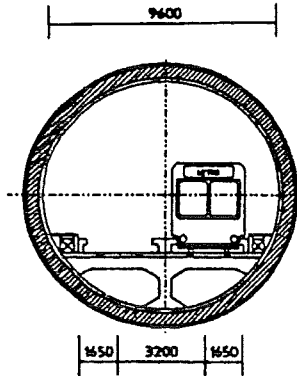
Tabel 3-1, Overzicht inwendige diameters per vervoersvorm



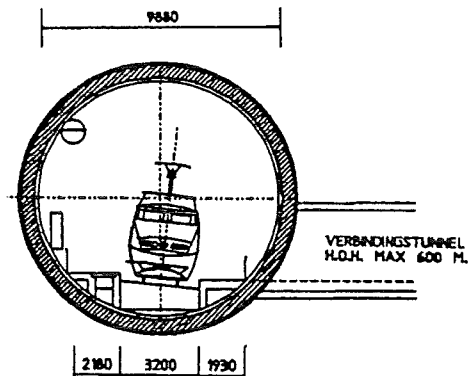
5. TREIN 250 KM/H, ENKEL SPOOR



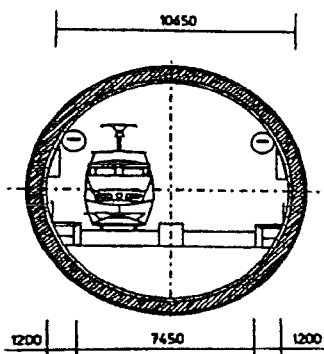
6. SNELTRAM, DUBBEL SPOOR



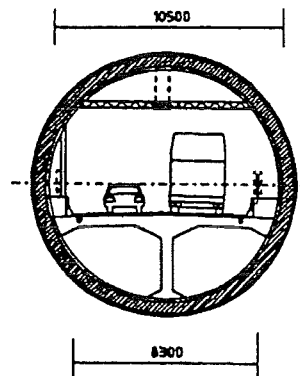
7. METRO, DUBBEL SPOOR



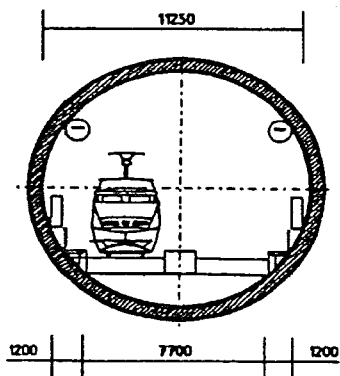
8. TREIN 300 KM/H, ENKEL SPOOR



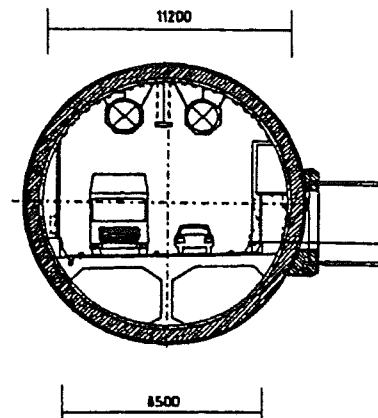
9. TREIN 200 KM/H, DUBBEL SPOOR



10. HET-AUTOSNELWEG CAT. B IV  
1 PIAATROOK / 2 RICHTINGEN (2.10m)



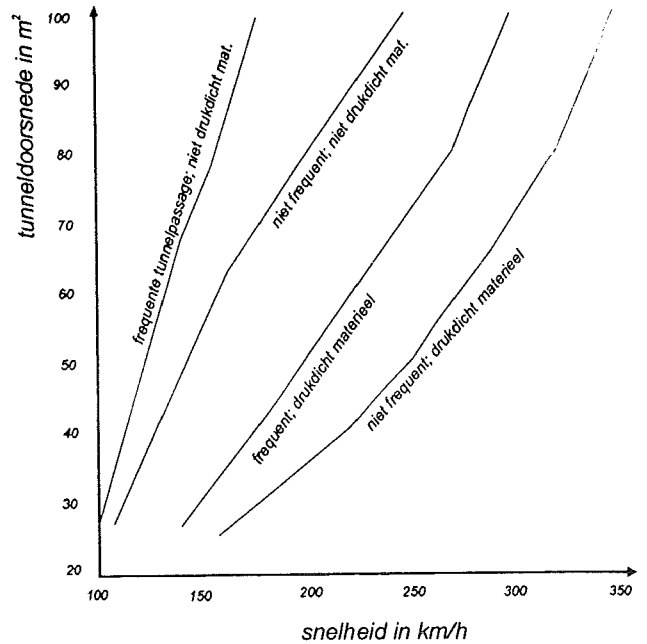
12. TREIN 280 KM/H, DUBBEL SPOOR



11. STADY/AUTOSNELWEG CAT. A II  
2 PIAATROOKEN 1 RICHTING (2.10m)

#### uitgangspunten

- \* Enkelsporig bedrijf
- \* Tunnellengte 2000 m
- \* Treinlengte 360 m
- \* Comforteis bij FREQUENTE tunnelpassage drukverschil in 3 seconden, 0,8 kPa
- \* Comforteis bij NIET FREQUENTE tunnelpassage drukverschil in 3 seconden, 1,25 kPa
- \* Drukdicht materieel als ICE (T = 5 s.)



Figuur 3-3, Relatie tussen snelheid en tunneldoorsnede

#### **Twee kleinere of een grote tunnel.**

De keuze tussen het boren van twee kleinere of een grote tunnel is niet eenduidig. Ten aanzien van de ontwerpkeuze zijn een aantal kosten-, vervoers- en geotechnische argumenten aan te voeren.

Geotechnisch gelden de volgende voordelen t.a.v. twee kleinere tunnels;

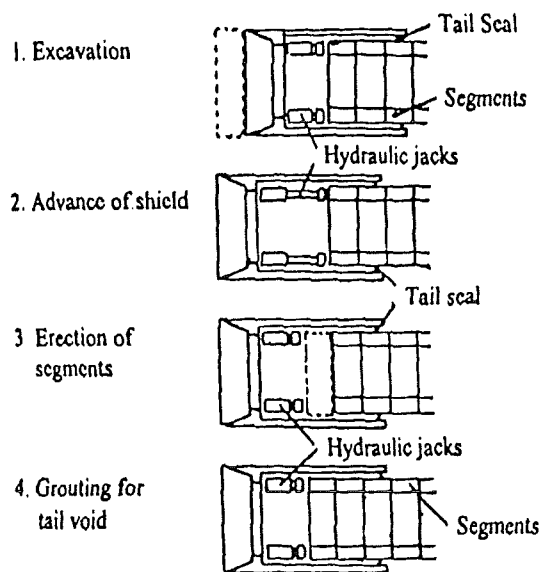
- kleinere tunnels vereisen een geringere gronddekking en dus een minder diepe ligging;
- kleinere tunnels beïnvloeden de grondwaterstroming in mindere mate;
- de zettingsrisico's zijn geringer;
- het graafront is bij een kleinere tunnel iets eenvoudiger te stabiliseren;
- de kans dat geboord wordt in verschillende typen grond is beperkter bij een kleinere diameter waardoor het boorproces succesvoller kan verlopen.

Kostentechnisch zijn er geen doorslaggevende verschillen. Vervoerstechnisch biedt de grotere, dubbele tunnel enkele voordelen.

Wanneer een verbinding uit twee tunnels bestaat, wordt voor de afstand tussen de buizen globaal 1 keer de diameter aangehouden. Deze afstand is bij een zorgvuldig boorproces te verkleinen, hetgeen men bij de nadering van stations en inritten dan ook doet. De beperking komt voort uit de verstoring van de grond rond de eerste tunnel en de ontstane grondboog door de passage van de boormachine bij de aanleg van de tweede.

## 3.2 Uitvoeringstechnieken

### 3.2.1 Beschrijving boorproces



Figuur 3-4, Beschrijving boorproces

Het boren van tunnels geschiedt van schacht naar schacht. Men start in de zogenaamde startschacht en eindigt in de ontvangtschacht. Het boorschild bestaat uit een stalen cilinder met een diameter iets groter (circa 15 cm) dan de buitenzijde van de tunnel. Aan de voorzijde van het schild wordt de grond ontgraven, het schild wordt voortbewogen m.b.v. hydraulische vijzels die zich afzetten op de reeds aangelegde tunnelmantel. In de staart van het schild wordt de tunnel uit ringsegmenten samengesteld. Figuur 3-4 geeft een schematische weergave van een dergelijke bouwwijze. Het graaffront kan open of gesteund zijn. Er kan met de hand of volledig mechanisch worden ontgraven.

De tunnelwand (lining) wordt opgebouwd uit geprefabriceerde ringsegmenten, vroeger waren dit gietijzeren elementen tegenwoordig vrijwel altijd geprefabriceerde betonelementen. De laatste jaren zijn enkele tunnels uitgevoerd, waarbij de wand ter plaatse werd gestort en men gebruik maakte van staalvezelbeton. Omdat de diameter van het schild groter is dan de tunnelmantel dient tegelijkertijd met het voortbewegen van het schild de ruimte die ontstaat tussen de grond en de reeds aangebrachte lining, de zogenaamde staartspleet, te worden volgeperst met grout. Het schild met alle installaties erin wordt internationaal wel aangeduid met de term TBM (Tunnel Boring Machine).

### 3.2.2 Boormethoden

Dit hoofdstuk bevat de principes waarop een aantal verschillende boormethodes gebaseerd zijn. In principe is voor de Nederlandse bodem geen van deze methodes onmogelijk, maar sommige methodes worden dermate gecompliceerd en duur dat ze niet voor toepassing in aanmerking komen.

Het boren van tunnels kan grofweg in drie categorieën verdeeld worden.

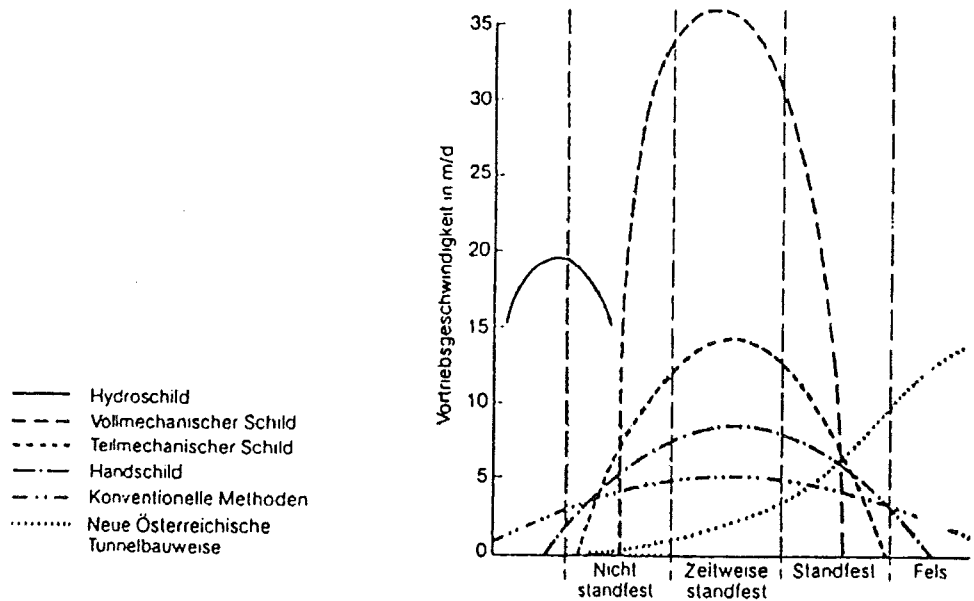
Tunnels kunnen worden aangelegd:

- zonder stalen cilinder;
- met een stalen cilinder en een ongesteund front;
- met een stalen cilinder en een gesteund front.

Afgezonken tunnels, doorpersingen, en dergelijke worden buiten beschouwing gelaten.

De stalen cilinder, waarbinnen veilig gewerkt kan worden, wordt aangeduid als het schild. Een gesteund front betekent hier: het ontgravingsfront wordt gesteund door een regelbare, niet mechanische druk (e.g. luchtdruk, vloeistofdruk, gronddruk, etc.).

Een front dat mechanisch gesteund wordt, is in deze indeling een ongesteund front (water kan bijvoorbeeld naar binnen sijpelen).



Figuur 3-5, Toepassingsgebied tunnelmethodes

Figuur 3-5 geeft globaal de toepassingsgebieden aan. Het gebied aangegeven met Hydroschild is de grond waarin een frontondersteuning nodig is. In het gebied van de New Austraian Tunneling Method is geen stalen cylinder nodig. In het tussenliggende gebied is wel een stalen cylinder nodig, maar is geen frontondersteuning nodig of is een mechanische ondersteuning van het front voldoende. Bepalend voor het wel of niet nodig zijn van een stalen cylinder of frontsteun is de standtijd van de grond (stand-up-time). Rots heeft meestal een lange standtijd (geen stalen cylinder of ondersteuning van het front nodig), terwijl cohesieloos zand in het grondwater niet blijft staan (dus continu een stalen cylinder en ondersteuning van het front nodig).

Dit hoofdstuk beschrijft 11 tunnelmethodes:

Tunnelmethodes zonder stalen cylinder:

1. NATM;
2. Luchtdruk.

Tunnelmethodes met een stalen cylinder en een ongesteund front:

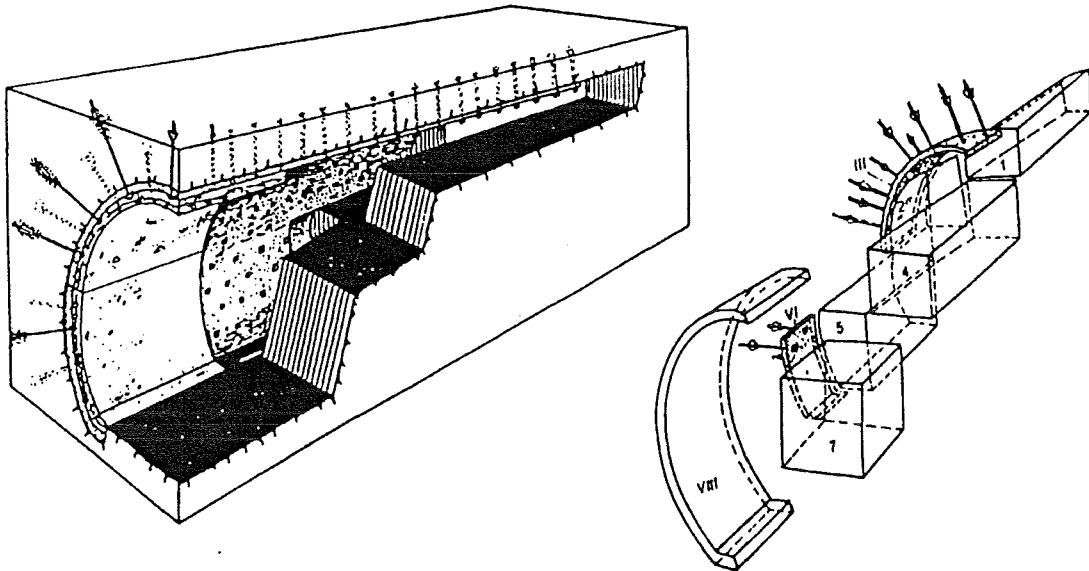
1. Handschild;
2. Mechanisch ontgraven;
3. Boorkop met tanden of spaakwielen.

Tunnelmethodes met een stalen cylinder en een gesteund front:

1. Verdringingsschild;
2. Luchtdruk schild;
3. EPB schild;
4. Vloeistof schild;
5. MIX schild;
6. Overige boormethodes.

### 3.2.2.1 NATM (New Austrian Tunnelling Method)

NATM (New Austrian Tunnelling Method) is een in Oostenrijk ontwikkelde tunnelmethode die toegepast kan worden in grond met een redelijke standtijd (minimaal een half uur). De methode probeert een optimale interactie tussen de tunnelwand en de grond te bereiken. De basisprincipes van deze methode zijn in 1948 door Prof. Rabecwicz geformuleerd. Sinds onder zijn leiding de eerste grote NATM tunnel in 1957 in Venezuela gereed kwam is de techniek wereldwijd vele malen toegepast, met name in Oostenrijk, Zwitserland, Duitsland, Japan en Engeland.



Figuur 3-6, Principe NATM

In Figuur 3-6 is een mogelijke ontgravingsmethode weergegeven. Deze tunnel wordt in zeven delen ontgraven. Na elk deel wordt de eventueel benodigde grondondersteuning aangebracht. Tevens zijn de ankers aangegeven, en de eerste en tweede lining.

Er wordt geprobeerd een optimale interactie tussen grond en lining te bewerkstelligen: de tunnel wordt in stand gehouden door de samenwerking van grond en lining. Er moet worden voorkomen, dat één van de twee alle sterkte levert. Dit wordt bereikt door een dunne tunnel-lining toe te passen en relatief grote vervormingen van de grond toe te staan. Een herverdeling van de krachten in de grond is hierdoor mogelijk met minimale momenten in de lining.

In Nederlands zou als toepassingsgebied van de NATM gedacht kunnen worden aan het uitbreiden van kelderconstructies of stations (mogelijk onder bebouwing) en het aanleggen van schachten en korte tunnels, het tijdelijk ondersteunen van boorfronten, het uitbreiden van tunnels bij stations of voor het aanleggen van korte tunnels in "cut en cover". Hierbij moet echter worden opgemerkt, dat Nederland een bodem heeft waar de NATM niet zonder extra hulpmiddelen toegepast kan worden, waardoor de NATM vanwege de benodigde grondverstevingen te duur is om in aanmerking te komen voor de bouw van lange tunnels. In goede grondsoorten is NATM eigenlijk de "ideale manier van tunnels maken": de shifts van 8 uur zijn meestal gelijk aan de cyclustijd, de voortgang kan aanzienlijk zijn, er is geen TBM nodig en de methode heeft een grote flexibiliteit ten aanzien van de vorm van de tunnel. Bovendien kan NATM in sterk wisselende grondsoorten toegepast worden vanwege het grote scala aan technieken dat snel afgewisseld kan worden.

Voor de lining wordt meestal gebruik gemaakt van een ter plaatse hardende betonsoort met een zo kort mogelijke uithardingstijd, een zo hoog mogelijke sterkte en een zo laag mogelijke waterdoorlatendheid. Het aanbrengen van de definitieve waterafsluiting en de binnenste lining is hetzelfde als het aanbrengen van de inner lining bij andere tunnelmethodes.



Er wordt gewerkt in duidelijke cycli, achtereenvolgens:

- het tunnelfront uitgraven (0,75 à 3 meter)
- grond afvoeren
- wapening van de lining aanbrengen
- stalen bogen aanbrengen
- spuitbeton (shotcrete) aanbrengen
- ankers aanbrengen

Meestal wordt de tunneldoorsnede in delen uitgegraven. Om een goede boogwerking te laten ontstaan bevinden de ontgravingen zich zo ver achter elkaar dat tussen de fronten onderling geen beïnvloeding plaats vindt. Toch bevindt een opvolgende ontgraving zich wel zo dicht achter de vorige dat de zettingen ten gevolge van de vorige ontgraving nog niet de eindwaarde bereikt hebben. Hierdoor kan de totale zetting beperkt blijven.

Tijdens het eerste deel van de ontgraving kan men nauwkeurig het grondgedrag en de zakkingen volgen. Bij de volgende delen kan men aan de hand hiervan aanpassingen doorvoeren (bijvoorbeeld bogen toepassen, meer of minder ankers aanbrengen, eerder spuitbeton opbrengen, etc.). Men kan de ervaringen van de eerste ontgraving dus direct terugkoppelen.

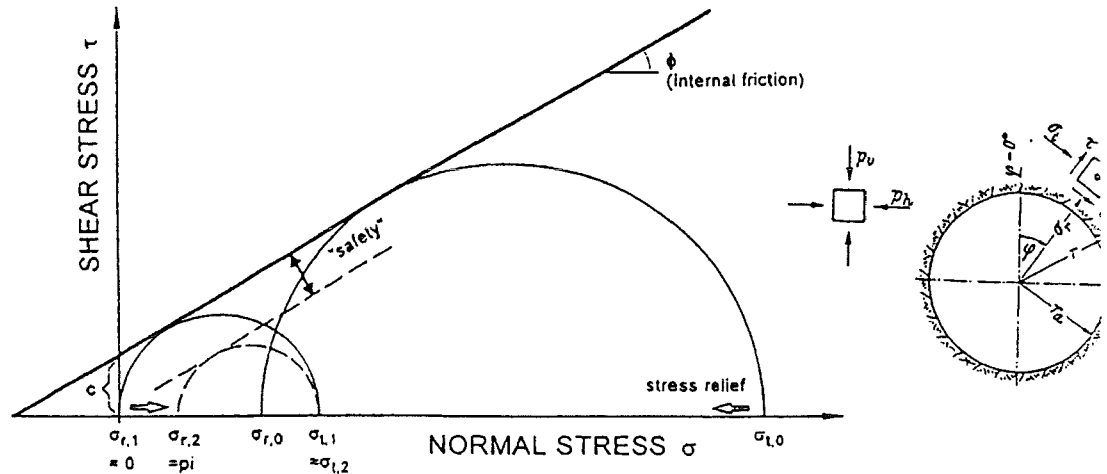
Een cyclus heeft over het algemeen een voortgang van 1 meter bij slechte grond tot 3 meter bij harde grond (goede rots). De duur van een cyclus is normaal gelijk aan één shift. Met "slechte grond" wordt (voor NATM) grond bedoeld die met behulp van machines ontgraven wordt (niet met explosieven) en een niet al te grote standtijd heeft (tussen een half en anderhalf uur). De staalwapening bestaat uit geprefabriceerde wapeningsnetten of ter plekke aan elkaar bevestigde wapeningsstaven die tegen de wand aangebracht worden, waarbij girders (ronde stalen ondersteuningsbogen) de wapening ondersteunen. Deze bogen houden de wapening op de plaats, geven precies aan hoe dik de betonlaag moet worden en bieden al enige ondersteuning voordat de beton opgespoten wordt. Soms worden de ankers en de bogen verbonden, zodat de ankerkrachten door de bogen verspreid worden.

De wapening kan ook bestaan uit staalvezeltjes in de spuitbeton. Deze wapening wordt met de spuitbeton meegespoten en maakt het gebruik van de wapeningsnetten en de stalen bogen overbodig, hetgeen resulteert in een aanzienlijke verhoging van de voortgangssnelheid. Soms maakt men voordat de definitieve tunnel gegraven wordt een kleine tunnel (pilot tunnel) om de grondcondities nauwkeurig te bepalen en om de bouw van de definitieve tunnel te kunnen ondersteunen. Zo'n pilot tunnel wordt in het centrum van de toekomstige tunnel gemaakt (om onevenwichtige vervormingen te voorkomen) of wordt zo ver van de tunnel gelegd dat geen beïnvloeding optreedt (meestal een afstand van minimaal 3\*D).

### **De werking van de grond**

In rots gebeurt het losmaken en verwijderen van de grond met behulp van springstoffen en ontgravingsmachines. In zachtere gronden worden alleen ontgravingsmachines gebruikt. De machines die voor het ontgraven van het front gebruikt worden zijn speciaal draaibare graaf machines of machines met een boorkop die over de hele oppervlakte van de tunnel is te bewegen (vergelijkbaar met een cutter zoals die op baggerschepen gebruikt wordt).





Figuur 3-7, Spanningen in de grond gerelateerd aan de cirkel van mohr

De veiligheid voor het blijven hangen van de grond is de cohesie. Heeft de grond die niet van nature, dan moet die kunstmatig aangebracht worden. Hiervoor zijn verschillende mogelijkheden zoals grouten, chemisch injecteren, bevriezen, lange ankers, etc. In de tunnelomtrek mogen zich geen scherpe hoeken of andere niet cirkelvormige plekken bevinden. Op zulke plekken treden spanningsconcentraties op, waardoor de cohesie de grond niet op de plaats kan houden. In de nabijheid van een ontgraving ontspant de grond. Tegelijk vindt een herverdeling van de spanningen plaats, met als gevolg spanningstoename op enige afstand van de ontgraving. Deze herverdeling van drukken zwakt de (aanvankelijk snelle) vervormingen af. Op enkele meters afstand van de ontgraving blijft de grond vrijwel ongestoord. Door het aanbrengen van de lining en de ankers kunnen de extra spanningen die door de ontgraving ontstaan door de ongestoorde grond vlak naast de ontgraving goed opgenomen worden.

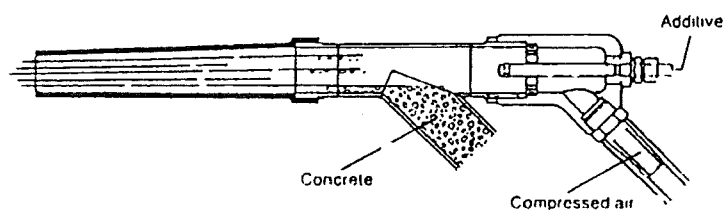
Het moment waarop de lining de grond moet gaan ondersteunen is een essentieel onderdeel van NATM (zie lit. Jodl, Kretschmer en IACES). De lining moet de grond ondersteuning gaan bieden op het moment dat de vervormingen als gevolg van de ontspanning grotendeels hebben plaats gevonden, maar nog niet helemaal voorbij zijn. De vervormingen (grotendeels) voorkomen is mogelijk, maar zou een oneconomisch dikke lining vereisen.

De bepaling van het juiste moment waarop de lining opgespoten moet worden is zeer ingewikkeld: de wijze waarop de grond ontspant moet gecombineerd worden met de tijd die de spuitbeton nodig heeft om voldoende sterkte te ontwikkelen om de benodigde ondersteuning te kunnen leveren.

### De lining

De lining bestaat uit een snelhardende beton die al na 2 à 3 uur een kwaliteit B20 of B30 kan hebben, met een eindsterkte van B50 à B60.

De lining heeft uiteraard krimp, maar dit is niet erg: de waterafsluiting wordt gegarandeerd door het aanbrengen van een waterdicht vlies en een tweede lining.



spuitkop, shotcrete

Figuur 3-8, spuituitkop shotcrete

De aangebrachte beton is spuitbeton die met hoge snelheid op de tunnelwand gespoten wordt. Deze wordt buiten de tunnel gemaakt en met een leiding naar het front getransporteerd. Bij het front wordt het 1:2 gemengd met lucht en op de zojuist uitgegraven wand (en de eventueel aangebrachte wapening) gespoten onder hoge druk. Ongeveer 40% van de spuitbeton blijft op de wand achter, de overige 60% spat van de wand af. Vanwege de rondspattende beton kan men zich zonder beschermende kleding niet binnen een straal van enkele meters van het beton spuiten begeven.

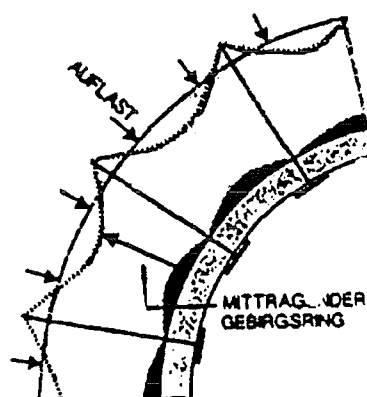
De eerste, buitenste lining (outer lining) is ongeveer 10 à 20 centimeter dik. Dit is een minimum dikte: zeker indien voor het ontgraven gebruik wordt gemaakt van explosieven is heel nauwkeurig werken onmogelijk en kunnen de maatafwijkingen aanzienlijk zijn.

Nadat over de volle tunnellengete de buitenste lining gereed is, brengt men tegen de buitenste lining een waterdicht vlies aan, meestal een 2 millimeter dik PVC folie. Hier tegenaan komt de binnenste lining (inner of secundaire lining). Deze lining dient het vlies te beschermen en de brandwendheid te bevorderen en versterkt de lining. De binnenste lining dient minstens een waterdruk over de hoogte van de tunnel te kunnen weerstaan.

De inner lining bestaat meestal uit ter plaatse gestorte beton, aangebracht binnen een bekisting. De lengte van deze bekisting is meestal 8 à 15 meter, afhankelijk van de bochten in de tunnel. De inner lining is doorgaans 20 à 30 centimeter dik en hoeft niet waterdicht te zijn.

De outer lining mag vooral niet te dik zijn. Dit om vervormingen toe te staan en grote momenten te voorkomen. Indien scheuren ontstaan in een uithardend deel van de lining moet die niet verstevigd worden door extra beton aan te brengen, maar door het plaatsen van extra ankers of rockbolts. De grond moet immers ook belasting gaan dragen en niet alleen de lining!!

#### De ankers



Figuur 3-9, Werking van ankers

Zoals reeds gezegd zijn ankers belangrijk bij NATM. Ankers zijn niet bedoeld om de lining van spuitbeton te stabiliseren of om kracht uit de lining af te dragen, maar om de grond rondom de ontgraving 3-dimensionaal op te spannen en zo meer draagkracht te geven.

In harde rots zijn ankers niet nodig, terwijl in slechte grond wel 20 ankers per strekkende meter tunnel nodig kunnen zijn. Ze worden aangebracht nadat de lining is opgespoten. Een dun staalplaatje met een moer brengt de kracht uit het anker over op de spuitbeton lining. Indien te veel vervorming optreedt in de lining (en dus van de achterliggende grond) vervormt het staalplaatje: een duidelijk teken dat meer ankers geplaatst moeten worden, zeker bij een eventuele volgende fase van de ontgraving.

#### 3.2.2.2 Luchtdrukmethode (zonder stalen cylinder)

Het werken onder luchtdruk, zonder stalen cylinder, verschilt eigenlijk niet zo veel van de werkwijze zoals in de vorige paragraaf (NATM) beschreven. Het doel is de toestroom van water te voorkomen. Er zal niet met explosieven gewerkt kunnen worden en vanwege de overdruk worden de werktijden verkort. Ook verandert de stabiliteit van de grond rond het

front, ook door de verminderde toetreding van water: door de luchtdruk wordt de stabiliteit vergroot.

### 3.2.2.3 *Handschild / ongesteund front*

Deze methode werd voor het eerst toegepast onder leiding van de Engelsman Brunel, in het begin van de 19<sup>e</sup> eeuw (1825) om een tunnel onder de Thames aan te leggen (lit. Maidl, Kretschmer, e.a.). Aan het front groeven mensen de grond weg, binnen een stalen cylinder. Vlak achter hen metselden anderen, binnen dezelfde cylinder, een lining van baksteen. Nadat tijdens de bouw de tunnel voor de eerste keer was ondergelopen (dit is bij deze tunnel vijf keer gebeurd) is voorgesteld om onder luchtdruk te werken, maar Brunel was daartegen. Deze tunnel had dus een nog grotere sprong voorwaarts voor de tunneltechniek kunnen zijn.

Tegenwoordig wordt deze methode eigenlijk nauwelijks toegepast: er wordt met boormachines gewerkt in slechte grond of met de NATM in goede grond.

n.b. Die eerste schildtunnel is gegraven in de London Clay, de grondlaag waarin onlangs de NATM tunnel bij Heathrow is ingestort.

### 3.2.2.4 *Schildmethode met mechanisch ontgraven, ongesteund front*

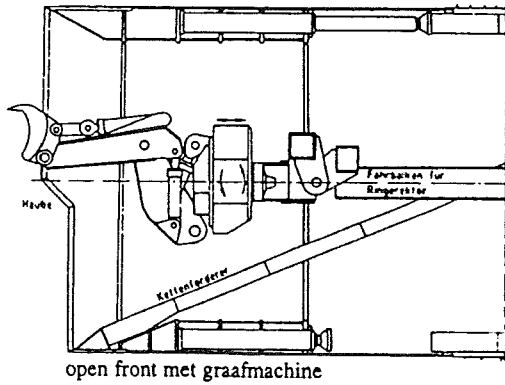
Deze methode wordt tegenwoordig regelmatig toegepast. Het verschil met de vorige methode is dat de ontgraving aan het front met behulp van machines gebeurt, hetgeen minder gevaarlijk is en onder hogere druk kan plaatsvinden. Deze methode kan alleen in redelijk standzekere grond worden gebruikt.

De ontgraven grond wordt direct afgevoerd op een transportband. Er kan enige druk in de grond voor het schild opgebouwd worden, doordat de snijrand van het front schuin naar binnen loopt.

Het is in principe mogelijk met deze methode andere dan ronde doorsneden te maken: er kunnen bijvoorbeeld vierkante of driehoekige doorsneden uitgegraven worden. Een probleem hierbij is de lining: in een niet ronde doorsnede treden grotere dwarskrachten en momenten op, waardoor een dikkere lining, andere verbindingen en andere bouwmethoden nodig zullen zijn. Mogelijk weegt dit op tegen het voordeel dat wordt behaald doordat een kleinere oppervlakte ontgraven hoeft te worden.

Bij deze methode zijn verschillende ontgravingstechnieken te onderscheiden:

- ontgraven m.b.v. waterstralen (in cohesiearme, losse grond, waar oppervlakte zakkingen geen probleem vormen). Met een moderne versie hiervan heeft men onlangs in Amerika goede resultaten behaald voor tunnels met kleine diameters en men verwacht meerdere toepassingen hiervan;
- ontgraven m.b.v. een graafmachine voor cohesieve grond en gebroken gesteente (zie Figuur 3-10);
- ontgraven m.b.v. een boorkop voor harde grond, rots en grond met obstakels.



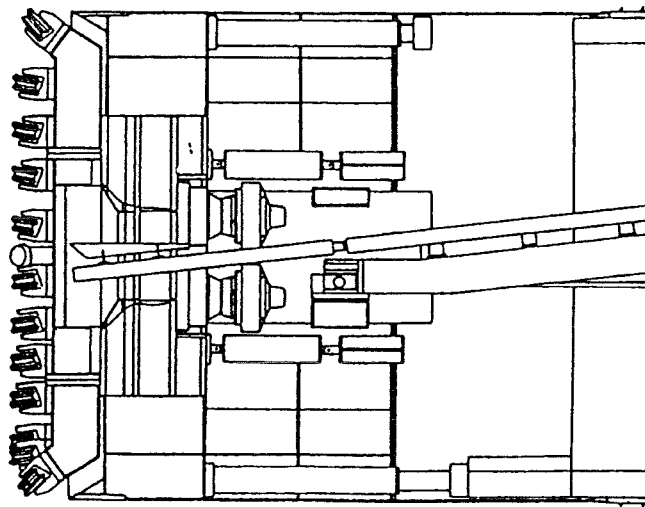
Figuur 3-10, Doorsnede open front met graafmachine

Bauweise	Erklärung des Begriffes	Einsatzkriterien
Baggerarmschild	Zentrisch angeordneter Baggerarm, bei großen Durchmessern auch mehrere Baggerarme auf Bühnen für den Abbau der Ortsbrust.	Böden mit Kohäsion und sehr gebirgtes Gebirge, welches mit hydraulischem Baggerarm noch lösbar ist.

Er zijn uiteraard meer ontgravingstechnieken mogelijk: bijvoorbeeld twee of meer boorarmen die tegelijk ontgraven, een rond wiel (dat kan een vierkante tunnel boren indien het een kwartslag gedraaid wordt), etc (zie lit. Jodl en Maidl).

Een speciale vorm van dit schild is een "mes-schild". De snijdende rand van het schild bestaat uit een aantal messen die tezamen de omtrek van het schild vormen. De messen kunnen één voor één vooruit geschoven worden, om zo gelijke tred te houden met de ontgraving aan het front. Een mes wordt vooruit geschoven indien nabij dat mes ontgraven gaat worden. Voor Nederland is toepassing van deze methode niet waarschijnlijk, gezien de te geringe standtijd van de Nederlandse grond: hier zal niet met een ongesteund open front gewerkt kunnen worden.

### 3.2.2.5 Schildmethode met boorkop, gesteund front



Figuur 3-11, doorsnede boorkop zonder steundruk, voor het boren in rots

Deze boormethode wordt toegepast in zeer verschillende grondsoorten: in grond met een heel korte standtijd tot harde rots (met een lange standtijd). Hiervoor wordt de opbouw van het front gevarieerd: over het algemeen worden spaakwielen toegepast in zachte bodems en snijwielen in harde bodems. Met deze boormethode is een hoge voortgangssnelheid te behalen. Indien nodig wordt het front ondersteund door stalen platen tussen de spaakwielen of door de stalen plaat waar de snijwielen doorheen steken. Door dit toch enigszins gesloten front kunnen zettingen beperkt blijven en kan de toestroom van grond en water enigszins gereguleerd worden.

De methode wordt ingezet bij doorsneden met een oppervlak van 50 tot 100 m<sup>2</sup>. De TBM is vanwege de grote boorkop veel duurder dan de TBM's uit de vorige paragrafen. Voor een korte tunnel is deze extra uitgave niet verantwoord. Omdat de voortgang van deze TBM

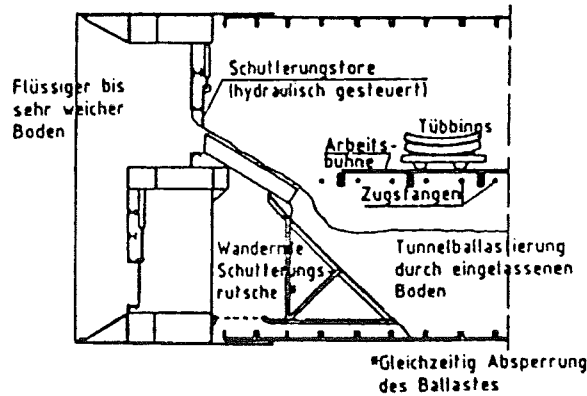
groter is dan die van het schild met de mechanische ontgraving is deze uitgave voor lange tunnels soms wel verantwoord.

In vergelijking met de boormethode uit de vorige paragraaf is deze methode minder geschikt voor het boren van trajecten met sterk wisselende grondsoorten en obstakels. Men is minder flexibel en vanwege de vrijwel gesloten boorkop zijn werkzaamheden aan het front moeilijker uit te voeren (bijvoorbeeld het verwijderen van grote stenen of het uitvoeren van reparaties). Deze methode is problematisch in gronden zonder enige cohesie: de grond moet enige standtijd hebben.

Het vervangen van de snijtanden op het spaakwiel (indien een spaakwiel wordt toegepast) kan plaatsvinden door de stalen platen die zich tussen spaakwielen bevinden naar voren te drukken, tegen het front. Hierdoor wordt het front tijdelijk gesteund, maar dit is natuurlijk niet waterdicht afgesloten. Indien snijwielen toegepast worden kunnen deze meestal van achter het stalen front vervangen worden. Dit is echter een tijdrovende operatie.

### 3.2.2.6 Verdringingschild, gesteund front

Deze methode is toe te passen in zeer zachte bodems. Met dit schild kan, in tegenstelling tot voorgaande schilden, wel een overdruk opgebouwd worden aan het front.



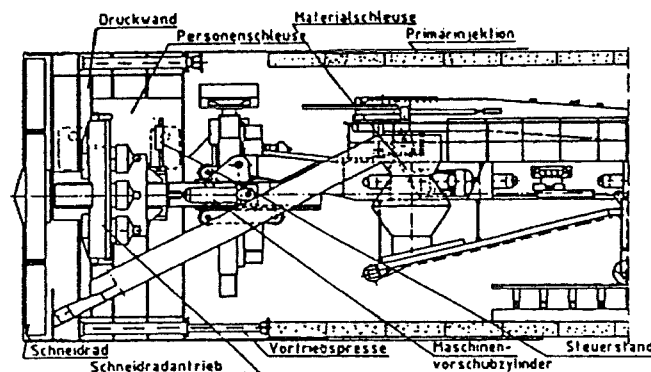
Figuur 3-12, Doorsnede gesloten verdringingschild

Dit gebeurt door de TBM voort te drukken en geen grond af te voeren. De druk is niet precies te regelen, van een echt gesteund front is dus geen sprake. De grond wordt van het front verwijderd door een opening waar het door de overdruk vanzelf doorheen gedrukt wordt, eventueel geholpen door een grondschoef. Het principe is dus eigenlijk eenvoudig: als er maar hard genoeg gedrukt wordt door de vijzels, wordt de grond vanzelf door de openingen geperst. Dit kan worden bevorderd door het ronddraaien draaien van een boorkop of het toevoegen van additieven. Er zijn meestal meerdere openingen: de TBM kan enigszins gestuurd worden door het creëren van een niet gelijkmatige druk aan het front als gevolg van het openen en sluiten van verschillende openingen (het grootste deel van het sturen gebeurt met behulp van de vijzels).

De onttrekking van de grond gebeurt niet zo precies als mogelijk is met een schild met een gesteund front, waardoor een verdringingschild alleen is toe te passen indien zakkingen niet van groot belang zijn.

### 3.2.2.7 Schildmethode met luchtdruk

Een TBM die het front steunt met luchtdruk wordt alleen toegepast in slecht doorlatende grond. In goed doorlatende grond zou de lucht ontsnappen en water kunnen toestromen.



doorsnede drukluchtschild met gesloten front

Figuur 3-13, Doorsnede drukschild met gesloten front

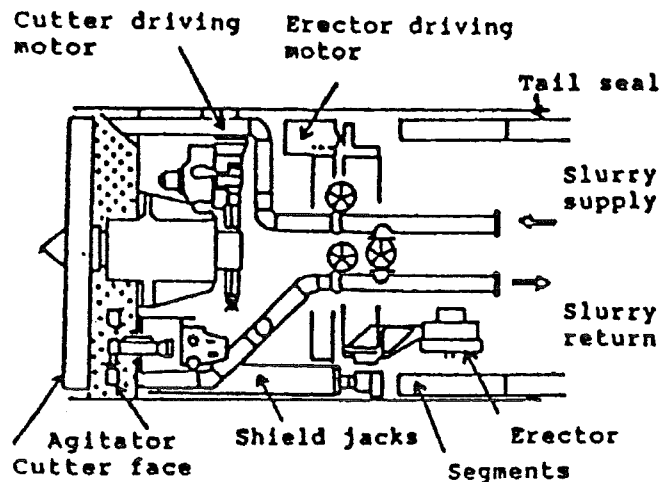
Voor de ontgraving kan een "Vollschnitt" of een "Teilschnittmaschine" gebruikt worden, of te wel: er kan gewerkt worden met een boorkop over de hele oppervlakte van de tunnel, met een kleinere boor, met waterstralen, etc. Het verschil met paragraaf 3.2.2.4 en 3.2.2.5 is de mogelijkheid om tijdens het ontgravingsproces een overdruk te creëren en zo het front beter te stabiliseren. Dit maakt het mogelijk te werken onder een grotere variëteit aan grond en de

zettingen beperkt te houden. Personeel werkt uiteraard alleen in geval van onderhoudreparaties, e.d., onder luchtdruk.

### 3.2.2.8 Schildmethode met slurrydruk (vloeistofschilden)

Naast EPB schilden komen ook vloeistofschilden in aanmerking voor toepassing in Nederland. Bij vloeistofschilden wordt de steundruk aan het front geleverd door een vloeistof (over het algemeen een bentoniet mengsel) die op de juiste druk wordt gehouden. In Duitsland wordt deze methode bij de aanleg van het merendeel van de tunnels toegepast.

#### Toepassing



Figuur 3-14, Doorsnedenvloeistof schild

De vloeistofschild methode wordt toegepast in zandige gronden. Indien er zich teveel klei in de grond bevindt (als vuistregel boven de 20%) kan de grond aan de spaakwielen verkleven, raakt het boorfront verstopt en wordt de voortgang afgeremd. In het ergste geval draait voor de spaakwielen een dikke plak grond mee rond, waardoor het boren onmogelijk wordt.

De waterdoorlatendheid van de grond mag niet groter zijn dan ongeveer  $10^{-4}$  m/s, om te voorkomen dat te veel van de steunvloeistof via het front wegstroomt. Door een juiste keus van de steunvloeistof is enige rek in het toepassingsgebied wel mogelijk.

Indien niet met een minimale dekking geboord wordt (geen gevaar voor een blow out) is een beperkt verlies van steunvloeistof niet erg, het maakt het boorproces alleen duurder.

#### De methode

Bij vloeistofschilden wordt de grond gesuspendeerd in een vloeistof vervoerd. Die vloeistof (doorgaans bentoniet met water) dient tevens als steunvloeistof voor het front.

De TBM is doorgaans uitgerust met spaakwielen. Indien het front een betere ondersteuning nodig heeft, wordt soms van een bijna gesloten graaffront met snijwielen gebruik gemaakt. De losgewoelde grond wordt door het ronddraaiende snijrad vermengd met de steunvloeistof en zakt daarin naar beneden (de dichtheid van grond is hoger dan de dichtheid van de bentoniet vloeistof). De hoeveelheid gesuspendeerde grond is hierdoor aan de onderzijde van het front het hoogst. Het is hierom logisch dat de afvoer van het mengsel zich onderaan het front bevindt.

Indien aan het front moet worden gewerkt, dan is dit mogelijk onder luchtdruk: de bentoniet vormt een afsluitende cake die door de luchtdruk op de plaats wordt gehouden en die voorkomt dat de lucht de grond indringt. In het geval van grof zand, kiezels of iets dergelijks, kan de bentoniet de grond ingedrukt worden en zal geen afsluitende cake gevormd kunnen worden. De druk zal als gevolg hiervan afnemen (of wegvallen). Indien men aan de snijstanden van de TBM moet werken laat men het bentonietniveau tot halverwege dalen.

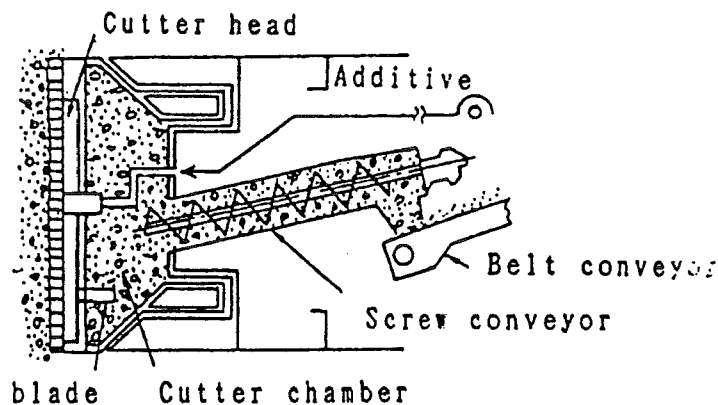
Boven het bentonietniveau kan dan gewerkt worden. Door het snijrad te draaien kan aan alle tanden gewerkt worden terwijl de helft van de grond continu door bentoniet gesteund blijft. Indien de TBM een nacht of weekend stil staat zal bentoniet weglekken. De druk wordt dan meestal automatisch op peil gehouden door bentoniet toe te voegen.

#### Scheidingsinstallatie

De grond wordt in een reinigingsinstallatie gescheiden van de steunvloeistof. De steunvloeistof wordt na de scheiding opnieuw gebruikt. De scheiding van de steunvloeistof en de grond is een zeer complex proces en de capaciteit van de scheidingsinstallatie moet minstens gelijk zijn aan de maximale ontgravingscapaciteit. Een storing in deze installatie stopt het gehele boorproces. Scheiding van de verschillende componenten geschiedt door middel van centrifuges, cyclonen, zeven, en dergelijke. De scheiding moet direct na transport uit de tunnel plaatsvinden omdat het scheiden moeilijker wordt indien de vloeistof enige tijd moeten wachten.

#### 3.2.2.9 Schildmethode met gronddruk (EPB)

Bij de Earth Pressure Balance shield method, oftewel EPB, ontgraaft men de grond met 3 à 7 spaakwielen of met snijwielen, werkt men binnen een beschermende en wordt de steun aan het front geleverd door het grondmengsel in de mengkamer.



Figuur 3-15, Doorsnede vloeistof schild

Indien de grond extra ondersteuning nodig heeft wordt deze geleverd worden door stalen platen tussen de spaakwielen. De bedoeling bij EPB schilden is om de grond in de mengkamer zo goed te mixen dat deze homogeen, plastisch, waterafsluitend en goed te transporteren wordt. Deze eigenschappen kunnen bereikt worden door additieven (slurry, schuim, mud, slime, etc) toe te voegen. Additieven zijn niet nodig indien het aandeel kleideeltjes in de grond minstens 30% is en niet verkleeft.

Het voornaamste voordeel van deze methode ten opzichte van vloeistof schilden is dat geen scheidingsinstallatie nodig is om de grond te scheiden van andere stoffen, zoals bij vloeistofschilden het geval is. Dit is namelijk een duur onderdeel van het tunnelproces. Zeker in grond met een hoog percentage kleideeltjes is de scheiding van grond en steunvloeistof zeer lastig en kostbaar.

Een extra voordeel is volgens Japanse literatuur dat met EPB schilden met een geringere overdekking is te boren dan met vloeistof schilden mogelijk is. Dit komt doordat bij vloeistof schilden het gevaar van een "slurry blow out" aanwezig is. Een EPB schild werkt met een geringere overdruk en met minder vloeibare suspensies of samengedrukte gassen.

In Japan wordt ruim 80% van de tunnels uitgevoerd met de EPB methode. Vloeistof en luchtdruk schilden worden daar steeds minder toegepast onder omstandigheden waar EPB schilden mogelijk zijn. De EPB schilden worden in Japan zowel met snijwielen (gesloten frontplaat) als met spaakwielen uitgevoerd. De keus hangt vooral af van de grondeigenschappen: snijwielen worden doorgaans bij hardere gronden toegepast.

In Duitsland neemt het gebruik van EPB schilden toe, maar het merendeel van de tunnels wordt daar uitgevoerd met vloeistof schilden. Dat is ook begrijpelijk: de grond is in Duitsland over het algemeen harder dan de grond in Japan en daardoor beter geschikt voor de



vloeistof schilden. Zolang in Nederland hoofdzakelijk geboord wordt in samenwerking met Duitse aannemers is de toepassing van EPB schilden minder waarschijnlijk dan de toepassing van vloeistofschilden. Wat misschien wel mogelijk zal blijken in samenwerking met de Duitsers is het toepassen van een MIX schild. Of EPB de beste boormethode is voor de Nederlandse bodem is niet bekend, maar zou best mogelijk zijn: de Japanse bodem lijkt immers veel op de Nederlandse bodem en in Japan past men voor het merendeel EPB schilden toe.

EPB is Nederland al wel voor kleinere doorsneden reeds gebruikt. Zo heeft bijvoorbeeld Visser & Smit Hanab een EPB schild met een diameter van ongeveer 2,3 meter in zijn beheer. Het moge duidelijk zijn dat EPB schilden in een grote verscheidenheid aan bodems in te zetten zijn. De grenzen zijn inmiddels weer ruimer geworden, vooral door het toepassen van specifieke additieven.

### **De methode**

Een slechte waterdoorlatendheid in de grond is vereist omdat de grond met een grondschoef wordt afgevoerd. De schoef steekt door de drukwand heen en moet dus een zogenaamde "grondprop" vormen die het verschil tussen frontdruk en atmosferische druk kan weerstaan en voldoende waterafsluitend is. Indien dit problematisch is (bijvoorbeeld op grotere diepte) kunnen twee schroeven toegepast worden, met ertussen een kleine voorraadruimte. Het drukverschil wordt zo meer gespreid.

Het toevoegen van additieven heeft meerdere functies, zoals:

- het waterdoorlatend maken van de grond;
- de grond plastischer maken om goed te kunnen mixen;
- het verlagen van het draaimoment;
- het verminderen van slijtage;
- de grond beter verwerkbaar maken.

De toevoegingen worden niet als transportmedium voor de grond gebruikt, zoals bij vloeistofschilden het geval is.

Als additief kan men bentoniet, plaatselijke klei, mud, slime, water, schuim of andere chemische producten gebruiken. Het toevoegen van water of plaatselijke klei is uiteraard de goedkoopste oplossing. Duurdere toevoegingen kunnen noodzakelijk zijn, bijvoorbeeld indien de grond niet voldoende kleideeltjes bevat of niet voldoende homogeen is. In Japan gebruikt men vaak als toevoeging een milieuvriendelijk schuim dat vanzelf afgebroken wordt.

Bij het boren in grond met een fijne korrel diameter bestaat de kans dat alles aan elkaar vast plakt, het zogenaamde verklevan. Om dit te voorkomen kan men trachten met spuitlansen alles in beweging te houden of kunnen additieven worden toegevoegd om verklevan te voorkomen. Er moet uiteraard niet te veel water toegevoegd worden, dan spoelt de grond de schoef uit.

De juiste druk aan het front wordt door real-time-monitoring geregistreerd en aan de hand daarvan continu bijgesteld. De ingestelde druk loopt maximaal ongeveer een minuut achter bij de metingen. De drukmetingen vinden plaats op meerdere plaatsen aan het front en in de mengkamer. De druk in de mengkamer wordt geregeld door de schroef snelheid (en dus de grondafvoer) in combinatie met de voortgang van de TBM. Volgens Japanse aannemers is de druk zo nauwkeurig te regelen dat toepassing van een luchtkussen (zoals men in Duitsland veel doet) niet nodig is. In Japan zegt men de frontdruk (en andere invloedsfactoren) zo goed te beheersen dat men al jaren geen rapport meer over zakkingen heeft geschreven, om de eenvoudige reden dat zakkingen geen probleem meer zouden zijn.

### 3.2.2.10 Overige boormethoden

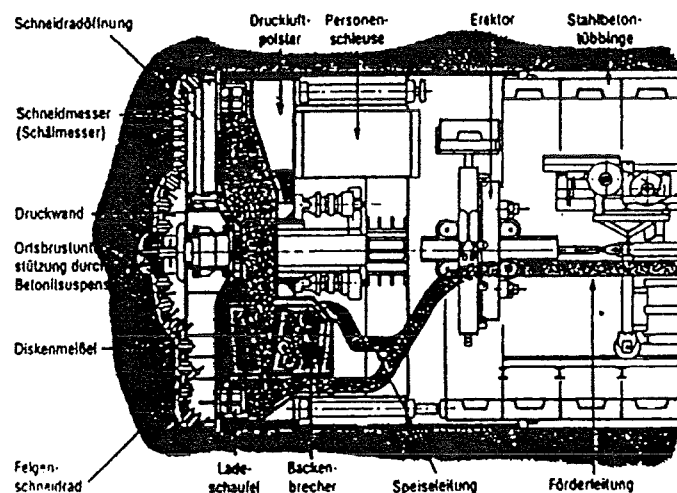
#### THIX schild

Bij THIX schilden wordt ook gebruik gemaakt van slurry om het front stabiel te houden. In plaats van één groot snijwiel wordt echter gebruik gemaakt van een grote cutterkop op een arm die op alle plekken van het front kan komen. De losgemaakte grond wordt weer afgevoerd in slurry.

Het MIX schild wordt bijvoorbeeld toegepast in grond die wel ondersteuning nodig heeft en waar veel harde delen in de grond verwacht worden. De speciaal voor die omstandigheden geschikte boor kan die harde delen handgestuurd verwijderen.

Voor onderhoudswerkzaamheden wordt (net als bij sommige andere boormethoden) het front met stalen platen gesteund om werkzaamheden zonder gevaar te laten plaatsvinden.

Bij het THIX-schild wordt de gesuspendeerde grond en de bentoniet afgevoerd via de cutterkop zelf. De gesuspendeerde grond zakt dus niet uit, maar wordt direct na ontgraving afgevoerd. Hierdoor blijft de bentoniet aan het front schoon. Door de cutterkop snel te laten ontgraven kan met relatief weinig bentoniet ontgraven worden.



Figuur 3-16, Doorsnede hydro schild

#### Hydro schild

Een speciaal vloeistof schild is het Hydro schild. Dit schild bevat een Duitse vinding: een luchtkussen houdt de druk aan het front op peil. In de Figuur 3-16 is dit luchtkussen aangegeven met "Druckluftpolster"

Doordat het luchtkussen makkelijk vervormt zullen de drukverschillen aan het front verminderd worden. Kleine drukverschillen zijn niet te voorkomen.

Voor het handhaven van de vloeistofdrukken bij Hydro-schilden geldt onder meer:

- De drukafwijkingen van de berekende benodigde frontdruk wijken maximaal ongeveer 0,1 bar af.
- De druk in de toe- en afvoerleiding mogen nooit meer dan 10% van elkaar verschillen.

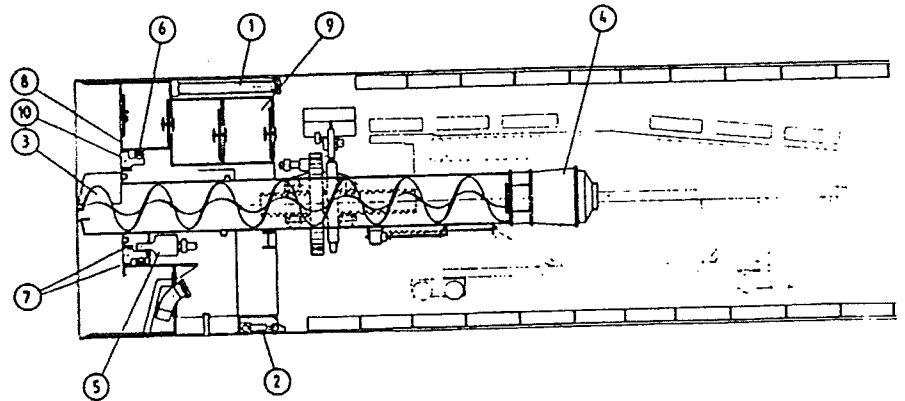
#### MIX schild

Het MIX schild kan onder de grond omgebouwd worden. De mogelijkheden voor één schild worden hierdoor:

- vloeistof schild
- EPB schild
- luchtdruk schild
- open schild

## Basismaschine

- |                     |                  |                     |
|---------------------|------------------|---------------------|
| 1) Vortriebspressen | 5) Antriebsmotor | 8) Tauchwand        |
| 2) Steuerpressen    | 6) Ringlager     | 9) Personenschleuse |
| 3) Förderschnecke   | 7) Dichtungen    | 10) Antriebsring    |
| 4) Schneckenantrieb |                  |                     |



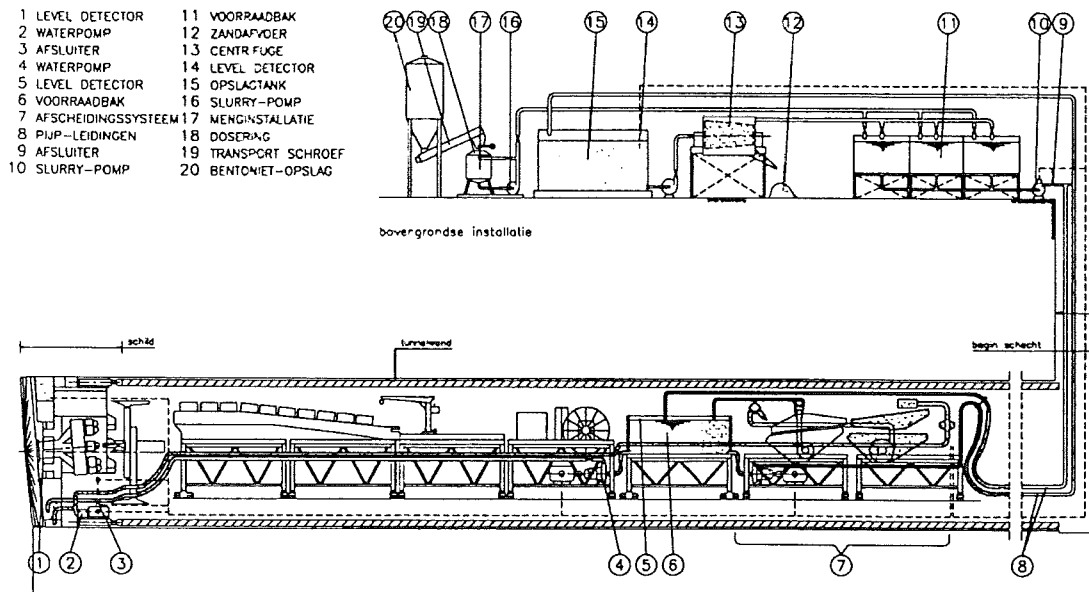
Figuur 3-17, Principe boorsysteem schildmethode

Ombouwen van een gesloten schild naar een open schild kan bijvoorbeeld gedaan worden indien obstakels verwacht worden: die kunnen vanuit een open schild makkelijker verwijderd worden. Wisselen tussen een vloeistofschild (Fühssigkeitsschild) en een EPB schild (Erddruckschild) kan gedaan worden indien op een bepaald traject grondsoorten voorkomen die zoveel verschillen dat het moeilijk is door beide grondsoorten te boren met één soort TBM.

Of een MIX schild toegepast wordt, wordt op economische gronden bepaald: het voordeel dat behaald kan worden moet opwegen tegen de extra kosten voor het ombouwen en de tijd die daarvoor nodig is.

### 3.3 Opbouw TBM

PRINCIPE BOORSYSTEEM SCHILDMETHODE



Figuur 3-18, Principe boorsysteem schildmethode

Een boorsysteem bestaat globaal uit drie delen:

- de TBM ( het snijdeel (boorkop + mengkamer) en eventueel een werkkamer achter het snijrad);
- de volgtrein (middendeel en staartdeel);
- bovengrondse installatie (voor bijvoorbeeld bentoniet);

De TBM bevindt zich geheel binnen de stalen cylinder. Het snijdeel en middendeel is onderling vrijwel altijd stijf verbonden en gescheiden door de drukwand. Het staartdeel hangt scharnierend aan het middendeel (scharnierend om bochten te kunnen maken) en bevindt zich voor het grootste deel niet binnen de stalen cylinder.

Het snijdeel bevat het snijrad, de mengkamer, de werkkamer en de duikwand.

Het middendeel bevat de aandrijvingsmechanismen voor de TBM.

Het staartdeel bestaat uit de erector en de volgtrein.

De mengkamer en de werkkamer vormen het deel van de TBM dat tijdens het boren onder druk gehouden wordt.

#### het snijrad

Indien geboord wordt met een EPB-schild bestaat het snijrad meestal uit een aantal spaken (ongeveer 6) met opgelaste of vastgeboute snijtanden. Tussen de spaken zijn grote openingen om te voorkomen dat de grond verkleeft. De opgelaste tanden zijn zo gepositioneerd dat elke tand ongeveer evenveel grond afgraaft wanneer het snijrad rond draait.

Hoe verder van het centrum van het snijrad verwijderd, hoe dichter de snijtanden dus op elkaar staan op de spaken. Een tand is doorgaans van een hard metaal met een nog hardere punt. Indien geboord wordt met een vloeistof schild wordt soms ook gebruik gemaakt van een gesloten front met snijwielen (Japanse schilden). Er is weinig literatuur over het aantal tanden en de positionering van de tanden. De kennis hierover is vooral bekend bij de machinebouwers en is gebaseerd op ervaring.

Het snijrad draait meestal met een maximale omwentelingssnelheid van ongeveer 3 omwentelingen per minuut. Waardoor de draaisnelheid beperkt wordt en hoe precies de optimale draaisnelheid bepaald wordt is niet altijd duidelijk. De boormeester stelt dit in. De

boormeester is een belangrijk persoon bij het boren: hij heeft ervaring en weet als één van de weinigen hoe de instellingen moeten zijn. Het is meestal mogelijk een boormeester van de TBM bouwer te huren. Het bedrijf dat de TBM heeft geleverd begeleidt meestal ook de eerste 25 à 50 meter om opstart problemen te kunnen verhelpen en om te tonen, dat de TBM de voortgang kan bereiken die door de leverancier beloofd werd.

Vaak zijn TBM's uitgevoerd met oversnijders of rotscutters. De oversnijders worden gebruikt indien extra ruimte nodig is voor het maken van bochten. Ze liggen tegenwoordig meestal verzonken in het stalen omhulsel en kunnen onafhankelijk van het snijrad in en uit bewogen worden. Rotscutters kunnen gebruikt worden om harde grond (bijvoorbeeld ook oude funderingen) te doorboren of om bij de begin- en eindschacht door grondverbeteringen heen te boren.

#### **de mengkamer**

Bij EPB schilden wordt de grond in de mengkamer zo gemengd dat een homogene plastische brei ontstaat die (eventueel met behulp van additieven) slecht waterdoorlatend is. Bij vloeistofschilden wordt in de mengkamer de ontgraven grond gemengd met bentoniet. De bentoniet wordt soms door spuitlansen onder druk de mengkamer in geperst.

Tegenwoordig worden vaak agitatoren toegepast om te voorkomen dat de grond in de mengkamer verkleeft en om additieven door de grond te mixen. Deze agitatoren bestaan uit kleine, meestal onafhankelijk draaiende spaakwielen in de mengkamer en uitstekende punten aan het grote snijrad.

#### **in- en uitstroom openingen**

De uitstroom opening voor de afgegraven grond bevinden zich bij een vloeistof schild meestal onderin, omdat de grond in de vloeistof naar beneden zakt en de concentratie grond daar het hoogst is. In geval van een EPB schild wordt de grond met één wormwiel-schroef (schroef van archimedes) midden onderin de mengkamer onttrokken. Instroomopeningen voor additieven (water, slurry, mud, schuim) kunnen zich op vele plaatsen bevinden. Normale plaatsen zijn voorop het snijrad, in de mengkamer en in de grondschoef.

De additieven kunnen vele functies hebben:

- voorkomen dat de grond verkleeft;
- het benodigde draaimoment verlagen;
- de grond beter homogeen maken;
- de verwerking van de grond vergemakkelijken;
- de slijtage verminderen;
- de grond minder waterdoorlatend maken etc.

#### **de duikwand of duikschot**

Deze is alleen aanwezig bij hydroschilden en bevindt zich tussen mengkamer en werkkamer. Achter de duikwand bevindt zich het luchtkussen, een typisch onderdeel van Hydroschilden. De grond moet door een gat onderin de duikwand. Hier bevindt zich vaak tevens de stenenbreker. In de duikwand bevindt zich een luik dat voor reparaties en inspecties gebruikt kan worden.

#### **de werkkamer**

In de werkkamer bevindt zich bij de Hydroschilden het luchtkussen. De mengkamer en de werkkamer werken als communicerende vaten.

#### **de drukwand (Bulkhead)**

De drukwand levert de hele frontdruk. In de drukwand bevindt zich een luik voor reparaties e.d.

### **de toevoer en afvoer**

Voor het boorproces is veel transport nodig. Het gaat daarbij onder andere om:

- elektriciteit;
- additieven;
- slurry toevoer;
- afvoer van het slurymengsel of de grond;
- water;
- communicatie;
- segmenten;
- personeel;
- meetgegevens;
- lucht voor front druk (in geval van vloeistof schild);
- lucht voor ventilatie;
- reserveleidingen.

Van elk getransporteerd product is van belang:

- de plaats van herkomst;
- de wijze van transport door de tunnel;
- het gebruik aan het front;
- frequentie, overlast en oplossen van mogelijke storingen;
- het verlengen van de leidingen bij voortgang van de TBM;
- wrijving in de leidingen.

De aanvoer van de segmenten kan gebeuren door een transportband, door treinstellen of een combinatie hiervan. Er is een groot aantal methoden ontwikkeld om de tijd voor het verlengen van kabels en leidingen te minimaliseren. Enkele van deze methoden zijn telescoopleidingen, opgerolde elektriciteitsleidingen, harmonika-achtige luchtbuizen, etc.

### **de aandrijfmechanismen**

Deze bevinden zich meestal vlak achter de drukwand en worden aan de stalen cylinder bevestigd. De aandrijving van het snijrad kan centraal zijn (met behulp van één centrale aandrijfjas) of kan plaats vinden langs een cirkel. In geval van aandrijving langs een cirkel zijn alle onderdelen beter in de (beperkte) beschikbare ruimte te passen, omdat ook de aandrijfjas, de grondafvoer, en dergelijke zich allemaal nabij het centrum van de boormachine moeten bevinden.

### **de stalen cylinder**

De stalen cylinder (schildmantel) beschermt alle onderdelen van de TBM, van spaakwiel tot en met het segmenten positioneringssysteem (erector). De lining wordt niet stijf tegen deze stalen cylinder aan gedrukt: er blijft rondom een spleet over van tot ca. 10 centimeter. Als de vijzels van de TBM zich uit drukken wordt de stalen cylinder naar voren getrokken, waardoor de tunnel-lining de gronddruk op moeten gaan nemen. De stalen cylinder heeft een dikte van minder dan 5 centimeter, de totale staartspleet wordt 10 à 15 centimeter.

de staartafdichting:

Deze bevindt zich aan het eind van de stalen cylinder, bij de spleet van 10 à 15 centimeter uit de vorige alinea. Achter de stalen cylinder wordt de open ruimte die ontstaat door het wegtrekken van de cylinder onder druk vol gegroot.

### **de volgtrein:**

De volgtrein vormt een belangrijk onderdeel in het gehele boorproces. Hij bestaat uit een aantal aan elkaar gekoppelde (trein)stellen. Het voordeel hiervan is dat in geval van reparatie in korte tijd een extra treinstel aangekoppeld kan worden dat tijdelijk bepaalde taken overneemt. Doorgaans liggen in een tunnel twee railssystemen: één voor de volgtrein en één voor transport. In geval van grote tunnel doorsneden (diameter groter dan ongeveer 12 meter) kan het transport in twee niveaus plaatsvinden. Indien de tunnel een kleine diameter heeft is er weinig ruimte naast de treinstellen, hetgeen een juiste opbouw (smal en klein) van de volgtrein nog belangrijker maakt dan bij grotere tunneldiameters het geval is. Indien de tunnel onder een helling ligt wordt voor transport van een tandrad gebruik gemaakt.

Op de volgtrein staat allerlei machinerie die nodig is voor het boorproces:

- elektriciteitsvoorzieningen;
- drukpompen voor het leidingtransport uit de tunnel;
- werkplek om de kabels en leidingen te verlengen;
- menging van de grout;
- de injectiepomp voor grout;
- een controlekamer voor de boormeester;
- een kraan die de elementen van de transportband klaar legt bij de erector;
- een kleine voorraad segmenten (maximaal 1 ring).

Het spreekt voor zich dat de voorkant van de volgtrein zich binnen de stalen cylinder bevindt, daar moeten immers de segmenten geplaatst worden. De volgtrein heeft vaak een aanzienlijke lengte en de achterkant van de volgtrein bevindt zich daardoor ver achter de staartafdichting. De stalen cylinder heeft een lengte die in orde van grootte gelijk is aan de tunneldiameter, terwijl de volgtrein wel 50 meter lang kan zijn.

### **3.3.1 Verschil vloeistof- en EPB schilden**

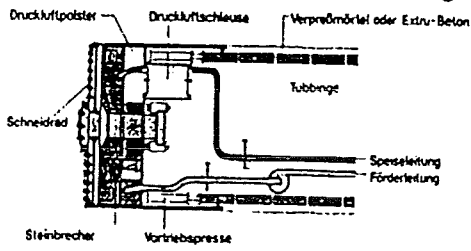
De verschillen in de opbouw tussen vloeistof en EPB schilden zijn te zien in Figuur 3-19. Het belangrijkste verschil dat in deze figuren niet te zien is, is dat bij vloeistofschilden een scheidingsinstallatie nodig is.

De belangrijkste verschillen die in de Figuur 3-19 zijn weergegeven zijn:

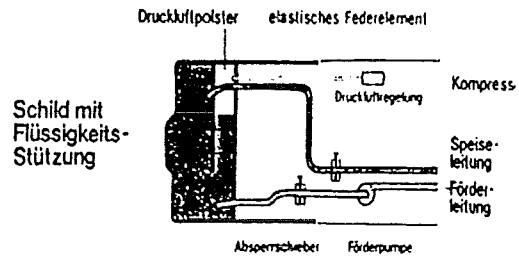
- de aan- en afvoer leidingen (een grondafvoerschroef bij EPB schilden en een afvoerleiding bij vloeistof schilden);
- het niet toepassen van een luchtkussen bij EPB schilden.;
- andere methodes om grotere stenen te verwerken;
- de steundruk aan het front wordt geleverd door grond of vloeistof.

Het opbouwen van de lining en het opvullen van de staartspleet verschilt niet.

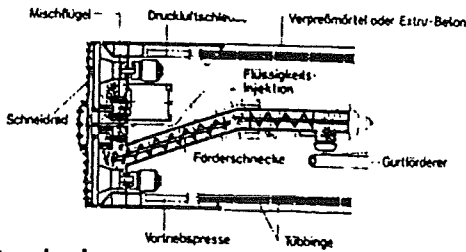
## Schild mit Flüssigkeits-Stützung



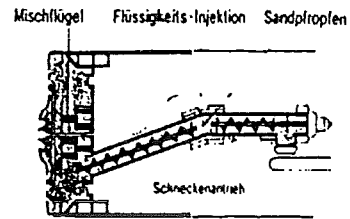
## Ortsbrust - Stützung



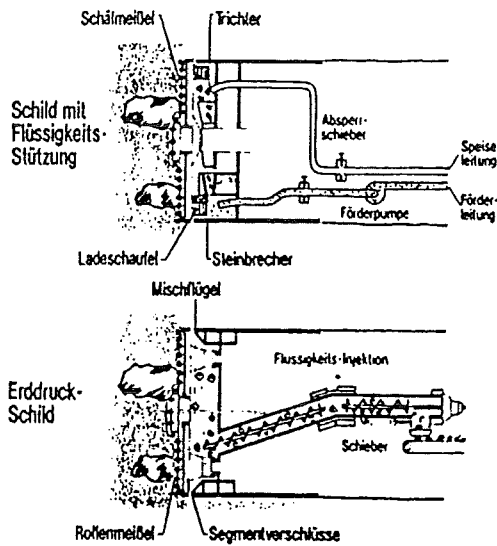
## Erddruck - Schild



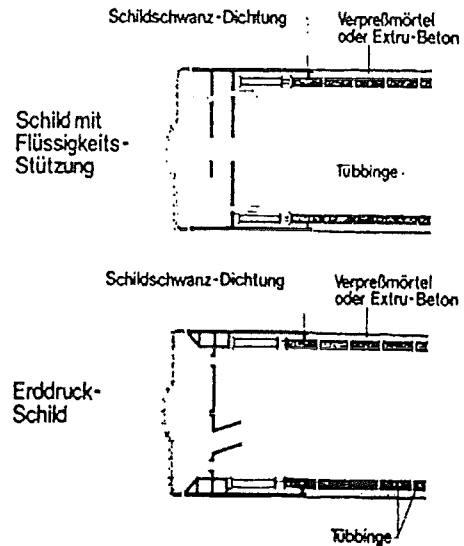
## Erddruck - Schild



## Aushub



## Einbau der Auskleidung



vershilen vloeistof schild en EPB schild

Figuur 3-19, Vershilen vloeistof- en EPB-schild

### 3.3.2 Geïnstalleerde vermogens

In de TBM zijn een aantal geïnstalleerde vermogens van belang.

De vermogens in de TBM zijn onder andere nodig voor:

- het ronddraaien van de boorkop;
- het voortduwen van de TBM (hydraulische vijzels);
- het leveren van de groutdruk bij de staartafsluiting;
- het spuiten van de lining (in geval van een geëxtrudeerde lining of NATM).

Slurry afvoer, grondschoef aandrijven, verlichting, erector aandrijving, e.d. wordt vaak door aparte motoren aangedreven.

Hier wordt kort verteld waar twee van deze vermogens van afhangen:

- vermogen benodigd voor het leveren van de vijzelkrachten;
- vermogen benodigd voor het leveren van het draaimoment.



### Vermogen benodigd voor het leveren van de vijzelkrachten

Hiervoor worden verschillende algemene benaderingen gegeven. Twee benaderingen worden hier toegelicht, naar lit. Kretschmer en lit. Maidl.

Kretschmer (zie lit) geeft voor de vijzelkrachten twee empirische benaderingen.

De eerste (alleen mantelwrijving) is:

$$F_{tot} = L \cdot O \cdot \sigma_v \cdot (0,7 \text{ à } 0,9) \quad (3.1)$$

waarin:

$F_{tot}$  : de totale vijzelkracht;

$L$  : de lengte van het schild;

$O$  : de omtrek van het schild;

$\sigma_v$  : de verticale grondspanning ter plaatse.

(0,7 à 0,9) : een correctiefactor voor het soort grond waarin geboord wordt.

Aan deze methode kleven de volgende nadelen:

- Er wordt voor de wrijving van het schild gekeken naar de gehele gronddruk. De waterdruk wordt hierbij hetzelfde gerekend als de korrelspanning. Dit is natuurlijk niet juist, de waterdruk veroorzaakt weinig of geen wrijving.
- De frontdruk wordt niet meegenomen.  
Aan het front van de TBM staat de grond druk, aan de achterzijde wordt de tegendruk gegeven door de vijzelkrachten. Er is zelfs extra vijzelkracht nodig tijdens het ontgraven. De verhouding tussen oppervlak van het front en oppervlak van het omhulsel is niet constant: hoe groter de diameter van de tunnel, hoe groter de oppervlak van het front relatief wordt. De factor moet dus ook afhangen van deze diameter.
- De lengte van de omhulsels is niet constant. Indien bijvoorbeeld een omhulsel 9 meter lang is hoeven de vijzelkrachten niet 50% groter te zijn als in geval van 6 meter lengte, de frontdruk blijft immers gelijk.
- Voor het maken van bochten moeten de vijzels in de buitenbocht meer kracht leveren dan op rechte stukken. De factor moet dus ook afhangen van eventuele bochten in het tracé.

De tweede methode die Kretschmer aandraagt om de benodigde vijzeldrukken te bepalen is een vuistregel, uit een bekend Duits naslagwerk over tunnels (Anheuser):

1,0 à 1,5 MN per m schildomtrek.

Lit. Maidl geeft een meer theoretische benadering:

$$F_{tot} = \sum F + F_{veiligheid} \quad (3.2)$$
$$F = F_w + F_t + F_{fd} + F_{fw}$$

waarin:

$F_{tot}$ : de totale vijzelkracht;

$F_w$ : de kracht die nodig is om de wrijving tussen het omhulsel en de grond te overwinnen;

$F_{fd}$ : de reactiekracht op de gronddruk aan het front, dus het tunneloppervlak maal de frontdruk;

$F_{fw}$ : de kracht voor ondersteuning van het front door de platen. Dit is niet de frontdruk, maar de druk waarmee de stalen platen tussen de tanden of de snijwielen ondersteunen;

$F_t$ : de kracht nodig om de tanden over het front te laten schrapen;

$F_{veiligheid}$ : hierin zitten een aantal factoren, zoals:

- extra krachten die in bochten nodig zijn;
- het voortslepen van de volgtrein;
- de wrijving tussen omhulsel en het deel tunnel-lining dat daar op aansluit;
- de verhoogde weerstand bij obstakels;
- de verhoogde weerstand in injectiezones;

- de verhoogde waterdruk door kwel e.d.;
- de wrijvingsweerstand van de vijzels.

De wrijving ( $F_w$ ) wordt in deze benadering bepaald volgens:  $\mu \approx 0.2$  en voor grind  $\mu \approx 0.55$

*wrijving*  
*de haak van tussen grond en machine*  
*vaak wordt deze wrijving opgevoerd in tabellen of op basis van schuifproeven bepaald. (Voor klei geldt bij benodening dat)*

$$F_m = \mu \cdot (2\pi \cdot r \cdot L \cdot [(P_{v,grond} + P_h) \cdot 0,5] + G_s) \quad (3.3)$$

waarin: *een wrijvingscoëfficiënt ( $\mu$ ), waarbij*

$\mu$ :  $\text{tg } \theta$ , a.d.h.v. een tabel die de wrijving geeft afhankelijk van de soort gronden de smering (0,2 voor klei tot 0,55 voor grind);

$L$ : de lengte van het omhulsel;

$P_{v,grond}$ : de druk ten gevolge van dekking + bovenbelasting + verkeersbelasting;

$P_h$ :  $P_{v,grond} \cdot K_0$ ; (let wel: de neutrale gronddruk, niet de actieve);

$G_s$ : het gewicht van het schild.

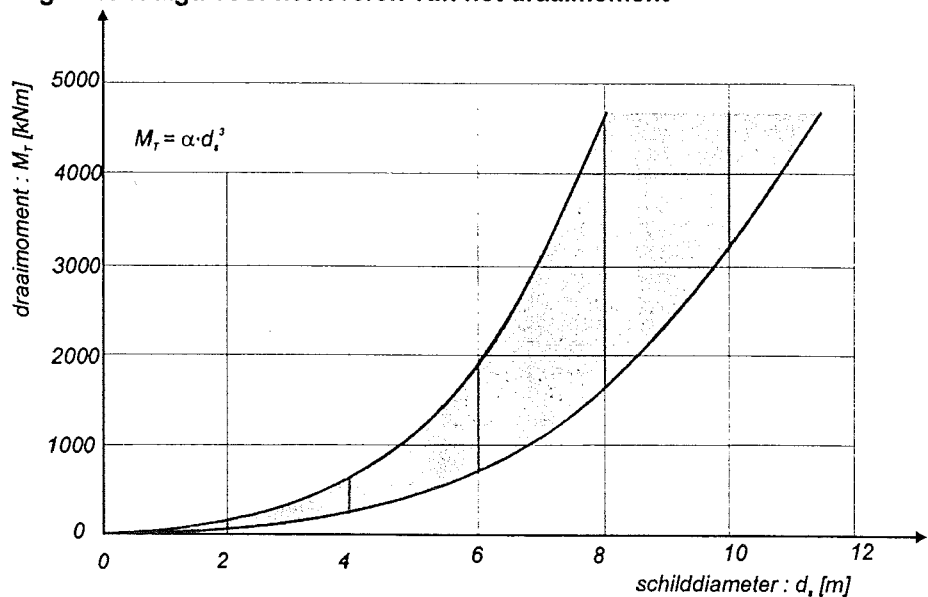
De kracht op de tanden ( $F_t$ ) wordt bepaald aan de hand van de grondsoort, de passieve gronddruk en de voortgang per rondgang van het schild. De kracht voor de grondondersteuning wordt bepaald door de ontgravingsoppervlakte maal de verticale gronddruk maal een factor  $K$  ( $K_a < K < K_p$ ).

Voor de kracht die de frontdruk moet weerstaan geldt:

$$F_{fd} > F_{grond} + F_{water} \quad (3.4)$$

Voor beide drukken wordt het gemiddelde genomen van de druk aan de bovenzijde van het schild en aan de onderzijde van het schild.

#### Vermogen benodigd voor het leveren van het draaimoment



Figuur 3-20, Benodigd draaimoment

In de grafiek is de grootte van het draaimoment als functie van de schild diameter weergegeven. Uit de grafiek blijkt dat de spreiding in de geïnstalleerde vermogens aanzienlijk is. Dit vermogen hangt onder andere af van de grondsoort, het aantal tanden, het soort tanden, de gewenste voortgang, de diepte, het soort TBM, de toepassing van additieven, etc.

Het benodigde draaimoment is recht evenredig met de schilddiameter tot de derde macht. In Tabel 3-2 zijn richtlijnen voor  $\alpha$  weergegeven. Duidelijk is te zien dat het benodigde vermogen bij EPB schilden groter is dan bij vloeistofschilden. Dit komt door de lagere wrijving bij vloeistof schilden als gevolg van de steunvloeistof. Dit verschil wordt natuurlijk weer kleiner indien bij EPB schilden additieven toegepast worden. Ook is te zien dat bij de toepassing van een open front (spaakwielen) minder vermogen nodig is dan bij een gesloten front.

*Deurdrück  
bij Vrijgraving*

$T$  (Torque)  
 $\alpha = kN/m^2$

$(T=\alpha D^3)$	grondsoort	open schild <i>α</i>	gesloten schild <i>α</i>
vloeistof schild	zachte klei	3	6
vloeistof schild	gravel	9	13
EPB schild	zachte klei	10	12
EPB schild	gravel	13	24

*NATM*

Tabel 3-2, Benodigde draaimomenten

*Coëfficiënt  $\alpha$  als functie van machine typen en grondsoort.*

Er moet rekening gehouden worden met het feit dat sommige TBM's (of delen ervan) voor meerdere tunnels worden gebruikt en hierdoor een groter vermogen kunnen hebben dan strikt noodzakelijk is.

### 3.4 Uitvoeringsaspecten

#### 3.4.1 Instabiliteit boorfront

In goede (cohesieve) grondsoorten is het mogelijk te ontgraven zonder de grond te ondersteunen: er is geen front ondersteuning en geen stalen cilinder nodig. Er wordt van de natuurlijke standtijd van de grond gebruik gemaakt om de lining aan te brengen. Dit gebeurt bijvoorbeeld bij NATM. Bij minder goede grond is een schild nodig, maar kan de ontgraving aan de voorzijde van het schild ongesteund plaats vinden. Bij slechtere grond zal ook het front gesteund moeten worden.

Ter bepaling van welk type ondersteuning nodig is, wordt ten aanzien van de grond gebruik gemaakt van de verhouding tussen de verticale grondspanning en de ongedraineerde schuifsterkte. Lit.v Tol noemt deze verhouding de "stability-ratio" (N) of "overload factor" (O.F. =  $\sigma_v / C_u$ ). De vereiste ondersteuning van de ontgraving als functie van de OF is weergegeven in Tabel 3-3.

Overload Factor	Vereiste ondersteuning
1 - 2	ongesteunde ontgraving
2 - 5	alleen ondersteuning van tunnelgat
> 5	volledige ondersteuning, incl. Graaffront

Tabel 3-3, Vereiste ondersteuning van het graaffront

De grondcondities in het grootste deel van Nederland worden gekenmerkt door een hoge grondwaterstand en een hoge overload factor. Als voorbeeld wordt gegeven een holocene kleilaag, die op een diepte van 12m- maaiveld in West-Nederland een ongedraineerde schuifsterkte kan hebben van  $C_u = 25 \text{ kPa}$ . De verticale grondspanning op dat niveau bedraagt circa 175 kPa, d.w.z. dat de  $OF = 175/25 = 7$ . Voor dieper gelegen pleistocene kleien geldt  $C_u = 100 \text{ kPa}$  met een bijbehorende grondspanning van ca. 500 kPa, d.w.z.  $OF = \text{ca. } 5$ . Voor de holocene en de pleistocene zanden geldt dat er in het geheel geen samenhang is en dat deze zanden volledig verzadigd zijn met water. In zand is dan ook een volledige ondersteuning noodzakelijk

Hieruit kan geconcludeerd worden dat voor de Nederlandse omstandigheden altijd een schild nodig zal zijn, omdat de aanwezige kleien onvoldoende sterk en stijf zijn en de zandlagen waarin wordt geboord watervoerend zijn. Ondersteuning van het graaffront zal dan altijd nodig zijn, tenzij men in homogene, diep gelegen pleistocene kleilagen boort.

Het front kan gesteund worden door:

- luchtdruk;
- bentoniedruk;
- gronddruk.

De steunmiddelen dragen de druk af aan de drukwand, de wand in de TBM waarover het druk verschil staat (achter de wand heerst immers de atmosferische druk).

Bij tijdelijk slechte grondlagen (plaatselijk van slechte kwaliteit of zeer watervoerend) kan het front mede gesteund moeten worden door stalen platen die de openingen aan het front zo klein mogelijk houden en de grond steunen door ertegenaan te drukken.

In die situatie kan het rad natuurlijk niet draaien, men past dit toe bij onderhoud aan het graafwiel. Om te zorgen dat het front blijft staan moet de druk in de mengkamer goed beheerst worden:

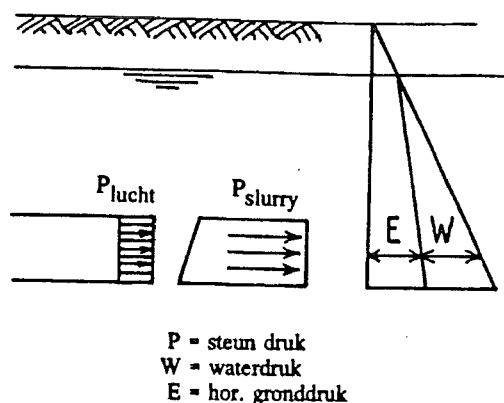
- de ondergrens van de druk is de waterdruk + actieve korreldruk;
- de bovengrens van de druk is de waterdruk + passieve korreldruk.

Onder de ondergrens kan het front instorten. Op de ondergrens kan de grond maximaal ontspannen, hetgeen aanzienlijke vervormingen tot resultaat heeft. Om de vervormingen beperkt te houden moet de druk een stuk boven de ondergrens gehouden worden.

Boven de bovengrens wordt de passieve gronddruk overschreden en zal de grond weggedrukt worden. Dit vraagt veel extra grouting aan de staart en indien de TBM zich niet zo diep bevindt kan dit resulteren in een blow-out. Boren met de druk gelijk aan de normale gronddruk betekent boren met een minimum aan zettingen. De grond zou dan van het boren vrijwel niets hoeven merken indien er geen wrijving, geen trillingen en geen staartspleet waren.

In verband met kleine optredende variaties in de druk moet enige marge gehouden worden ten opzichte van de onder- en bovengrens. In de praktijk stelt men de druk in volgens "beter wat te hoog dan wat te laag": men blijft meestal op veilige afstand van de ondergrens.

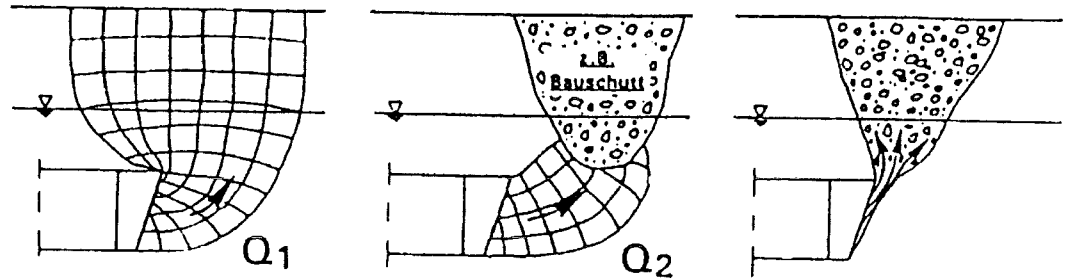
In verband met de front stabiliteit is een minimale dekking benodigd. Dit om een "blow-out" te voorkomen: het ontsnappen van de overdruk naar de oppervlakte. Doorgaans wordt als vuistregel een minimale dekking van 1 keer de diameter aangehouden, maar dit hangt af van veel factoren. De afwezigheid van grondwater boven de tunnel vergroot bijvoorbeeld het gevaar op een blow out bij gelijkblijvende diepte: de soortelijke massa van de grond is kleiner en water remt het weglekken van bentoniet en additieven. Indien door water- en luchtdichte lagen geboord wordt bestaat het gevaar dat onder zo'n laag (mogelijk vlak onder het oppervlak) over grote oppervlakte druk opgebouwd wordt en dat de laag word opgedrukt. Ook is het mogelijk dat slurry of lucht zich onder een schuine laag verzamelt en tot op aanzienlijke afstand schade aanricht.



Figuur 3-21, Berekening grootte van de steundruk

#### 3.4.1.1 Minimaal benodigde steundruk

Zoals te zien is in de Figuur 3-21 moet de steundruk  $P$  evenwicht maken met de waterdruk  $W$  en de horizontale korreldruk  $E$ . De waterdruk is eenduidig te bepalen. Voor de korreldruk  $E$  dient men echter een keuze te maken welke korreldruk men hiervoor neemt; indien de actieve korreldruk  $E$  wordt aangenomen, dan betekent dat de grond naar het graaffront toekomt en er dus zakking van het maaiveld optreedt. In het geval de neutrale korreldruk  $E_0$  wordt aangehouden betekent dit dat er geen vervormingen in de grond plaatsvinden en er is dus geen maaiveld zetting, maar de benodigde steundrukken zullen dan veel groter zijn..



Figuur 3-23, Principe blow-out t.g.v. niet homogene grond

Aangezien men onder normale omstandigheden de luchtdruk niet lager laat komen dan de waterdruk (dan zou immers water de tunnel intreden) betekent een schilddiameter van 10 meter over het algemeen een overdruk van 1 bar aan de bovenzijde van de tunnel.

### De gevolgen van een te groot drukverschil

Als gevolg van de overdruk die altijd aanwezig is aan de bovenzijde van het schild ontsnapt continu lucht naar de oppervlakte volgens het patroon van de zogenaamde stromingslijnen.

De hoeveelheid lucht die ontsnapt onder normaal functioneren van een luchtdrugschild is aanzienlijk (lit. Maidl):

$$Q_{lucht} = (4,7 \text{ a } 9,3) \cdot A_{front} \text{ [m}^3\text{/min.]} \quad (3.5)$$

(voor tunnels met een dekking van 1 à 2 maal de diameter)

Andere literatuur geeft:

$$Q_{lucht} = (4 \text{ a } 8) \cdot A_{front}$$

(voor  $k = 10^{-3}$  à  $10^{-5}$  m/s)

Een duidelijkere benadering voor het luchtverbruik is (zie Figuur 3-24):

$$Q_l = n \cdot 2 \cdot k_l \cdot A \cdot \frac{\alpha + \beta}{\beta} \cdot \frac{p_T}{p_a} \quad (3.6)$$

waarin:

- $p_T$ : overdruk in de tunnel (in bar);
- $p_a$ : atmosferische druk;
- $k_l$ : luchtdoorlatendheid van de grond;  
let wel:  $k_l = k_{lucht} = 70 k_w$ ;
- $k_w$ : waterdoorlatendheid van de grond;
- $A$ : oppervlakte van het front.

Het gevaar voor een blow out is altijd aanwezig: het front wordt dan opgedrukt, de lucht ontsnapt, de druk aan het front is weg en het front stort in. Dit resulteert (naast gevaar voor de mensen in de tunnel) in het binnenstromen van grondwater en een gat aan het maaiveld. Indien de grond waarin geboord wordt doorlatend is of doorlatende lagen bevat (of boorgaten) kan het grondwater weggedrukt worden, waardoor de lucht ontsnapt, hetgeen resulteert in drukverlies en mogelijk in een blow out.

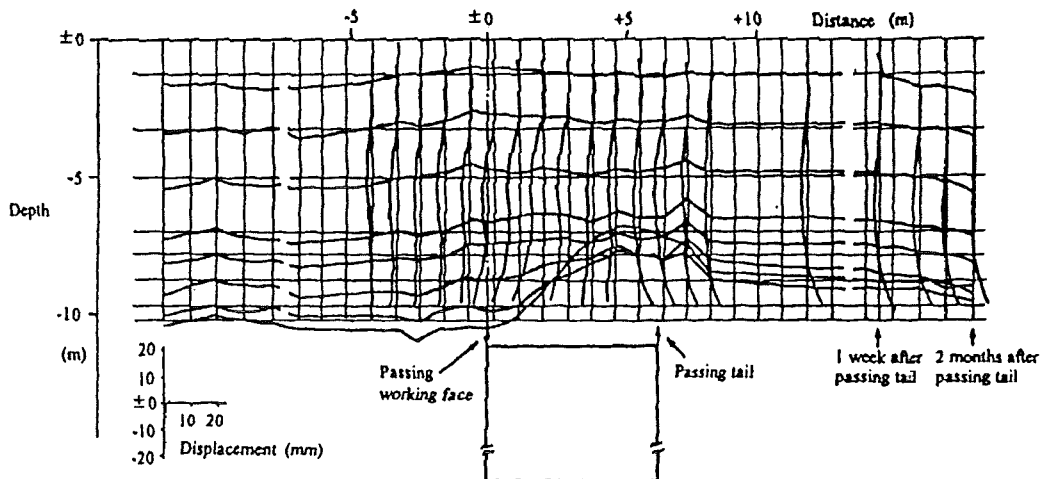
Serius gevaar hiervoor bestaat bij een waterdoorlatendheid van  $k_w = 10^{-4}$  m/s of groter.

### De maximale grootte van de onderdruk

Een onderdruk (aan de onderzijde van de tunnel) laat men meestal helemaal niet optreden: dit zou direct het toetreden van water, uitschuren van de grond en mogelijk instabiliteit van het front tot gevolg hebben.

De praktijk is, dat men de steundruk in het algemeen enigszins boven de actieve korreldruk kiest, zodat voor het graaffront enige zakking zal optreden.

Figuur 3-22 geeft een waarneming uit de praktijk van de verticale vervormingen in de ondergrond. Het blijkt dat voor het graaffront enige zakking van het maaiveld optreedt en dat door het injecteren van de staart deze in dit geval wordt gecompenseerd. Omdat het tunnelfront, ruimtelijk gezien, beperkt van afmeting is, is de horizontale gronddruk lager dan bijvoorbeeld bij een oneindig lange wand het geval zal zijn.



Figuur 3-22, Gemeten zakkings van de grond bij het passeren van een boorschild

### 3.4.1.2 Luchtdruk schild

Luchtdruk schilden kunnen niet de totale heersende gronddruk steunen: de luchtdruk over het hele front is constant, terwijl de gronddruk hydrostatisch toeneemt met de diepte. Met lucht een druk opbouwen die over het hele front gelijk is aan de gronddruk is dus onmogelijk. Er moet naar gestreefd worden het verschil in de druk zo klein mogelijk te houden. Omdat bij een luchtdrugschild geen afsluitende laag gevormd kan worden op het front, zal de lucht het grondwater verdringen zodra de druk hoger wordt dan de heersende waterdruk.

Voor de toepassing van luchtdrugschilden is het noodzakelijk dat de grond enige cohesie heeft, om te voorkomen dat het front instort, dan is het mogelijk een druk op het front te zetten die iets hoger is dan de waterdruk. Indien de onderzijde van de tunnel in een waterondoorlatende laag gesitueerd kan worden, dan kan daar een onderdruk heersen en kan de overdruk aan de bovenzijde van de tunnel lager zijn.

Enkele zaken zijn bij de drukverdeling van belang:

- de grootte van de over- of onderdruk;
- de gevolgen van een te groot drukverschil;
- de maximale grootte van de over- of onderdruk.

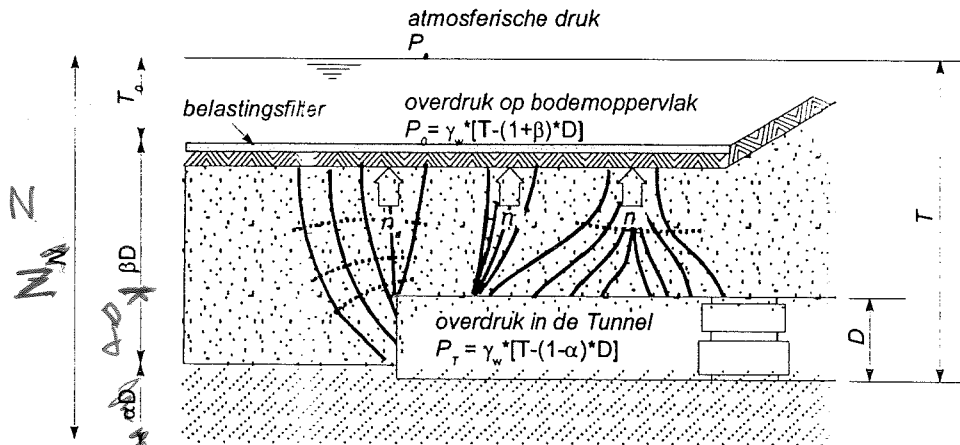
#### De grootte van de over- of onderdruk

Deze zijn lineair met de tunneldiameter. Het totale drukverschil dat op zal treden (indien de gehele tunnel onder zich het waterniveau bevindt) is bijvoorbeeld ongeveer 1 bar bij een tunneldoorsnede van 10 meter.

### De maximale grootte van de overdruk

Hoe groot de overdruk maximaal mag zijn hangt onder andere af van:

- de grondsoort waarin geboord wordt (doorlatendheid en cohesie)
- de aanwezigheid van eventuele afsluitende lagen (hieronder kan de lucht zich verzamelen, waardoor de overdruk over een groter oppervlak optreedt dan verwacht)
- de diepte ligging van de bovenzijde van de tunnel
- de ligging van het grondwaterniveau



Figuur 3-24, Opbarst mogelijkheden

### Bepaling van de minimale dekking

Aan de onderzijde van het watervoerende pakket dat gesteund moet worden, dient de luchtdruk minimaal de dan heersende waterdruk te compenseren:

$$p_{lucht} \geq z \cdot \gamma_w \quad (3.7)$$

In verband met het gevaar van blow-out, of het opdrukken van de bovenliggende grondlagen dient de luchtdruk altijd kleiner te zijn dan de lokale verticale grondspanning. Dit criterium is maatgevend aan de bovenzijde van het gesteunde front:

$$p_{lucht} < (z - \alpha D) \cdot \gamma_w + \beta \cdot D \cdot \gamma' \quad (3.8)$$

waarin:

- $z$ : maatgevende niveau onderzijde watervoerend pakket;
- $\alpha D$ : verhouding maatgevend niveau t.o.v. tunnel(hoogte);
- $\gamma'$ : effectieve volume gewicht grond (onderwatergewicht);
- $\beta D$ : Verhouding maatgevende diepte: zie Figuur 3-24

Hieruit volgt:

$$\begin{aligned} \alpha &< \beta \cdot \gamma' / \gamma_w \\ \beta &> \alpha \cdot \gamma_w / \gamma' \end{aligned} \quad (3.9)$$

Indien  $\alpha = 1$ , het volledig front dient gesteund te worden betekent dit, dat bij een effectief volume gewicht van  $\gamma' = 10 \text{ KN/m}^3$ , dat een dekking van  $\beta = 1$  maal de diameter vereist is. Bij een effectief volume gewicht van  $\gamma' = 7 \text{ KN/m}^3$ , wordt de vereiste dekking ongeveer 1.5 maal de diameter

Vanwege 3 dimensionale invloeden en silowerking kan de dekking lager aangehouden worden. Voor veiligheidsredenen is wat extra dekking nodig.

Om gezondheidsredenen en vanwege sluitstijden wordt een zo laag mogelijke luchtdruk nagestreefd indien aan het front gewerkt wordt. De voorschriften in de meeste landen staan

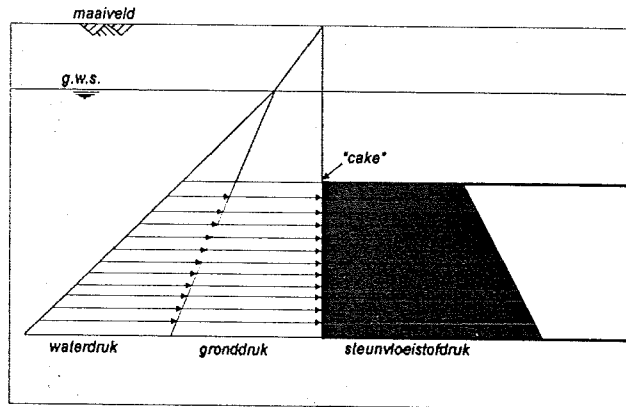


niet toe bij drukken hoger dan ongeveer 3 bar te werken. Werken bij een druk van 3 bar is slechts toegestaan voor kort durende reparaties (in Duitsland bijvoorbeeld slechts een half uur). Dit betekent niet dat nooit dieper dan ongeveer 30 meter onder het grondwater niveau gewerkt kan worden met luchtdruk. Bij grotere diepten met lokaal hogere drukken is het werken onder luchtdruk alleen mogelijk indien het front geïnjecteerd is om een drukverlaging mogelijk te maken.

Met behulp van luchtdruk reparaties uitvoeren in een grond met een grote doorlatendheid of lage cohesie is mogelijk indien een dun kunststof vlies op het front aangebracht wordt om indringing van lucht in de grond te voorkomen, maar dat is duur. Om dit soort voorzieningen niet te hoeven toe passen indien eventuele reparaties nodig mochten zijn, boort men bij voorkeur niet dieper dan 25 meter onder het grondwater niveau.

### 3.4.1.3 Vloeistofschild

Een vloeistofschild kan toegepast worden in grond met een grotere waterdoorlatendheid en lagere cohesie dan mogelijk is met een luchtdrugschild. Dit komt door de "cake" die de steunvloeistof vormt op het front, de betere drukverdeling (de vloeistofdruk is ook hydrostatisch) en de grotere viscositeit van de vloeistof (deze dringt moeilijker door in de grond dan lucht).



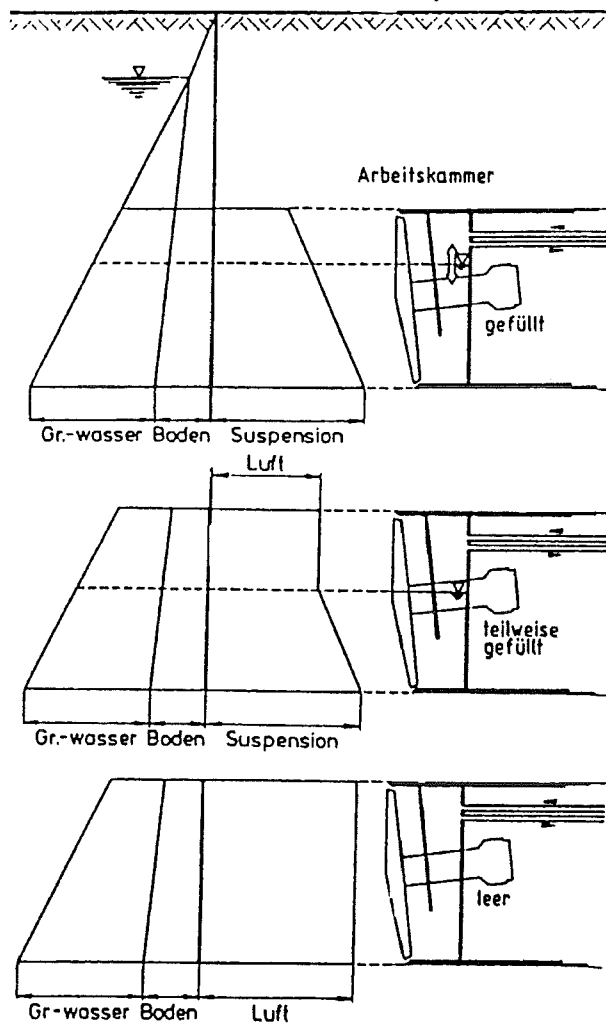
Figuur 3-25, Principe vloeistofschild

De cake zorgt ervoor dat een grotere druk dan de waterdruk tegen de grond kan staan: verdringing van het grondwater wordt voorkomen door de afsluitende laag. Om instorten van het front in niet cohesieve grond te voorkomen moet de druk minstens gelijk zijn aan de waterdruk + de actieve gronddruk. Om zettingen te beperken moet de druk daar een stuk boven liggen. Om te grond niet weg te drukken moet de druk niet hoger zijn dan de waterdruk + de passieve gronddruk. In de praktijk ligt de frontdruk vaak nagenoeg op het minimum niveau van waterdruk + actieve korrel druk. Dit kan omdat de 3-D invloeden en silowerking ook een wat lagere druk mogelijk zouden maken. Er is bij deze druk dus voldoende veiligheid en de zettingen blijven beperkt. Een voorwaarde om dit toe te kunnen passen is natuurlijk het hebben van een goed inzicht in de 3 dimensionale effecten en de silowerking die op zullen treden en het hebben van veel ervaring hiermee. Voor de minimaal benodigde dekking is voor een vloeistofschild niet de frontdruk tijdens het boorproces maatgevend. Het grootste optredende drukverschil aan het front treedt op indien er werkzaamheden aan het front worden uitgevoerd, zoals onderhoud. Het front staat dan onder luchtdruk: aan de bovenzijde van het front is een overdruk die gelijk aan die bij luchtdrugschilden. Het gevaar voor een blow out is in deze situatie het grootst. Ook voor vloeistofschilden wordt daarom een minimale dekking van ongeveer 1x D aangehouden (zie frontstabiliteit luchtschilden en lit. Tol of Maidl). De dekking die nodig is om opdrijven te voorkomen is ongeveer gelijk aan 0,70x D en zou dus niet maatgevend moeten zijn (zie lit. Vrijling).

Ondanks dat deze grond een grotere  $k_f$  heeft dan bij luchtdrugschilden toegestaan zou zijn hoeft de dekking niet groter te zijn. Die grote doorlatendheid is wel toegestaan omdat de cake die op het front achterblijft luchtindringing voorkomt.

Mocht de luchtdruk de cake ergens op het front wegdrücken (dit is mogelijk bij goed doorlatende grond) dan is dit waar te nemen door een druk afname. De ruimte moet dan weer gevuld worden met slurry om een verdere afname van de luchtdruk te voorkomen en om een nieuwe cake af te zetten. Voordat de slurry aan het front vervangen wordt door lucht, wordt tijdelijk slurry gebruikt met een hogere dichtheid waardoor de cake die op het front achterblijft extra dik is.

Ook is het bij vloeistofschilden meestal mogelijk om een luik in de duikwand te openen naar de luchtzak. Door dit luik kunnen bijvoorbeeld reparaties aan alle tanden gedaan worden door het snijwiel te draaien. Hierdoor blijft de onderkant van het front gesteund door bentoniet en zal maar een kleine overdruk aan de bovenzijde van het front ontstaan.



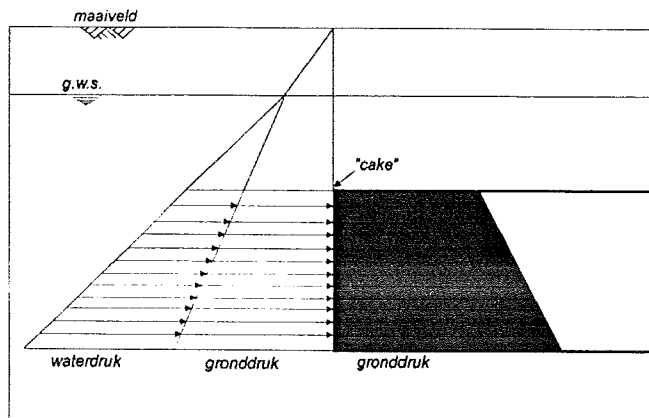
Figuur 3-26, Drukrachten bij hydroschilden

De kracht die op het front wordt uitgeoefend wordt overgedragen aan de drukwand, net als bij luchtschilden en EPB schilden het geval is.

Het hydroschild wijkt hier van af (zie Figuur 3-26). In het Hydroschild bevindt zich een luchtkussen waarin de druk niet hydrostatisch is, maar nagenoeg constant. De druk bovenin het luchtkussen is hierdoor groter dan de druk in de slurry zou zijn op die hoogte. Op de duikwand in Hydroschilden staat dus een drukkracht die naar voren is gericht en de totale druk op de drukwand is groter dan de totale druk op het front. Bij Hydroschilden zijn de drukvariaties beter te beheersen dan bij andere vloeistofschilden of EPB schilden het geval is, omdat de lucht veel geleidelijker drukvariaties op kan vangen dan slurry of grond dat kan. Lucht is immers zeer elastisch in vergelijking met vaste stoffen en vloeistoffen. Er zitten ventielen op elk luchtkussen, zodat de luchtdruk niet te groot kan worden. Drukvariaties kunnen in een tijdsbestek van ongeveer 2 minuut bijgesteld worden. Snelle drukvariaties in het luchtkussen worden verzwakt door het hogere bentoniet niveau dat ontstaat indien de luchtzak samengedrukt wordt. Indien immers de druk aan het front

toeneemt wordt de lucht samengedrukt en neemt de luchtdruk in het kussen toe. Tevens wordt de zak kleiner, waardoor het bentoniet op een hoger niveau komt te staan, hetgeen een hogere hydrostatische druk tot gevolg heeft. Hiervoor is wel toevoer van slurry nodig. Druk variaties aan het front worden dus gedeeltelijk door de druk in de luchtzak opgevangen en gedeeltelijk door de druktoename als gevolg van de stijging van de bentonietspiegel.

### 3.4.1.4 EPB schild



Figuur 3-27, Principe EPB-frontsteun

Het EPB schild heeft de meest duidelijke front steundruk: de frontdruk wordt geleverd door de aanwezige grond zelf, theoretisch is daarbij aan beide zijden van het front nagenoeg hetzelfde soortelijk gewicht aanwezig. In de praktijk kan de dichtheid in de graafbomen echter toch hoger zijn dan de dichtheid van de gesteunde grond. De dichtheid ligt dan meer tussen die bij een slurry schild en van de geroerde grond in. Indien de druk in de TBM wat hoger of lager is dan in de omringende grond is dit verschil over het hele front ongeveer hetzelfde.

Indien water of een ander additief toegevoegd wordt om de grond plastisch of waterafsluitend te maken verandert het soortelijk gewicht, maar niet zo veel dat dit gevaarlijk is voor de frontstabiliteit.

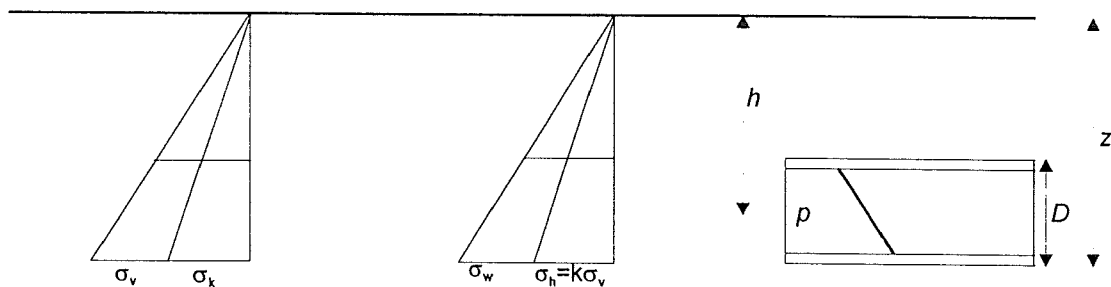
De moeilijkheid bij EPB schilden is het instellen van de druk: de grond is zeer slecht samendrukbaar waardoor kleine volumeveranderingen grote drukverschillen tot gevolg hebben (grote druk schommelingen zijn dan mogelijk). Hierdoor is "real-time-monitoring" bij EPB-schilden heel belangrijk. De druk wordt ingesteld door het regelen van de afvoer van grond en het toevoegen van additieven. De druk kan ook geregeld worden door de vieldruk aan te passen, maar dit doet men liever niet omdat dit de voortgang beïnvloedt.

Maatgevend voor de dekking bij EPB-schilden is, net als bij vloeistof schilden, het steunen van het front met luchtdruk in geval van reparaties (dus een minimale dekking van ongeveer 1D). Indien dit niet nodig zou zijn, kan de dekking kleiner zijn.

### 3.4.1.5 Berekeningen

#### Instabiliteit van het boorfront

Veronderstel een zandige bodem en een waterstand gelijk met het maaiveld.



Figuur 3-28, Grond en waterdruk op tunnel

Voor de kop waterdruk en horizontale gronddruk

$$\sigma_{hor} = \gamma_w \cdot z + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot K \cdot z \quad (3.10)$$



In de boorkop heerst door het instellen van een druk  $p$ .

$$\sigma_{h_{st}} = p + \gamma_{st}(z - (h - R)) \quad (3.11)$$

Maximaal de druk aan de onderkant van het front compenseren.

$$\gamma_w(h + R) + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot K \cdot (h + R) \leq p + \gamma_{st} \cdot 2R \quad (3.12)$$

Hieruit volgt:

$$p \geq \gamma_w(h + R) + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot K \cdot (h + R) - 2\gamma_{st}R \quad (3.13)$$

Men kan zich nu afvragen welke waarde men voor  $K$  kiest  $K_0$  of  $K_a$ . In het laatste geval moet de grond lokaal bezwijken en treden dus zakkingen op.

In de praktijk kiest men toch voor  $K_a$ . De orde van grootte is dan bij benadering :

$$\begin{aligned} p &\geq 10(h + R) + 10 \cdot \frac{1}{3} \cdot (h + R) - 2 \cdot 12 \cdot R \\ p &\geq 13.3 \cdot h - 10 \cdot 7 \cdot R \end{aligned} \quad (3.14)$$

voor  $h = 20m$  en  $D = 8,55m$

steundruk:  $p \geq 266 - 45 \cdot 7 = 220 \text{ kN} / \text{m}^2$

Als het soortelijk gewicht van de steunvloeistof  $\gamma_{st} = 0$  (bijv. als de boorkamer met lucht wordt gevuld t.b.v. reparatie:

$$p \geq 13 \cdot 3 \cdot (h + R) \quad (3.15)$$

Deze druk is groter dan de druk aan de bovenkant van het front, daar zal lucht ontsnappen.

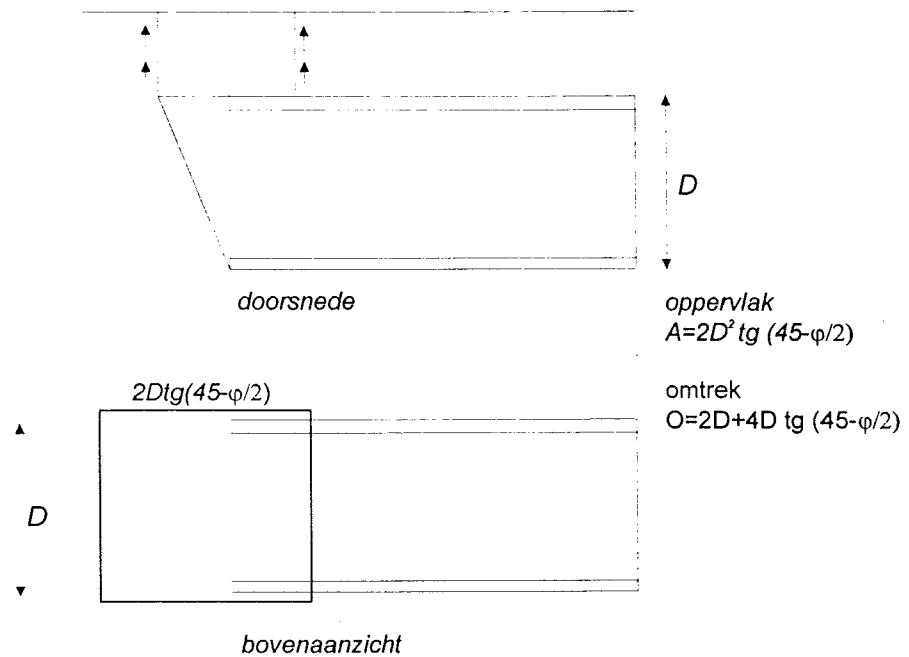
$$\begin{aligned} \sigma_h &= \gamma_w \cdot (h - R) + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot K \cdot (h - R) \\ \sigma_h &= 13 \cdot 3 \cdot (h - R) \end{aligned} \quad (3.16)$$

Omdat de lucht op weg naar boven expandeert kan een 'blow-out' optreden.

Het los snijden van grond door de boorkop wordt bemoeilijkt door een hoge steundruk. Men laat daarom deze druk dalen onder het niveau van  $K_a$  op grond van de volgende redenering:

Voor het inzakken van het boorfront heeft alleen de kolom grond daarboven te zakken. Deze zakking wordt evenwel belemmerd door de omringende grond die een schuifspanning uitoefent op de zakkende kolom, (dit wordt ook wel

*siloworking genoemd*)



Figuur 3-29, Schuifspanning door zakking

Door deze "silowerking" wordt de maximale verticale korrelspanning beperkt tot:

$$\sigma_{v_{max}} = \frac{(\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot A}{O \cdot K \cdot \tan \varphi} \quad (3.17)$$

De horizontale korrelspanning aan de bovenkant van de TBM:

$$b.k. - \sigma_{hk} = \frac{(\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot A}{O \cdot \tan \varphi} \quad (3.18)$$

$$o.k. - \sigma_{ok} = \frac{(\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot A}{O \cdot \tan \varphi} + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot D \cdot K_a$$

Na toevoeging van de waterdruk geldt voor de onderkant:

$$\sigma_{hot} = \gamma_w(h + R) + \frac{(\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot A}{O \cdot \operatorname{tg} \varphi} + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot K_a \cdot D \quad (3.19)$$

Na substitutie van A en O volgt

$$\sigma_{hot} = \gamma_w(h + R) + \frac{(\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot D}{\left( \frac{1}{\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2)} + 2 \right) \cdot \operatorname{tg} \varphi} + (\gamma_{ng} - \gamma_w) K_a D \quad (3.20)$$

$$\sigma_{hot} = \gamma_w(h + R) + \frac{(\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot D}{2 \cdot 15} + (\gamma_{ng} - \gamma_w) K_a D$$

voor  $h = 20\text{m}$  en  $D = 8,55\text{m}$

$$\sigma_{hot} = 10 \cdot (h + R) + 4,6 \cdot D + 3,3 \cdot D$$

$$\sigma_{hot} = 10 \cdot h + 12,9 \cdot D \quad (3.21)$$

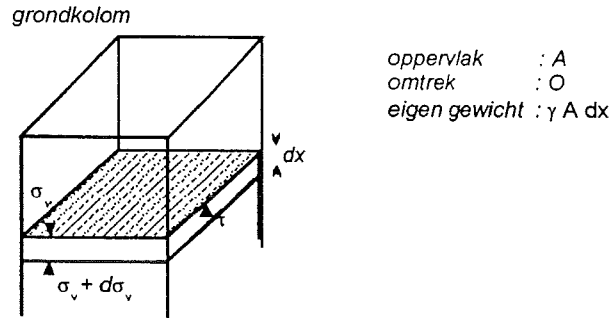
$$\sigma_{hot} = 310 \text{ kN} / \text{m}^2$$

De benodigde steundruk wordt nu:

$$p \geq 310 - 12 \cdot D \quad (3.22)$$

Dit is 13 kPa minder dan in het vorige geval zonder silowerking. Er wordt op vervorming van de grond en boogwerking gerekend.

**Silowerking:**



Figuur 3-30, Silowerking

evenwicht van de laag dx:

omlaag

omhoog

$$A \cdot \sigma_v + \gamma \cdot A \cdot dx = A \cdot (\sigma_v + d\sigma_v) + O \cdot K \cdot \sigma_v \cdot \text{tg} \varphi \cdot dx$$

$$\gamma \cdot A \cdot dx = A \cdot d\sigma_v + O \cdot K \cdot \sigma_v \cdot \text{tg} \varphi \cdot dx$$

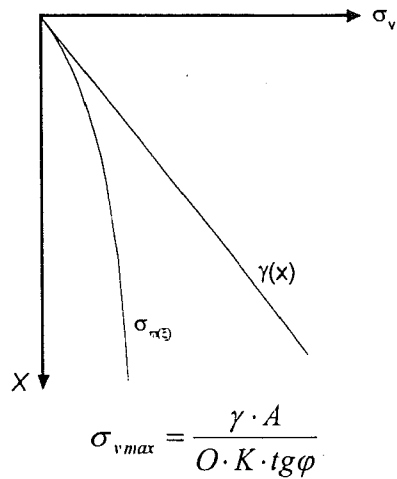
$$dx = \frac{1}{\gamma} d\sigma_v + \frac{O}{A} \cdot \frac{K}{\gamma} \cdot \text{tg} \varphi \cdot dx$$

$$\left( 1 - \frac{O}{A} \cdot \frac{K}{\gamma} \cdot \sigma_v \cdot \text{tg} \varphi \right) dx = \frac{1}{\gamma} d\sigma_v$$

$$\frac{d\sigma_v}{dx} = \gamma - \frac{O}{A} \cdot K \cdot \sigma_v \cdot \text{tg} \varphi$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma \cdot A}{O \cdot K \cdot \text{tg} \varphi} \cdot \left( 1 - e^{-\frac{O \cdot K \cdot \text{tg} \varphi}{A} x} \right) \quad (3.23)$$





Figuur 3-31, Verloop van de verticale grondspanning  $\sigma_v(x)$  in de kolom.

$$\frac{dy}{dx} = A - By$$

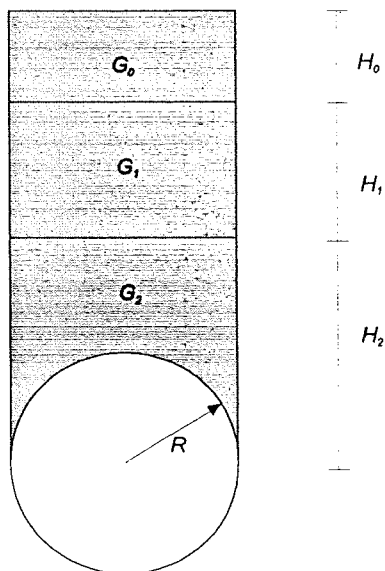
stel  $y = \frac{c}{B} (1 - e^{-Bx})$

dan is  $\frac{dy}{dx} = c \cdot e^{-Bx}$

*substitutie*  
 $c \cdot e^{-Bx} = A - c + c \cdot e^{-Bx}$   
 hieruit volgt  $c=A$   
 $y = \frac{A}{B} (1 - e^{-Bx})$

### 3.4.2 Gecombineerde opdrijf- en opbrekberkening

#### 3.4.2.1 opdrijven



Figuur 3-32, Schematisatie grond

De veiligheid tegen opdrijven van de tunnelbuis wordt verkregen door de gronddekking op de tunnel. Bij deze evenwichtsberekening wordt het gewicht van alle grond recht boven de tunnel genomen. De wrijvingskrachten langs de glijvlakken worden niet meegenomen, omdat ervan uitgegaan wordt dat de tunnel niet beweegt en er dus ook geen wrijvingskrachten opgewekt kunnen worden.

De berekening moet worden gemaakt voor twee fasen, namelijk:

- in de bouwfase als de tunnel nog leeg is, is er een grotere gronddekking noodzakelijk;

- in de eindfase als alle voorzieningen en ballast in de tunnel is aangebracht, waardoor het eigengewicht van de tunnel toeneemt.

De oprijving van de tunnel wordt veroorzaakt door een waterdrukverschil over de hoogte van de tunnel. De wet van Archimedes mag worden toegepast. De oprijfkracht  $A$  van de tunnel heeft de volgende grootte:

$$A = r_{uitw}^2 \cdot \pi \cdot \gamma_w \quad (3.24)$$

Het totale gewicht van de tunnel in de eindfase ( $G_T$ ) bestaat uit

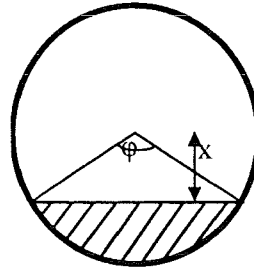
- het gewicht van de tunnel
- het gewicht van de ballast (vulbeton)

Het gewicht van de tunnel-lining werkt naar beneden en is gelijk aan:

$$G_T = (r_{uitw}^2 - r_{inw}^2) \cdot \pi \cdot \gamma_{w, beton} \quad (3.25)$$

Het gewicht van het vulbeton heeft een grootte van:

$$G_F = (r_{inw}^2 \cdot \pi \cdot \frac{\varphi}{360^\circ} - r_{inw} \cdot \sin(\frac{1}{2} \cdot \varphi) \cdot x) \cdot \gamma_{wbeton} \quad (3.26)$$



Figuur 3-33, Vulbeton

Het totale gewicht van de tunnel in de gebruiksfase wordt

$$G_E = G_T + G_F \quad (3.27)$$

Voor de bepaling van het gewicht van het grondlichaam boven de tunnel is het grondlichaam tot twee of drie lagen geschematiseerd. Per laag worden de parameters bepaald. In het geval van drie grondlagen is het gewicht van de grond.

$$G_0 = 2 \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_0 - \gamma_w) \cdot H_0 \quad (3.28)$$

Het gewicht van de tweede grondlaag is:

$$G_1 = 2 \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot H_1 \quad (3.29)$$

Het gewicht van de grondlaag direct boven de tunnel is:

$$G_2 = 2 \cdot r_{uitw} \cdot (H_2 + r_{uitw}) \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) - \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot r_{uitw}^2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) \quad (3.30)$$

De Z-functie van dit mechanisme ziet er als volgt uit:

$$Z = G_e + G_0 + G_1 + G_2 - A \quad (3.31)$$

*(Bezwijk functie; zie collegieboek, Praktisch ontwerp CTWB...)*

### 3.4.2.2 Gecombineerde oprijf- en opbrekberkening

Bij de opbrekberkening wordt ervan uitgegaan dat op de tunnel een kracht werkt waardoor de tunnel hoogovaal vervormt en er wordt vervolgens berekend hoeveel grondgewicht boven de tunnel nodig is om de opwaartse krachten t.g.v. de hoogovale vervorming tegen te gaan. Het verticale evenwicht moet dus zo zijn, dat de hoogovale vervorming wordt voorkomen. Is het grondgewicht te klein, een te geringe gronddekking, dan verplaatst de tunnel zich naar boven en verliest dan zijn stabiliteit. Alle gecombineerde modellen bestaan uit het gewicht van de grond plus een wrijvingskracht, waar de oprijf- en de opbrekkracht van wordt afgetrokken. Voor de bepaling van het gewicht van het grondlichaam boven de tunnel is het grondlichaam tot een aantal lagen geschematiseerd. Per laag worden de grondparameters bepaald.

Bij het gecombineerde model wordt aangenomen dat de opdrijvende krachten over een bepaalde hoek, de opbrekhoek, werken. De opbrekhoek wordt bepaald door de twee punten, waar de radiale verplaatsing van de tunnel, bij het opbreken van de tunnel, nul is. In alle modellen wordt aangenomen dat de opbrekhoek gelijk is aan  $2\psi \cong 100^\circ$

Vaak wordt bij het verticale evenwicht de tunnel en de bovenliggende grond als één geheel beschouwd, waarbij de volledige gronddrukken in rekening worden gebracht. Het gewicht van de grondlagen boven de tunnel wordt hier berekend met de effectieve gronddruk, de korreldruk, hetgeen op hetzelfde neerkomt.

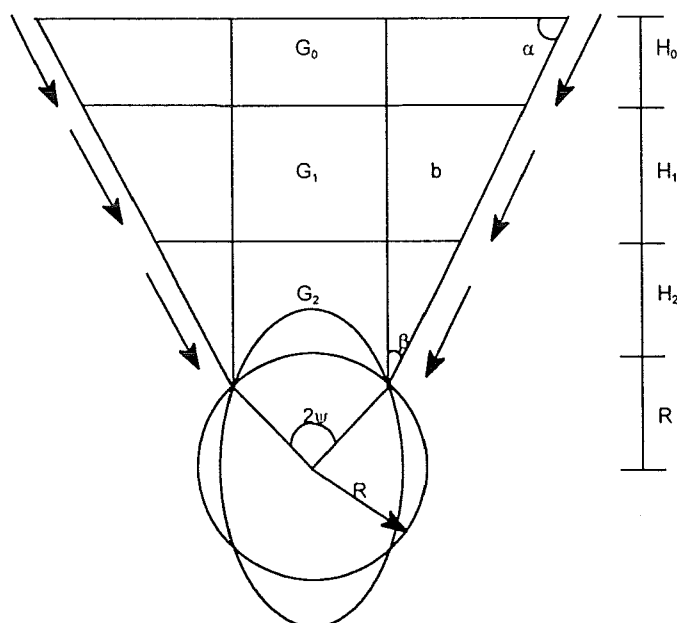
Nadere analyse van het opbrekmechanisme in het kader van de predicties voor de 2<sup>e</sup> Heinoord tunnel, COB/K100 hebben uitgewezen dat voor de situatie van een hoog grondwater opdrijven het maatgevende mechanisme is. Indien een dekking wordt gerealiseerd welke voldoende is om opdrijven te voorkomen, dan zal hoogovale vervorming vrijwel zeker niet optreden.

Hoogovale vervorming is een bezwijkmechanisme voor tunnels in "droge" grond (diep grondwater) met een minimale dekking. De bovenbelasting op de kruin is dan kleiner dan de neutrale gronddruk op de zijde van de tunnel. Dit leidt dan tot een vervormingscorrectie met hoogovale vervorming en gevaar voor opbreken.

### Model 1

Er zijn verschillende modellen voor de berekening van het opdrijven en opbreken. Verschil wordt gemaakt door het al dan niet mee nemen van de grondwigen aan de zijkant en/of de wrijvingskrachten.

Het rekenmodel, dat hier bekeken wordt, is afkomstig van het voorontwerp van de 2<sup>e</sup> Heinoordtunnel. Niet alleen de grond boven de tunnel wordt meegenomen, maar alle grond die binnen het afschuifvlak ligt.



Figuur 3-34, Model 1

De afschuifhoek is gelijk aan:

$$\alpha = (45^\circ + \phi / 2) \quad (3.32)$$

$\phi$  = hoek van inwendige wrijving

De hoek  $\beta$ , waarmee het afschuifvlak van de grond de tunnelwand snijdt is:

$$\beta_i = (45^\circ - \phi_i / 2) \quad (3.33)$$

### Opdrijfkracht

De opdrijfkracht ten gevolge van het verschil in waterdruk aan de boven- en onderkant van de tunnel is:

$$A = r_{uitw}^2 \cdot \pi \cdot \gamma_w \quad (3.34)$$

Het totale gewicht van de tunnel in de eindfase ( $G_E$ ) bestaat uit:

- het gewicht van de tunnel;
- het gewicht van de ballast (vulbeton).

Het gewicht van de tunnel werkt naar beneden en is gelijk aan:

$$G_T = (r_{uitw}^2 - r_{inw}^2) \cdot \pi \cdot \gamma_{beton} \quad (3.35)$$

Het gewicht van het vulbeton heeft een grootte van:

$$G_F = (r_{inw}^2 \cdot \pi \cdot \frac{\varphi}{360^\circ} - r_{inw} \cdot \sin(\frac{1}{2} \cdot \varphi) \cdot x) \cdot \gamma_{w,beton} \quad (3.36)$$

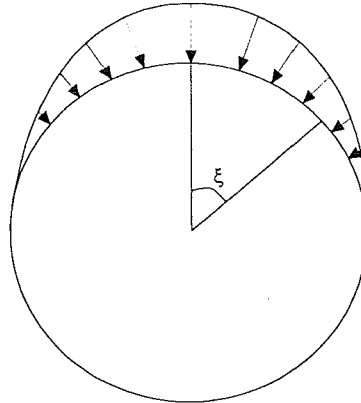
Het totale gewicht van de tunnel:

$$G_E = G_T + G_F \quad (3.37)$$

De resulterende kracht werkt naar boven en heeft een grootte van:

$$R = A - G_E \quad (3.38)$$

De tegendruk moet door de grond geleverd worden. Aangenomen wordt dat de druk loodrecht op de tunnelwand werkt en een cosinusvormig verloop heeft:



Figuur 3-35, Gronddruk

$$a(\xi) = c \cdot \cos(\xi) \quad [\text{N/m}^2] \quad (3.39)$$

De verticale component van deze tegendruk moet evenwicht maken met de resultante van de opdrijvende kracht.

$$a_v(\xi) = c \cdot \cos^2(\xi) \quad [\text{N/m}^2] \quad (3.40)$$

De totale verticale reactiekracht geleverd door de grond is:

$$\begin{aligned} R &= 2 \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2}} c \cdot \cos^2 \xi \cdot r_{uitw} \cdot d\xi \\ &= 2 \cdot c \cdot r_{uitw} \cdot \int_0^{\frac{\pi}{2}} 1/2 \cdot (1 + \cos(2\xi)) d\xi = c \cdot r_{uitw} \left[ \xi + 1/2 \sin(2\xi) \right]_0^{\frac{\pi}{2}} \\ &= c \cdot r_{uitw} \cdot \frac{\pi}{2} \end{aligned} \quad (3.41)$$

Gelijkstellen van deze kracht aan de resulterende opdrijvende kracht evert voor c:

$$c = \left( \gamma_w - \frac{G_e}{r_{uitw}^2 \cdot \pi} \right) \cdot 2 \cdot r_{uitw} \quad (3.42)$$

De verticale benodigde gronddruk voor evenwicht wordt dan:

$$a_v(\xi) = \left( \gamma_w - \frac{G_e}{r_{uitw}^2 \cdot \pi} \right) \cdot 2 \cdot r_{uitw} \cdot \cos^2 \xi \quad (3.43)$$

De totale reactiekracht, die geleverd moet worden over de opbrekshoek  $2\psi$  is:

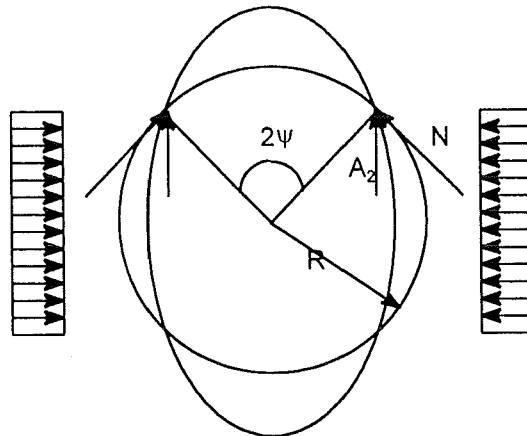
$$\begin{aligned} A_1 &= 2 \cdot \int_0^\psi a_v(\xi) \cdot r_{uitw} \cdot d\xi \\ &= 2 \cdot c \cdot r_{uitw} \left[ \frac{\xi}{2} + \frac{1}{4} \sin(2\xi) \right]_0^\psi \end{aligned} \quad (3.44)$$

$$A_1 = c \cdot r_{uitw} \cdot \left( \psi + \frac{1}{2} \sin(2\psi) \right)$$

### Opbrekkracht

De normaalkracht op de zijkant (dus op de horizontale middellijn) van de tunnel veroorzaakt de opbrekkracht. Voor de bepaling van de normaalkracht in de lining wordt de grootte van de horizontale gronddruk op de hoogte van de tunnelas ( $q$ ) constant verdeeld aangenomen over de gehele tunnelling. Zie Figuur 3-36: Schematisatie opbrekkracht.

Met behulp van de ketelformule  $N = q \cdot r$  wordt de normaalkracht in de lining  $N_f$ :



Figuur 3-36, Schematisatie oprijfkracht

$$N_f = q \cdot r_{uitw} \quad (3.45)$$

$$\text{met } q = \Sigma(H_i - \gamma_i) \cdot K_0$$

Het verticale deel van de normaalkracht, de opbrekkracht  $A_2$ , wordt na ontbinding in vectoren en na vermenigvuldiging met 2 (de normaalkracht werkt zowel links als rechts van de symmetrieas):

$$A_2 = 2 \cdot N_f \cdot \sin \psi \quad (3.46)$$

### Grondgewicht

De eerste neerwaarts werkende kracht is de kracht t.g.v. van de grond. Deze bestaat uit het effectieve gewicht van de grond in twee of drie lagen. Het gewicht van de bovenste grondlaag is:

$$\begin{aligned} G_0 &= 2 \sin(\Psi) \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_0 - \gamma_w) \cdot H_0 + 2 \cdot H_0 \cdot \gamma_0 \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot H_0 \cdot \tan(\beta_0) + \right. \\ &\quad \left. H_1 \cdot \tan(\beta_1) + H_2 \cdot \tan(\beta_2) \right) \end{aligned} \quad (3.47)$$

Het gewicht van de tweede grondlaag is:

$$G_1 = 2 \cdot \sin(\Psi) \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot H_1 + 2 \cdot H_1 \cdot \gamma_1 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot H_1 \cdot \tan(\beta_1) + H_2 \cdot \tan(\beta_2)\right) \quad (3.48)$$

Het gewicht van de grondlaag direct boven de tunnel is:

$$G_2 = 2 \cdot \sin(\Psi) \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot H_2 + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H_2^2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot \tan(\beta_2) \quad (3.49)$$

In geval van twee grondlagen vervalt  $G_0$ . Deze formule geldt alleen als de grond volledig onder de grondwaterspiegel ligt. Daar waar een deel van de grondlaag i boven de grondwaterspiegel ligt, wordt  $H_i \cdot \gamma_i$  vervangen door:

$$(\gamma_i - \gamma_w) \cdot H_i = (H_{idr} - d) \cdot \gamma_{dr} + (H_{i,nat} + d) \cdot (\gamma_{i,nat} - \gamma_w) \quad (3.50)$$

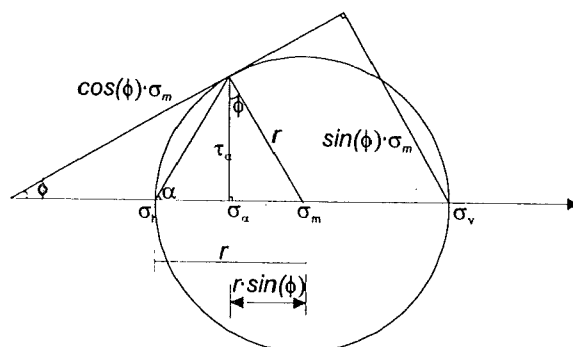
waarin  $d$  de waterstand t.o.v. gemiddelde waterstandsniveau is. Het totaal van de grondgewichten wordt nu opgeteld:

$$A_3 = G_0 + G_1 + G_2 \quad (3.51)$$

### Wrijvingskracht

De tweede naarwaarts gerichte kracht is de wrijving langs het afschuifvlak.

In Figuur 3-37 is de cirkel van Mohr gegeven. Uit de cirkel kunnen, met de aanname dat de cohesie gelijk is aan nul, de volgende formules gevonden worden:



Figuur 3-37, Oprijfmechanisme

$$\tan \alpha = \frac{\tau_\alpha}{(1 - \sin \phi) \cdot r}$$

$$\cos \alpha = \frac{\tau_\alpha}{\sin \phi \cdot \sigma_m} \quad (3.52)$$

$$\sin \alpha = \frac{r}{\sigma_m} = \frac{\tau_\alpha}{\cos \phi \cdot \sigma_m}$$

Uitwerken van de formules geeft:

$$\tan \alpha = \frac{\cos \phi}{(1 - \sin \phi)} \quad (3.53)$$

Voor het verticale deel van de wrijvingskrachten langs de glijvlakken kan voor zowel de bouw- als eindfase de volgende formule afgeleid worden:



$$R_v = \frac{\tau_\alpha}{\sigma_v} \cdot \tan \alpha \cdot G \quad (3.54)$$

$$R_v = \sin \phi \cdot G$$

De wrijvingskracht moet per grondlaag worden berekend en vervolgens moeten deze krachten bij elkaar worden opgeteld om de totale wrijvingskracht  $A_4$  te krijgen.

De wrijvingskracht voor de bovenste laag is:

$$F_{w0} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_0}{2}\right) \cdot (H_0)^2 \cdot \gamma_0 \cdot \sin \phi_0 \quad (3.55)$$

De wrijvingskracht voor de middelste laag is:

$$F_{w1} = 2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_1}{2}\right) \cdot H_1 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot H_1 \cdot \gamma_1 + H_0 \cdot \gamma_0\right) \cdot \sin \phi_1 \quad (3.56)$$

De wrijvingskracht van de laag direct boven de tunnel is:

$$F_{w2} = 2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_0}{2}\right) \cdot H_1 \cdot (H_2 + R(1 - \cos \psi)) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot H_2 \cdot \gamma_2 + H_1 \cdot \gamma_1 + H_0 \cdot \gamma_0\right) \cdot \sin \phi_2 \quad (3.57)$$

De totale wrijvingskracht  $A_4$  is:

$$A_4 = F_{w0} + F_{w1} + F_{w2} \quad (3.58)$$

De totale betrouwbaarheidsfunctie  $Z$  van het opdrijf- en opbrekmechanisme gecombineerd is dus het grondgewicht  $A_3$  en de wrijvingskracht  $A_4$  min de opdrijfkracht  $A_1$  en de opbrekkracht  $A_2$ . In formulevorm luidt dit:

$$Z = A_3 + A_4 - A_1 - A_2 \quad (3.59)$$

### Model 2

Het tweede model is hetzelfde model als model 1 zonder wrijving. Dit model is dus veiliger.

### Model 3

Het gewicht van de wiggen van model 1 is:

$$G = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (H + R \cdot (1 - \cos \psi))^2 \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \gamma \quad (3.60)$$

De wrijvingskracht langs het verticale vlak b boven de opbrekhoek is gelijk aan:

$$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (H + R \cdot (1 - \cos \psi))^2 \cdot \lambda_a \cdot \gamma \cdot \tan \phi \quad (3.61)$$

$$\text{met } \lambda_a = K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

De wrijvingskracht, die de grondwiggen moet vasthouden bij het omhoog bewegen van de tunnel, is kleiner dan het gewicht van de grondwiggen. Dat betekent dat de grondwiggen niet omhoog gedrukt worden als de tunnel omhoog beweegt en dus ook niet bijdragen aan het gewicht omlaag.

Er wordt een model voorgesteld, waarbij de grondwiggen niet meegenomen worden (zie tabel 7-1).

### Opdrijfkracht

De opdrijfkracht blijft hetzelfde als in model 1.

### Opbreekkkracht

De opbreekkkracht blijft hetzelfde als in model 1.

### Grondgewicht

De neerwaarts werkende kracht ten gevolge van de grond bestaat uit het effectieve gewicht van de grond in de twee of drie lagen.

Het gewicht van de bovenste grondlaag is:

$$G_0 = 2 \cdot \sin \psi \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_0 - \gamma_w) \cdot H_0 \quad (3.62)$$

Het gewicht van de tweede grondlaag is:

$$G_1 = 2 \cdot \sin \psi \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot H_1 \quad (3.63)$$

Het gewicht van de grondlaag direct boven de tunnel is:

$$G_2 = 2 \cdot \sin \psi \cdot r_{uitw} \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot H_2 \quad (3.64)$$

In geval van twee grondlagen vervalt  $G_0$ . De formule geldt alleen als de grond volledig onder de grondwaterspiegel ligt. Daar waar een deel van de grondlaag  $i$  boven de grondwaterspiegel ligt, wordt  $H_i \cdot \gamma_i$  vervangen door:

$$H_i \cdot (\gamma_i - \gamma_w) = (H_{idr} - d) \cdot \gamma_{dr} + (H_{i,nat} + d) \cdot (\gamma_{i,nat} - \gamma_w) \quad (3.65)$$

waarin  $d$  de waterstand ten opzichte van het gemiddelde waterstandsniveau is.

Het totaal van de grondgewichten wordt nu opgeteld :

$$A_3 = G_0 + G_1 + G_2 \quad (3.66)$$

### Wrijvingskracht

De tweede neerwaarts gerichte kracht is de wrijving langs het verticale afschuifvlak boven de opbreekhoek.

$$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \lambda_i \cdot \gamma \cdot \tan \phi \quad (3.67)$$

waarin  $\lambda$  de gronddrukcoëfficiënt is.

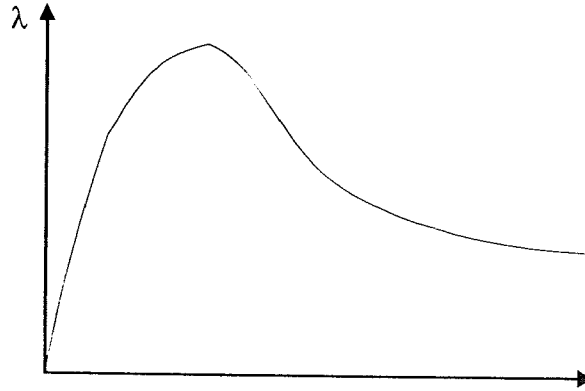
De gronddrukcoëfficiënt zal bij een toenemende kracht van de tunnel op de bovenliggende grond het verloop als in Figuur 3-38. hebben. De weerstand zal eerst toenemen en als de grond eenmaal omhoogkomt, zal de gronddrukcoëfficiënt snel afnemen. Dit betekent progressief falen. Als de tunnel een klein stukje omhoog komt, zal hij verder gaan en geen evenwicht meer vinden.

De vraag blijft nu welke waarde voor de gronddrukcoëfficiënt gekozen moet worden. De ondergrensbenadering, de veiligste benadering, zal waarschijnlijk in de buurt van de actieve gronddruk liggen. De bovengrens is onbekend. Model 3 gaat uit van de actieve gronddruk en is hiermee het veiligste model. De wrijvingskracht wordt:

$$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \lambda_a \cdot \gamma \cdot \tan \phi \quad (3.68)$$

waarin,

$$\lambda_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.69)$$



Figuur 3-38, Grondrukcoëfficiënt

De wrijvingskracht moet per grondlaag worden berekend en vervolgens moeten deze krachten bij elkaar worden opgeteld om de totale wrijvingskracht  $A_4$  te krijgen. De wrijvingskracht voor de bovenste laag is:

$$F_{w0} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \lambda_a \cdot H_0^2 \cdot \gamma_0 \cdot \tan \phi_0 \quad (3.70)$$

De wrijvingskracht van de middelste laag is:

$$F_{w1} = 2 \cdot (H_0 \cdot \gamma_0 \cdot \lambda_a + \frac{1}{2} \cdot H_1 \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_a) \cdot H_1 \cdot \tan \phi_1 \quad (3.71)$$

De wrijvingskracht van de laag direct boven de tunnel is:

$$F_{w2} = (H_0 \cdot \gamma_0 \cdot \lambda_a + H_1 \cdot \gamma_1 \cdot \lambda_a + \frac{1}{2} (H_2 + R(1 - \cos(\Psi))) \cdot \gamma_2 \cdot \lambda_a) \cdot 2 \cdot \tan(\phi_2) \cdot (H_2 + R \cdot (1 - \cos(\Psi))) \quad (3.72)$$

De totale wrijvingskracht  $A_4$  is:

$$A_4 = F_{w0} + F_{w1} + F_{w2} \quad (3.73)$$

De totale betrouwbaarheidsfunctie  $Z$  van het gecombineerde oprijf- en opbrekmechanisme is het grondgewicht  $A_3$  en de wrijvingskracht  $A_4$  min de oprijfkracht  $A_1$  en de opbrekkracht  $A_2$ . In formulevorm:

$$Z = A_3 + A_4 - A_1 - A_2 \quad (3.74)$$

#### Model 4

Dit model is hetzelfde als model 3 op de wrijvingskracht na. Voor de grondrukcoëfficiënt wordt nu de neutrale grondrukcoëfficiënt genomen. In de formules voor de wrijvingskracht van model 3, wordt de actieve grondrukcoëfficiënt vervangen door de neutrale grondrukcoëfficiënt:

$$\lambda_o = \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

### Model 5

In model 3 en 4 is ervan uitgegaan dat er geen afschuifhoek is. In werkelijkheid zal die er wel zijn, alleen waarschijnlijk niet zo groot als die in model 1 en model 2.

De afschuifhoek van de grond bij het omhoogkomen van de tunnel zou vergeleken kunnen worden met de afschuifhoek van de grond bij het omhoogtrekken van een plaat uit de grond. De afschuifhoek ligt in de orde grootte van de dilatatiehoek.

Vermeer en Sutjiadi hebben de opbreekhoek en de bijbehorende wrijvingskracht van de grond bepaald bij een verticale plaat, die uit de grond wordt getrokken. De opbreekhoek blijkt ongeveer gelijk te zijn aan de dilatatiehoek. De wrijvingskracht is door de dilatatie hoger dan de wrijvingskracht met een neutrale gronddrukcoëfficiënt. Het neerwaartse deel ten gevolge hiervan is:

$$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot \cos(\varphi) \cdot \tan(\phi_{cv}) \quad (3.75)$$

waarbij  $\phi_{cv}$  is de wrijvingskracht van de grond bij doorgaande vervorming, dus bij grote rek bepaald. Voor toepassing van deze relatie wordt gebruik gemaakt van het empirische verband tussen de wrijvingshoek  $\varphi$ , de dilatatiehoek  $\psi$ , en deze  $\phi_{cv}$ , volgens Rowe luidt deze relatie.

$$\cos \psi = \frac{\cos \varphi' \cdot \cos \phi_{cv}}{1 - \sin \varphi' \cdot \sin \phi_{cv}} \quad (3.76)$$

als  $\phi$  en  $\psi$  bekend zijn, kan door bovenstaande relatie uit te werken  $\phi_{cv}$  worden bepaald.

Alle overige krachten zijn hetzelfde als in model 3 en in model 4.

Er zijn in totaal vijf gecombineerde oprijf- en opbreekmodellen besproken. Al deze modellen hebben dezelfde opbreekkracht, oprijfkracht en gewicht van de grond boven de tunnel. De wrijvingskracht en de kracht ten gevolge van de grond in een eventuele wig zijn verschillend.

In Figuur 3-37 is een overzicht gegeven van de besproken modellen. De nummers in de linkerkolom komen overeen met de gebruikte modelnummers. De middelste kolom aan de linkerkant laat de bijbehorende schematisatie zien. De verschillende neerwaartse krachten zijn in de middelste kolom aan de rechterkant gegeven. De rechtse kolom laat de verhoudingsgetallen van de neerwaartse krachten zien, als de kracht van model 3 op 1 wordt gesteld en de hoek van inwendige wrijving  $\phi \cong 30^\circ$ .

Model 1		$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \gamma \cdot (1 + \sin(\phi))$	4.5
Model 2		$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \gamma$	3
Model 3		$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \gamma \cdot \tan(\phi)$	1
Model 4		$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \gamma \cdot \tan(\phi)$	1.7
Model 5		$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot \cos(\phi_{cv}) \cdot \tan(\phi)$	2.6

Tabel 3-4, Gecombineerde opdrijf- en opbrekberekening

Opgemerkt moet worden dat de gecombineerde modellen aan de 'veilige' kant zijn. Er wordt namelijk vanuit gegaan dat het verticale evenwicht ervoor zorgt dat er geen hoogovale vervorming optreedt. De ringstijfheid wordt hierbij buiten beschouwing gelaten. In werkelijkheid heeft de ring wel een bepaalde stijfheid. Er kan dus een grotere kracht op de ring staan dan verondersteld zonder dat de ring hoogovaal vervormt.

### 3.4.3 Meten en monitoring

Meten en monitoring is een complex maar belangrijk onderdeel van het tunnelbouwproces. Toch is het voor veel Civiel Technici een onbekend deel van het tunnelproces, doordat de toegepaste technieken zich voornamelijk bevinden in de vakgebieden van de elektrotechniek, werktuigbouw en geodesie. Wat voor de Civiel Technici belangrijk is, is wat gemeten moet worden om het boorproces te controleren en hoe de gegevens geïnterpreteerd moeten worden. Alle systemen beschrijven die worden toegepast voor meten en monitoring in de tunnelbouw is ondoenlijk. Voor (beknopte) beschrijvingen daarvan: zie lit. Kretschmer en Maidl.

In deze paragraaf zal een kort overzicht gegeven worden van enkele ontwikkelingen en van de belangrijkste toepassingen van meten en monitoring. Real time meten en monitoring wordt steeds belangrijker voor het tunnelproces.

Dit heeft een aantal duidelijk aanwijsbare oorzaken:

- eisen ten aanzien van afwijkingen en zakkingen worden steeds strenger.
- de mogelijkheden om op metingen te reageren worden steeds beter.
- de intrede van de computer vergemakkelijkt het overzichtelijk weergeven van grote gegevensstromen. Door computers te gebruiken kan men bijvoorbeeld elke 2 seconden 100 metingen verrichten en doorgeven.
- de beheersing van het boorproces is beter geworden: er is een grotere nauwkeurigheid te behalen en de correctie mogelijkheden zijn toegenomen. Wat vroeger "kleinere afwijkingen" waren is nu significant.

De metingen bevatten onder andere:

- zakkingen aan het maaiveld;
- drukken aan het front (meestal op meerdere plaatsen);
- drukken van de staartspleet afdichting;
- zakkingen en vervormingen van de tunnel (vloer / dak / wanden);
- vervormingen van de omliggende grond;
- de positie van de tunnel (alle 6 vrijheidsgraden);
- aan- en afvoerstromen in de TBM (druk, hoeveelheid, samenstelling);
- specifieke metingen per project.

Met behulp van deze metingen kan het boorproces nauwkeurig gevolgd worden en is het uitvoeren van correcties mogelijk.

#### **Zakkingen aan het maaiveld**

Real-time-monitoring maakt het mogelijk een te hoge zakking die bij het passeren van het front is opgetreden te compenseren door de groutdruk bij de staartafsluiting te verhogen of door na te grouten. De maaiveld zakking die optreedt blijft dan beperkt en kan zelfs verkleind worden.

De geologie van de ondergrond moet hiertoe echter wel geschat zijn. Indien groutinjectiepunten onder een vaste laag kunnen worden gebracht, onder een stijve kleilaag op zand bijvoorbeeld, kan met deze methode een belangrijk deel van de zetting worden gecompenseerd. Ook in een dikkere kleilaag kan d.m.v. "hydraulische fracturing" wel een zelfde resultaat worden bereikt. Echter in homogeen zand, of slappe klei, is geen ervaring en is het niet denkbeeldig dat deze methode niet zal functioneren. De wijze waarop grout zich dan in de bodem verspreid is veel minder goed controleerbaar of te sturen.

Of het mogelijk is op deze wijze de zakkingen te beperken hangt af van de reden van de zakkingen aan het front. Indien die zakkingen ontstaan omdat er bijna een blow out plaats vond en al wat extra grond het front binnen stroomde kan de staartdruk niet verhoogd

worden: de grond is zo zwak dat het grout door de overdruk weggeperst zou worden naar het oppervlak.

Indien het teveel aan zakking aan het front ontstaan is, doordat de TBM enige tijd heeft stilgestaan of het snijwiel te hard rond is gedraaid en de grond boven de TBM voldoende veiligheid bezit tegen opbarsten (en scheurvorming) kan wel met extra staardruk gewerkt worden.

### **Drukken aan het front**

De gronddruk en de waterdruk voor het boorfront zijn bekend door grondonderzoek vooraf. De druk in de meng- en werkkamer moet tussen de bepaalde grenzen ingesteld zijn. Indien blijkt dat de druk te hoog of te laag is kan dit door de boormeester bijgesteld worden door bijvoorbeeld meer bentoniet aan te voeren of af te voeren (vloeistofschild) of door de draaisnelheid van de grondschoef te wijzigen of door additieven toe te voegen (EPB schild).

Aan de gemeten druk aan het front kan veel gezien worden. Indien bijvoorbeeld onder gelijke toe- en afvoer van grond toch de druk omlaag gaat duidt dit erop dat er rondom het front grond verdrongen wordt. Indien de druk onder gelijke toe- en afvoer zou stijgen kan dit erop duiden dat de omringende grond het front inkomt, met de bijhorende zettingen aan het maaiveld. Hoeveel grond theoretisch afgevoerd zou moeten worden is eenvoudig: de oppervlakte van het schild maal de voortgang.

Nieuwe ontwikkelingen schijnen het continu en real-time monitoren van de dichtheid van het afgevoerde bentoniet mengsel bij vloeistofschilden verbeterd te hebben, waardoor dit nadeel van vloeistof schilden ten opzichte van EPB schilden vrijwel is verdwenen. Indien men het nodig acht de grondcondities aan het front echt goed te kennen is het mogelijk vanuit de TBM of door middel van een pilot-tunnel de grond voor het front te onderzoeken.

De grond onderzoeken vanuit de tunnel kan met behulp van de grond instekende "sprietten" of door middel van een "insitu-test". Het voordeel van de insitu-test is dat een ongeroerd monster verkregen wordt; het nadeel is de hoge prijs voor slechts één proef (op één proef kan geen kansberekening toegepast worden, zoals wel het geval is bij andersoortig vooronderzoek). Pilot tunnels zijn in het verleden al vaak toegepast om de grondcondities beter te leren kennen bij lastige projecten. Het is een kleine tunnel die naast de toekomstige tunnel gemaakt wordt (op zo'n afstand dat hij de definitieve tunnel niet zal beïnvloeden) of in het hart van de toekomstige tunnel (zodat de invloed ervan alle kanten op gelijk zal zijn). Door gebruik te maken van een pilot tunnel wordt de aanleg van de definitieve tunnel een stuk minder risico vol: de grond condities zijn beter bekend, vanuit de pilot tunnel kunnen extra metingen gedaan worden en hij kan als drainagetunnel gebruikt worden. Pilot tunnels kunnen in de bouwfase gebruikt worden als transport tunnel (voor segmenten, personen) en kunnen in de definitieve bestemming dienst doen als service- of vluchttunnel.

### **Vervormingen van de omliggende grond**

Vervormingen van de grond kunnen bijvoorbeeld gemeten worden door bundels stangen door de tunnelwand in de grond te bevestigen. Door per bundel stangen met verschillende lengtes te gebruiken en de rekken van elke stang te meten (of de kracht op de stangen) is de onderlinge lengteverandering ook bekend. Hiermee zijn de vervorming van de grond op afstand van de tunnel bekend en kan het krachterspel in de grond bepaald worden.

Bij NATM is het bovenstaande van essentieel belang: indien te hoge drukconcentraties in de grond of te grote vervormingen van de tunnel blijken te ontstaan kan met behulp van deze gegevens ingezien worden waar zich scheur- of schuifzones bevinden. Op grond hiervan kunnen lengte en richting van extra te plaatsen ankers bepaald worden.

Nadat deze extra ankers aangebracht zijn moeten de grondvervormingen nog steeds gecontroleerd worden: er is kans dat de nieuwe bevestigingsplaatsen van de ankers ook gaan vervormen of scheuren.

Het meten van de vervormingen van de omringende grond kan ook van belang zijn indien er zich boven die grond bebouwing bevindt: het is interessant te weten op welke afstand van de tunnel de grond vervormt en of die vervormingen in de lengterichting van de tunnel constant zijn of sterke verschillen vertonen.

### **Positie van de tunnel**

Uiteraard moet de positie van de tunnel goed bekend zijn, bijvoorbeeld om op de juiste positie uit te komen en om een tegemoetkomende TBM precies tegen te komen.

Het is mogelijk dat de complete tunnel tijdens de bouw naar een bepaalde kant afwijkt. Over een compleet traject kan dit resulteren in een uitwijking van enkele meters, terwijl de vijzelkrachten rondom constant gehouden worden. De TBM is zwaar en in slappe grond is het niet ondenkbaar dat hij een beetje wegzakt. Omdat de uiteindelijke tunnel lichter is dan de TBM wordt de achterkant van de TBM omhoog gelicht, resulterend in een bocht omlaag. Net zo goed als verticale zijn ook horizontale afwijkingen mogelijk, bijvoorbeeld door een onregelmatige wrijving langs de omtrek van het schild, als gevolg van beschadigingen of verkleven van de grond.

Indien een afwijking optreedt kan richting van de TBM met behulp van de vijzels enigszins gecorrigeerd worden. De vijzels zitten rondom, de tunnel kan dus alle kanten op gestuurd worden. De TBM kan ook gestuurd worden door middel hoeveelheid additieven die toegevoegd wordt of door gebruik te maken van de mogelijkheid de machine te knikken. Bij het boren van een tunnel houdt men meestal rekening met koersafwijkingen naar alle zijden van 5 à 10 centimeter. In Japan blijven de afwijkingen beperkt tot 2 à 3 centimeter door gebruik te maken van geheel geautomatiseerde technieken met "fuzzy logic".

Bij microtunnelling is de positie bepaling extra lastig omdat de meetapparatuur met de tunnel mee verplaatst. Hierdoor moet met meerdere assenstelsels gewerkt worden, hetgeen de maatvoering veel gecompliceerder maakt dan bij grote diameter tunnels het geval is. Bovendien is het bij een kleine boorkop moeilijk om alle onderdelen goed in de boorkop te passen en zijn beschadigingen aan de meetapparatuur niet of moeilijk te verhelpen.

### **Specifieke metingen per project**

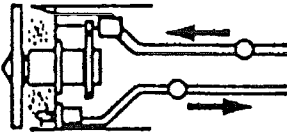
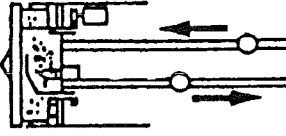
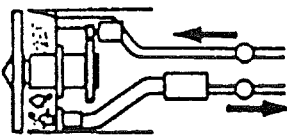
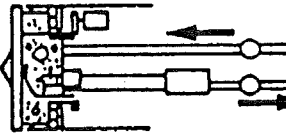
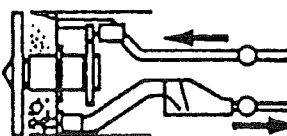
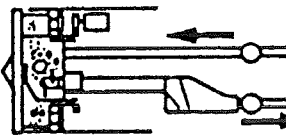
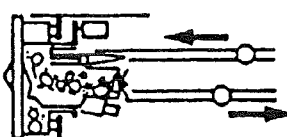
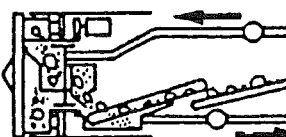
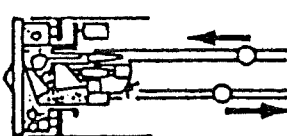
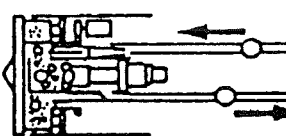
Hierbij kan gedacht worden aan verplaatsingen van andere tunnelbuizen, geluidsproductie, trillingen, invloed op bebouwing in de buurt (op staal of op palen), het grondwaterpeil, etc.

### **Zwelling van de grond**

Het is mogelijk de zwelling van de grond te meten die optreedt als de grond ontspant en met lucht in contact komt. In Nederland is deze zwelling van de orde grootte "enkele mm.". Indien men door rots tunnelt (bijvoorbeeld NATM) vindt veel meer zwelling in de grond plaats omdat het gesteente voor het eerst aan de buitenlucht bloot gesteld wordt. Door dit proces kan na lange tijd de vloer van de tunnel bijvoorbeeld een halve meter omhoog komen. Hier houdt men in Oostenrijk rekening mee door een vervormbaar kussen onderin de invert (rijdek in de tunnel) te plaatsen.



### 3.4.4 Vreemde objecten

		Zentralantrieb	Trommelkopf
Schild ohne Steinfang			
Steinfang-Ausrüstung	Steinfang in der Leitung		
	Brecher in der Leitung		
	Steinfang in der Ab- baukammer		
	Brecher in der Ab- baukammer		

Figuur 3-39, Mogelijke plaatsing van steenvanger

Bij zowel vloeistof als EPB schilden is doorgaans een stenenbreker of een steenvanger aanwezig. In Figuur 3-39 is te zien dat de plaats waar deze zich bevindt kan variëren.

De meest logische plaats hiervoor is uiteraard voor de afvoerleiding of de afvoerschroef. Deze lopen het risico verstopt te raken of geblokkeerd te worden. Indien men stenen of andere obstakels tegenkomt die te groot zijn voor de stenenbreker of steenvanger en die niet aan de kant gedrukt worden (door het draaien van het snijrad) moeten deze handmatig verwijderd worden. Indien men rots of vergelijkbaar materiaal tegenkomt (zoals in Parijs: een oude stadsmuur) kan men het handmatig kapot boren en afvoeren. Indien men andere voorwerpen tegenkomt (zoals in Berlijn: een oude locomotief) brengt dat meer problemen met zich mee. Indien men problemen met grote stenen verwacht wordt het snijrad voorzien van enkele rotsbeitels, die kunnen stenen verkleinen tot een diameter die de stenenbreker of steenvanger in kan.

Bij EPB-schilden past men in Japan soms een grondschoef toe waarvan het voorste deel geen centrum heeft (zogenaamde ribbon-screw). Hierdoor kunnen stenen met een grotere diameter getransporteerd worden tot de plek waar de schroef wel een centrum heeft (meestal op ongeveer 1/3 van de lengte van de grondschoef). Op deze overgang bevindt zich een luik waar de stenen door verwijderd kunnen worden. Als dit gedaan wordt is voorzichtig geboden omdat het drukverschil over een klein deel van de grondschoef komt te staan: de machine wordt stil gezet en er wordt, indien nodig, door het toevoegen van additieven een grondprop gecreëerd in het voorste deel van de grondschoef. Dit kost tijd, maar minder dan het verwijderen van de stenen voor het front.

### 3.4.5 Vertrek schacht

Geboorde tunnels worden in het algemeen gebouwd in trajectdelen, die steeds tussen toegangen als schachten of voldoende diep gelegen open inritten zijn gesitueerd. De schachten kunnen worden gebouwd als bouwput, als open caisson of als luchtdrukcaisson. De afmetingen van de schacht worden in eerste instantie bepaald door de gebruiksfase. Veelal zal echter de in de bouwfase benodigde ruimte groter zijn en daarmee de schachtafmetingen bepalen.

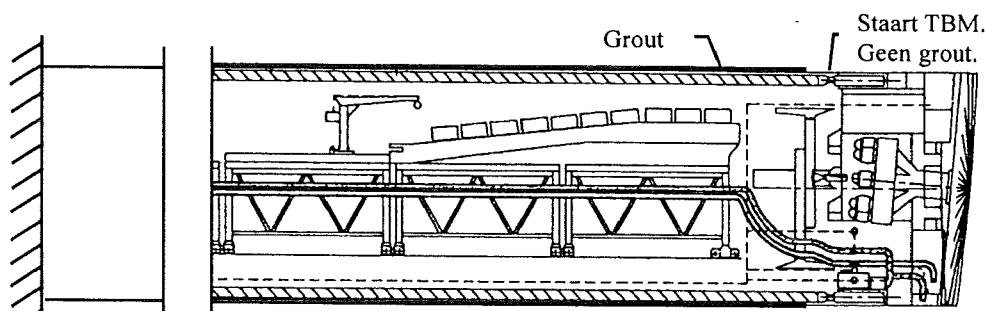
De toegangen dienen voor:

- de montage van de TBM;
- afvoer van de afgegraven grond;
- aanvoer van de tunnelling, prefab segmenten, toeslagstoffen en/of grout en beton;
- toevoer van een bentoniet-suspensie (bij vloeistofschilden);
- kabels en leidingen t.b.v. elektrische energie, communicatie apparatuur, perslucht en water e.d.;
- toevoer van materiaal en materieel t.b.v. de afbouw van de tunnel;
- toegang voor personeel.

### 3.4.6 Bouwfase belastingen / vijzel drukken

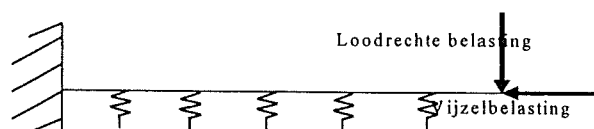
#### 3.4.6.1 Bouwfase belasting

Een belasting die ook bekeken moet worden tijdens de bouw van de tunnel is de volgende situatie.



Figuur 3-40, Bouwfasebelasting op de tunnelling

In deze situatie wordt de laatst gemonteerde ring nog niet ondersteund door de omringende grond (deze bevindt zich nog binnen de staart van de boormachine), maar hangt aan het eind van de in de grond "ingeklemde" reeds eerder gemaakte tunnel. De laatste ring kan echter door het "treintje" dat voor de aanvoer van het volgende element wordt gebruikt wel reeds worden belast. De tunnel wordt hierdoor als het ware een in de grond ingeklemde ligger met een puntlast aan het einde, zoals te zien op Figuur 3-41.

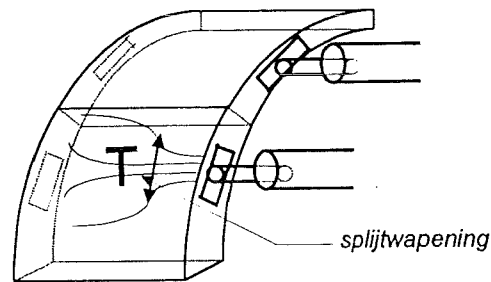


Figuur 3-41, schematisatie krachswerking

De hierdoor ontstane krachtsverdeling is met eenvoudige mechanica formules is uit te rekenen.

### 3.4.6.2 Spanningen in de wand t.g.v. van vijzelkracht.

Doordat de vijzels, die de elementen voortduwen, tegen de elementen drukken. Ontstaan er trekspanningen in de beton. Hiervoor moet spleijtwapening worden aangebracht ter voorkoming van scheuren.



Figuur 3-42, Krachten door vijzels op lining

Voor de berekening van de grootte van de spanningen in de wand, wordt eerst de totale vijzelkracht bepaald, waarna vervolgens de spanning in de wand kan worden berekend. (zie ook par. 3.3.2)

#### Berekening van de totale vijzelkracht:

De water en gronddruk op het front bepalen bij vloeistofschilden in hoofdzaak de vijzelkracht.

De waterdruk en de horizontale korreldruk voor het hart v.h. front:

$$\sigma_{h,tot} = \gamma_w \cdot h + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot k \cdot h \quad (3.77)$$

De totale kracht wordt:

$$F = \sigma_{h,tot} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = (\gamma_w \cdot h + (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot k \cdot h) \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (3.78)$$

In de orde van grootte:

$$F = (10h + 3,3 \cdot h) \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$F = 10,45 \cdot h \cdot D^2$$

voor  $h = 20$  meter en  $D = 8,55$  meter

$$F = 10,45 \cdot 20 \cdot 8,55^2 = 15,3 \text{ MN}$$

### Berekening spanning in de wand t.g.v. vijzelkracht:

$$t \approx 0,05 \cdot D$$

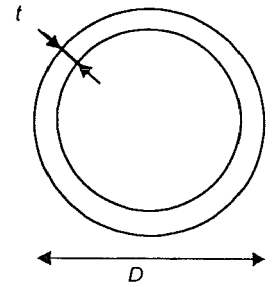
$$A_b \approx \pi \cdot 0,95 \cdot D \cdot 0,05 \cdot D \approx \frac{\pi \cdot D^2}{21}$$

Op deze tunneldoorsnede werkt

$$\text{de vijzelkracht: } F = 10,45 \cdot h \cdot D^2$$

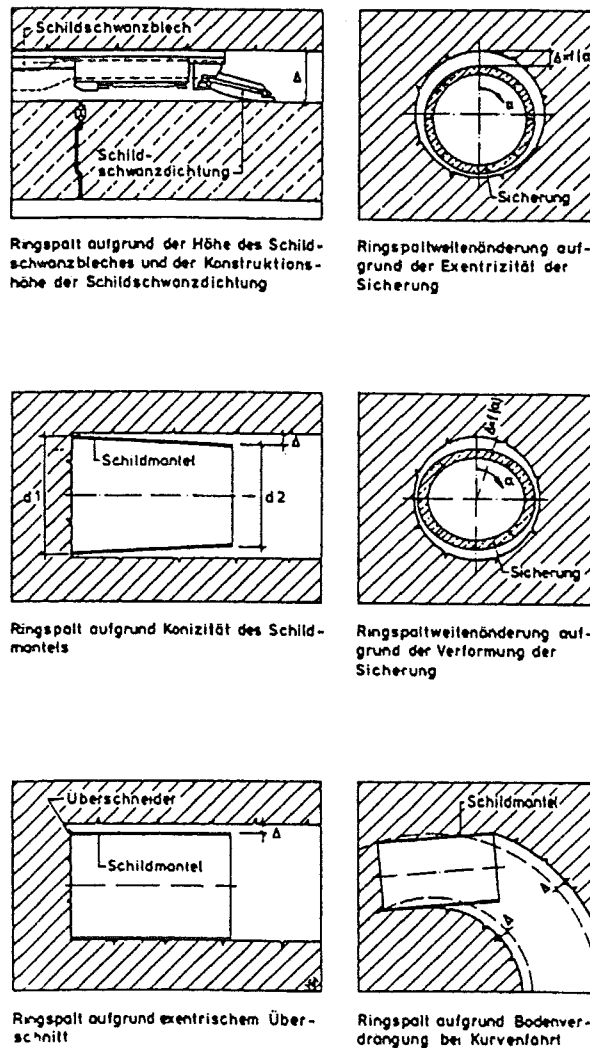
$$\sigma_b = \frac{10,45 \cdot h \cdot D^2}{\frac{\pi \cdot D^2}{21}} \approx 66,5 \cdot h \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$h = 20 \text{ meter} \quad \sigma_b = 1330 \text{ kN/m}^2 = 1,33 \text{ MPa}$$



### 3.4.7 staartafdichting

Zoals op Figuur 3-40 te zien is, zijn er naast het wegtrekken van het de staart, nog meer redenen voor het ontstaan van de staartspleet: de tunnel vervormd enigszins, de stalen cylinder is conisch, in bochten is extra ruimte nodig, etc.



Figuur 3-43, Ontstaan van staartspleet

De staartspleet is doorgaans ongeveer 10 à 15 centimeter. Bij een tunneldiameter van 10 meter betekent dit ongeveer 4 m<sup>3</sup> op te vullen vrije ruimte per strekkende meter tunnel. Bij een tunneldiameter van 10 meter en spleet van ongeveer 12 centimeter is de spleet 5% van het ontgraven oppervlak.

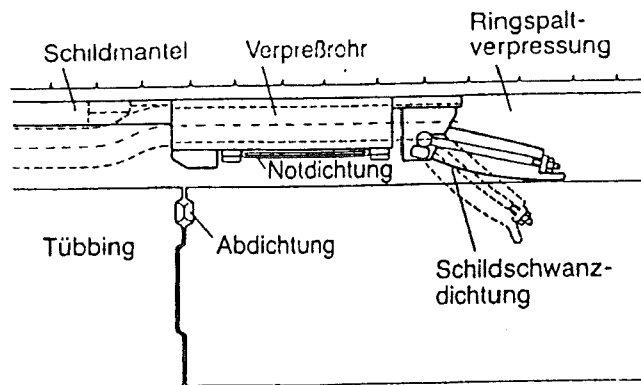
Het normale volumeverlies ligt op ongeveer 1% van het ontgraven oppervlak. De grouting van de staartspleit heeft dus een belangrijke invloed op de maaiveldzakkingen!

Door de staartafdichting heen wordt de ruimte die over blijft buiten de lining vol gegroot zodra het schild voortbeweegt. Dit gebeurt met een druk die in de buurt van de neutrale gronddruk ligt.

De twee meest gebruikte staartafdichtingen zijn:

- rubber flappen (o.a. toegepast in Duitsland)
- staalborstels (voornamelijk toegepast in Japan)

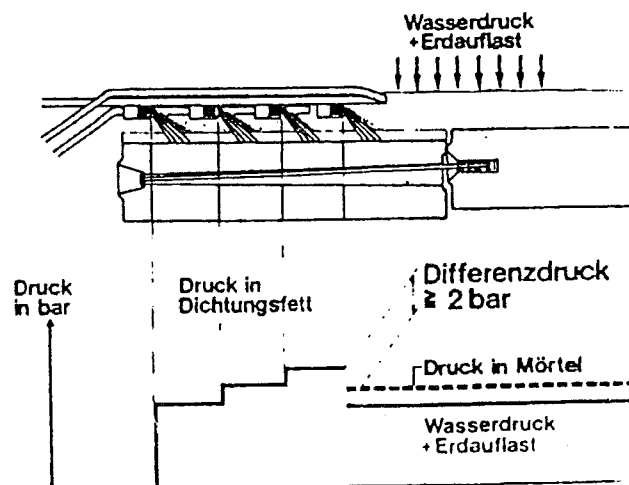
De rubberen staartafdichting (zie Figuur 3-44) bestaat uit rubberen flappen die aan het stalen omhulsel bevestigd zijn en door de druk van grondwater en grout tegen de tunnelling gedrukt worden en zo een afdichting vormen.



Figuur 3-44, Staartafdichting met rubberen flappen

Omdat de omtrek van de tunnelling kleiner is dan die van het stalen omhulsel worden de flappen ook zijdelings tegen elkaar gedrukt, waardoor de naden tussen de flappen waterdicht zijn. De lengte van de flappen is ongeveer 20 à 25 centimeter en in de lengterichting zijn de flappen voorgespannen. Ze zitten op bolschamieren, waardoor ze continu tegen de lining aangedrukt worden, ook indien deze niet precies in het centrum van de stalen cylinder gebouwd wordt.

Voor de zekerheid bevindt zich meestal aan de binnenzijde van de staartafdichting nog een extra waterafsluiting voor noodgevallen.



Figuur 3-45, Staartafdichting met staalborstels

Bij een staartafsluiting met behulp van staalborstels (zie Figuur 3-45) wordt de afdichting gevormd door vet dat zich tussen de staalborstels bevindt. De staalborstels zijn aan de stalen cylinder bevestigd en schrapen over de tunnelling. Het vet tussen de staalborstels

moet het totale drukverschil kunnen weerstaan. Het vetvolume tussen de staalborstels wordt continu op peil gehouden via de leiding in de Figuur 3-45 aan de binnenzijde van de stalen cylinder is weergegeven. De leiding voor het volgrouten van de staartspleet bevindt zich, zoals in Figuur 3-45 is aangegeven, aan de buitenzijde van de cylinder. Merk op dat in deze figuur de segmenten verbonden worden door lange, doorgaande bouten. In Europa worden meestal geen staalborstels gebruikt als staartafdichting omdat er dan vet op de tunnellinging achterblijft. Het gebruikte vet is tegenwoordig echter milieuvriendelijk. Het minimaal benodigd aantal rijen staalborstels wordt bepaald door de waterdruk (en groutdruk) die gekeerd moet worden. Als vuistregel hanteert men, dat bij een waterdruk groter dan 3 bar een derde rij staalborstels nodig is. Bij lagere drukken gebruikt men twee rijen staalborstels. In Figuur 3-45 is tevens de druk te zien die de staalborstels kunnen keren. Uiteraard is dit meer dan de groutdruk: er moet enige reserve aanwezig zijn.

Minder vaak toegepaste staartafdichtingen zijn onder meer:

- de elastische staartafdichting;
- een schuimafdichting;
- de Phoenix-afdichting;
- een Japanse afdichting met drie gebogen natuurrubbers .

Interessant is de elastische afdichting met behulp van extru-beton: er is een extra tijdelijke bekisting of permanente tweede lining als bekisting aanwezig. De staartafdichtingen schuren over de buitenkant van de tunnel en zijn daardoor aan slijtage onderhevig. Het vervangen van een staartafdichting (zowel van rubber als van staalborstels) is moeilijk vanwege de slechte bereikbaarheid. Door de lining heen wordt de grond rondom de gehele staartafdichting waterdicht gemaakt en verstevigd door chemisch injecteren of grouten. Hierna kunnen enkele tunnelsegmenten uit de ring gehaald worden, waardoor een deel van de staartafdichting zichtbaar wordt.

### 3.5 Omgevingsinvloeden

Het boren van een tunnel betekent, dat wordt ingegrepen in een bestaand grondevenwicht. Door de aanleg van de tunnel worden spanningsveranderingen en vervormingen van de grond in gang gezet. De grootte en de invloed van de veranderingen hangen van een groot aantal zaken af. Daarbij dient te worden gedacht aan grondsoort en waterstand, de boortunnelconfiguratie (enkele- of dubbele tunnelbuis, afmetingen van de tunnelboormachine etc.) en vooral ook aan de uitvoering van het boren.

Van belang hierbij is het dat de mogelijke gevolgen van het boren van een tunnel op de omgeving worden beschouwd. Dit betreft zowel de gevolgen op korte termijn, tijdens de bouw van de tunnel, als op de lange termijn (zoals grondwateronttrekking door lekkages en trillingen door het gebruik van de tunnel).

De verstoring van het bestaand grondevenwicht rondom de tunnel worden voornamelijk veroorzaakt door de volgende deelprocessen van de grond:

- Het losmaken van grond door graven (spuiten); Dit speelt zich af aan het graaffront. Hierbij wordt een druk op de grond uitgeoefend om stabiliteitsverlies van het graaffront te voorkomen. Tevens dient er een goede afstemming te zijn tussen het volume van de ontgraven grond en de voortgang van het boorproces. De druk die op het ontgravingsfront wordt uitgeoefend is van grote invloed op de grondvervorming. Een te kleine druk wordt aan het maaiveld zichtbaar in de vorm van zakkings. Een te grote druk veroorzaakt maaiveldrijzing. De slurrydruk in de drukkamer achter de snijkop dient daarom goed te worden ingesteld en beheerst.
- Het blijvend openhouden van het geboorde gat; Dit speelt zich direct achter het boorschild af. Bij het openhouden van het gat tracht men het gat "passend te verhuizen". Om een aantal redenen is dat niet mogelijk. Meestal is de schilddiameter iets groter dan de buitendiameter van de tunnel. Er is dan een ruimte aanwezig (ringspleet) tussen de tunnelwand en de omringende grond.

Om gronddeformaties in de richting van de tunnel en daarmee spanningsveranderingen te minimaliseren, spuit men in deze staartruimte onder druk een groutmengsel. Dit injecteren van grout kan ook weer effect hebben op de spanningen in de grond rondom de tunnel.

Één van de belangrijkste gevolgen van het boren is zetting. Door zettingen kan schade aan reeds bestaande bebouwing optreden. Het goed kunnen voorspellen van zettingen van de grond boven en naast de tunnel is belangrijk met het oog op eventueel te nemen maatregelen met betrekking tot de omringende bebouwing

### 3.5.1 Berekening van de zettingstrog

Zetting van de grondlagen boven de tunnel, kan worden verdeeld in:

directe zettingen, t.g.v.:

- excessieve grondverwijdering aan het boorfront;
- onvoldoende gronddruk;
- onvoldoende injectie van de ringspleet;
- deformatie van de tunnelbekleding.

niet-directe zettingen, t.g.v.:

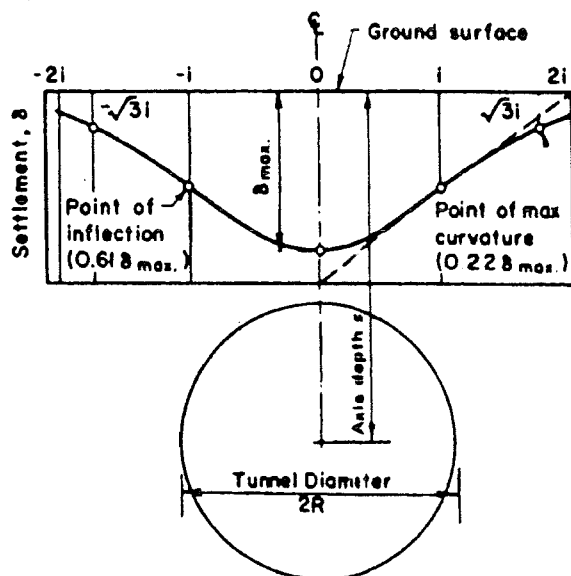
- herverdeling van spanningen rondom de tunnel;
- aanpassing van de waterspanning rond de tunnel;
- verkneding van de grond rondom de tunnel.

Ter bepaling van de zettingen zijn verschillende rekenmethoden voor handen. Er kan bijvoorbeeld gebruik gemaakt worden van de rekenmethoden van Peck voor 2d berekeningen en voor de rekenmethode van Sagasetta voor 3d berekeningen.

#### 3.5.1.1 Zettingsberekening voor een enkele tunnel volgens Peck.

Voor het berekenen van de zetting wordt gebruik gemaakt van de formules van Peck. De aanwezig van een schildtunnel is bovengronds te volgen doordat er een zettingstrog ontstaat aan het maaiveld. Het volume van deze trog is ongeveer gelijk aan de optredende grondverliezen.

Volgens de theorie van Peck kan de zettingstrog, die optreedt in een dwarsdoorsnede loodrecht op de tunnelas, mathematisch worden beschreven door middel van een Gauss-kromme (zie tekening).



Ratio  $\frac{i}{R}$  is function of  $\frac{z}{2R}$  and soil conditions  
 Volume of trough  $\approx 2.5 i s_{max}$ .

Figuur 3-46, Zettingstrog (Gauss-kromme)



De Gauss-kromme kan worden beschreven met de volgende vergelijking:

$$W_z(y) = w_{z,max} \cdot \exp\left(-\frac{y^2}{2 \cdot i^2}\right) \quad (3.79)$$

De maximale zetting ( $w_{z,max}$ ) kan worden berekend met:

$$w_{z,max} = \frac{V_s}{i \cdot \sqrt{2\pi}} \quad (3.80)$$

- $W_z(y)$  = zetting aan het maaiveld [m];  
 $w_{z,max}$  = maximale zetting aan het maaiveld [m];  
 $y$  = horizontale afstand vanuit de as [m];  
 $i$  = buigpunt-coëfficiënt die de vorm van de zettingstrog bepaald [m];  
 $V_s$  = volume van de zettingstrog [m];

Het volume van de zettingstrog wordt uitgedrukt in enige procenten van het volume (c.q. het oppervlak per strekkende meter) van de tunnel. Het oppervlak van de tunnel  $V$  bedraagt:

$$V_s = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{uitw}^2 \quad (3.81)$$

Waarin:

- $V_s$  = volume van de tunnel per strekkende meter [m<sup>3</sup>/m];  
 $D_{uitw}$  = uitwendige diameter van de tunnel [m];

Voor de bepaling van de grootte van de buigpunt-coëfficiënt zijn verschillende methoden toepasbaar.

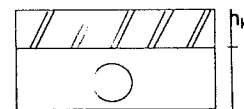
Volgens Peck (1969):

$$i = 0,2 \cdot (D + z_0) \quad (3.82)$$

Volgens New en O'Reilly:

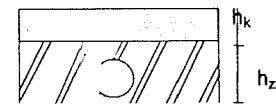
Geldt voor een tunnel aangelegd in een zandlaag en afgedekt met kleipakketten de volgende formule samengesteld:

$$i = 0,28 \cdot z_a + 0,43 \cdot z_b - 0,1$$



en voor een tunnel aangelegd in klei, met daarboven wordt deze formule:

$$i = 0,28 \cdot z_a + 0,43 \cdot z_b + 1,1$$

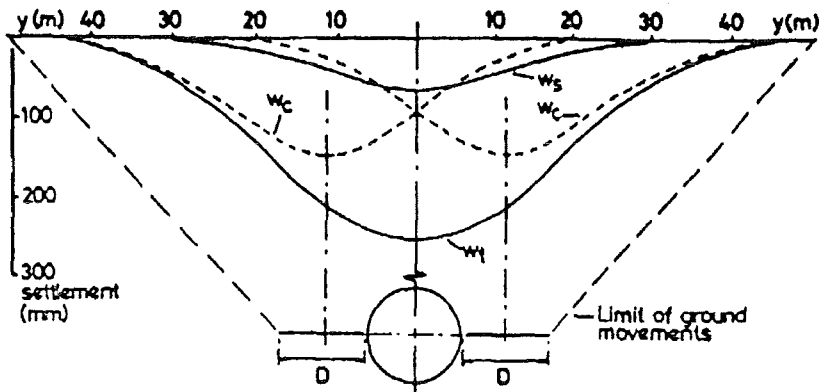


Waarin:

- $z_a$  = afstand tussen tunnelas en overgang zandlaag en kleipakket [m];  
 $z_b$  = dikte van afdekkende kleipakket [m];

Over het volume van de zettingstrog  $V_s$  kan nog het volgende gemeld worden. Het volume van de zettingstrog aan de oppervlakte is gelijk aan het totale grondverlies  $V_b$ , voortkomend uit de uitvoering van de boortunnel, plus een volumeverandering van het bovenliggend grondpakket  $dV$  en een consolidatie  $c$ .

### Zettingen op lange termijn.



Figuur 3-47, Zettingskromme op lange termijn

Nadat de zettingen op korte tijd berekend zijn, kunnen de zettingen op lange termijn berekend worden. Dit zijn voornamelijk zettingen die optreden tengevolge van consolidatie en kruip.

Voor de berekening van de maximale zetting op lange termijn, kan de volgende formule gebruikt worden:

$$W_{max,l} = 2 \cdot w_{max,d} \cdot A \cdot OFS \quad (3.83)$$

Hierin is:

- $W_{max,l}$  = maximale zetting lange termijn (l= longterm) [m];
- $w_{max,d}$  = maximale zetting op korte termijn (d= direct) [m];
- A = functie van  $w_{max,d}$ ;
- OFS = Simple Overload Factor;

De simple overload factor wordt als volgt berekend:

$$OFS = \frac{\gamma \cdot z_0 - \sigma}{c_u} \quad (3.84)$$

Hierin is:

- $\gamma$  = volumegewicht van het bovenliggende materiaal [ $kN/m^3$ ];
- $z$  = de afstand tussen maaiveld en tunnelas [m];
- $\sigma$  = steundruk aan het boorfront [ $kN/m^2$ ];
- $c_u$  = ongedraineerde schuifsterkte [ $kN/m^2$ ].

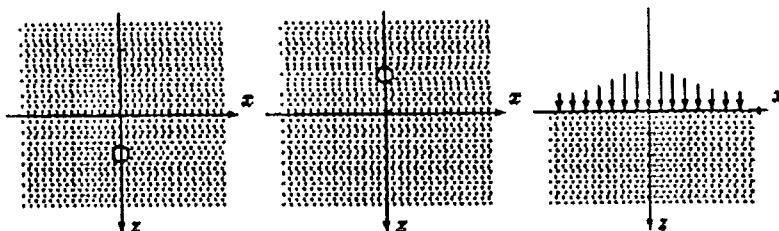
De waarde van A kan bepaald worden met:

$$A = 0,39 \cdot (1 - 0,01 \cdot w_{max,d}) \quad (3.85)$$

Het geldigheidstraject van deze formule is beperkt tot  $6 \text{ mm} \leq w_{max,d} \leq 63 \text{ mm}$ .

### 3.5.1.2 Zettingsberekening voor een enkele tunnel met behulp van Sagaseta.

(Overgenomen uit het collegedictaat grondmechanica van prof. dr. ir. A. Verruit).  
Deze methode is gebaseerd op een elastische berekening. Het probleem wordt beschouwd als een tunnel met een straal  $a$  op een diepte  $h$  onder een vrij oppervlakte in een halfruimte. Het totale grondverlies wordt verondersteld gelijk te zijn aan  $V_t$ . De oplossing wordt bereikt door superpositie van drie basisproblemen.



Figuur 3-48, Basisproblemen Sagaseta

De drie problemen zijn de volgende:

1. een cirkelvormige ruimte (of put) in een oneindig grote ruimte;
2. een zelfde probleem, maar nu bevindt een tweede tunnel zich in het spiegelpunt van de eerste tunnel. Voor deze tweede tunnel wordt ook een put genomen. De berekening leidt tot een gelijke maar t.o.v. 1) tegengestelde spanningsverdeling van de normaalspanningen aan de oppervlakte;
3. een spanningsverdeling op het maaiveld van een oneindige halfruimte. Deze verdeling wordt zo gekozen dat deze in evenwicht is met de spanningsverdeling uit de eerste twee problemen.

#### Maaiveldzakkingen

De problemen 1 en 2 leveren geen maaiveldzakkingen op. De zakkingen worden aler geïntroduceerd door probleem 3. De maaiveldverplaatsingen ( $z=0$ ) kunnen bepaald worden met de volgende formules:

$$w_z(x) = \frac{\lambda + 2\mu}{\lambda + \mu} \cdot \frac{V_t}{\pi \cdot h} \cdot \frac{1}{1 + (x^2/h^2)} \quad (z = 0) \quad (3.86)$$

Hierin is:

- $w_z(x)$  = verticale verplaatsing aan het oppervlak [m];
- $\lambda$  = constante van Lamé [ $kN/m^2$ ];
- $\mu$  = constante van Lamé [ $kN/m^2$ ];
- $h$  = afstand tussen maaiveld en tunnelas [m];
- $V_t$  = grondverlies rondom de tunnel door het boorproces [m];
- $x$  = horizontale afstand uit de tunnelas [m].

In de formule stellen  $\lambda$  en  $\mu$  de elastische constanten voor. Deze kunnen als volgt berekend worden:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(-2\nu)} \quad \mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.87)$$

waarin:

- $E$  = Elasticiteitsmodulus volgens Young [ $kN/m^2$ ];
- $\nu$  = dwarscontractiecoëfficiënt [-];

De factor  $(\lambda + 2\mu)(\lambda + \mu)$  kan worden herschreven tot  $2(1-\nu)$ , waardoor de formule wordt:

$$w_z(x) = 2(1-\nu) \cdot \frac{V_i}{\pi \cdot h} \cdot \frac{1}{1+(x^2/h^2)} \quad (3.88)$$

Het totale volume van de zettingstrog kan worden berekend met :

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} w_z(x) dz = 2(1-\nu)V_i \quad (3.89)$$

Voor de verplaatsingen wordt de optelsom van verliezen voor het boorfront en langs de omtrek van de tunnel in eerste instantie benaderd, als een grondverlies op het niveau van de tunnelas.

De oppervlakteverplaatsingen worden beschreven met de volgende set van vergelijkingen:

$$w_{x,0} = -\frac{V_s}{2\pi} \frac{x}{(x^2+h^2)} \left[ 1 + \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2+h^2}} \right]$$

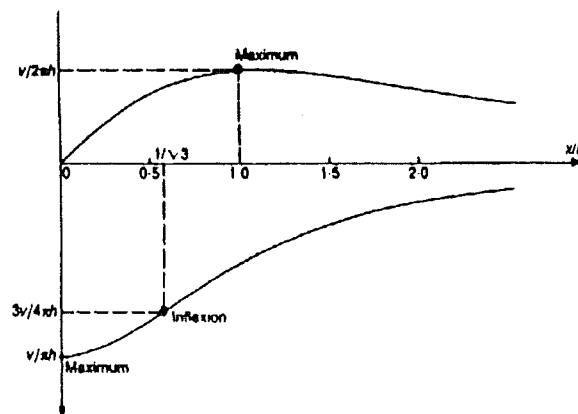
$$w_{y,0} = \frac{V_s}{2\pi} \frac{1}{\sqrt{x^2+y^2+h^2}} \quad (3.90)$$

$$w_{z,0} = \frac{V_s}{2\pi} \frac{h}{(x^2+h^2)} \left[ 1 + \frac{y}{\sqrt{x^2+y^2+h^2}} \right]$$

De definiëring van het probleem is weergegeven in Figuur 3-48. Op een grote afstand van het boorfront ( $y \rightarrow \infty$ ) geldt de vlakke spanningstoestand en kunnen de verplaatsingen beschreven met:

$$w_{y,0}(y \rightarrow \infty) = -\frac{V_s}{\pi} \frac{x}{x^2+h^2}$$

$$w_{z,0}(y \rightarrow \infty) = \frac{V_s}{\pi} \frac{h}{x^2+h^2} \quad (3.91)$$



Figuur 3-49, Opp. verplaatsingen

De verticale verplaatsingen vormen een trog, welke gecentreerd is boven de tunnelas. De buigpuntcoëfficiënt  $i$  bevindt zich op een afstand  $x=h / \sqrt{3}$  van het boorfront. De horizontale verplaatsing is boven het boorfront ( $x=0$ ) gelijk aan nul en bereikt op een afstand  $x= h$  de maximale waarde.

De maximale horizontale en verticale verplaatsingen zijn:

$$\begin{aligned}w_{x0}(max) &= -\frac{V_s}{\pi} \frac{I}{h} & x = h; \\w_{z0}(max) &= \frac{V_s}{\pi} \frac{I}{h} & x = 0\end{aligned}\tag{3.92}$$

### 3.5.2 Invloed op funderingen

#### 3.5.2.1 Invloed op funderingen op staal

Voor funderingen op staal zijn voor het al dan niet optreden van schade aan het gebouw de optredende interne hoekverdraaiingen van belang.

Het probleem kan worden opgesplitst in drie gevallen;

- de tunnelbuis doorsnijdt de fundering;
- ontspanning van de grond van de tunnelbuis reduceert het draagvermogen van de staalfundering;
- er treden ontoelaatbare zettingen op onder de staalfundering.

Voor funderingen op staal wordt over het algemeen een grens gesteld aan de hoekverdraaiingen binnen de constructie. Een gebruikelijke waarde is hierbij 1:300, wat inhoudt dat zettingsverschillen van 30 mm over een afstand van 9 meter toelaatbaar zijn.

#### 3.5.2.2 Invloed op funderingen op palen

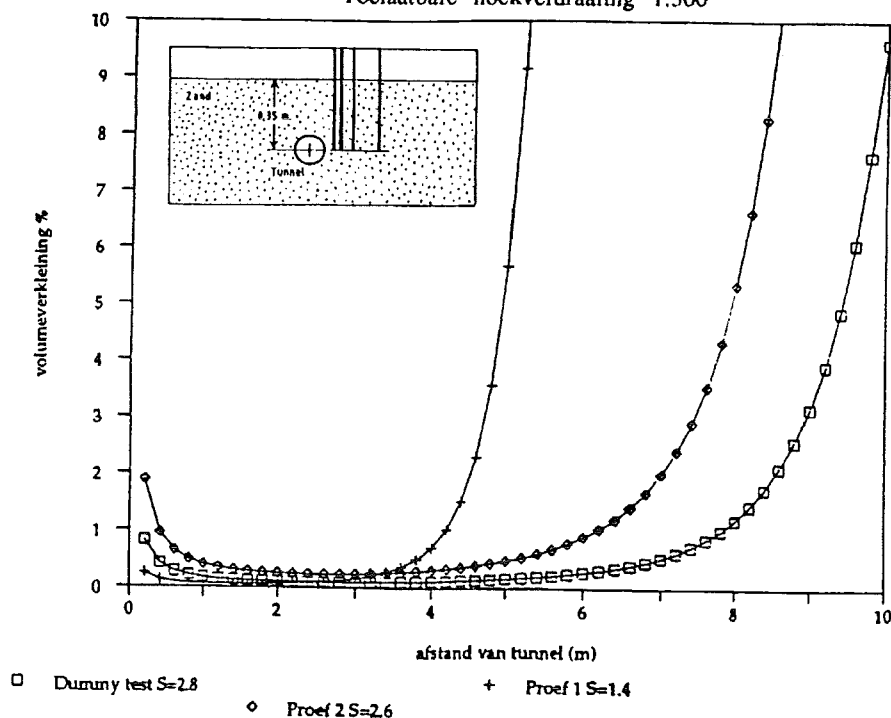
De invloed van het boorproces op paalfunderingen kan met behulp van 2-D of 3-D continuüm modellen worden onderzocht. Dit zijn in de praktijk meestal modellen op basis van de theorie van de Eindige Elementen (EEM). Naast controle berekeningen met betrekking tot het voorkomen van verlies van puntdraagvermogen, moet ook rekening gehouden worden met horizontale grondbewegingen welke een zijdelingse belasting op de palen uitoefenen. Tevens kan zich negatieve kleeft voordoen.

Bij paalfunderingen wordt in het algemeen het grootste deel van het draagvermogen ontleend aan de paalpunt. Indien de paalpunt zich meer dan 3 meter beneden de onderkant van de tunnel bevindt wordt het puntdraagvermogen naar verwachting niet negatief beïnvloed. Wel kan de paalbelasting, in de vorm van negatieve kleeft t.g.v. maaiveldzakking, toenemen. Wordt de draagkracht voor een deel door schachtwrijving tot stand gebracht dan is het van belang te weten in hoeverre de invloedszone zich uitstrekt tot het paalgedeelte waar de schachtwrijving wordt opgebouwd.

Om meer inzicht te verkrijgen in de invloed van tunnels op paalfunderingen is onderzoek uitgevoerd door Grondmechanica Delft. In de geocentrifuge, Figuur 3-50 geeft enkele resultaten weer. Hieruit blijkt dat, als voor de toelaatbare hoekverdraaiing 1:300 wordt aangehouden bij een tunneldiameter van ca. 6m, in het gunstigste geval op een afstand van ca. 4 m van een paalfundering geboord kan worden.

## Tunnelproeven

Eis: Toelaatbare hoekverdraaiing 1:300



Figuur 3-50, Resultaten van onderzoek in geocentrifuge

Uit bovenstaande opsommingen kan het probleem ontleed worden tot de volgende gevallen:

- de tunnelbuis doorsnijdt de fundering;
- ontspanning van de grond in de invloedzone van de tunnelbuis reduceert het punt draagvermogen van de funderingspaal;
- ontspanning van de grond in de invloedzone van de tunnelbuis reduceert het schacht draagvermogen van de funderingspaal Dit is afhankelijk van de veiligheid van de paal. indien de veiligheid zo laag is dat de negatieve kleef in de slappe lagen niet kan worden gedragen, zal ook de zetting in deze lagen, zakking van de palen veroorzaken.
- door grondvervormingen worden ontoelaatbare (horizontale) vervormingen aan een funderingspaal opgelegd.

Door ontspanning van de grond kan het draagvermogen van de paalpunt en de paalschacht blijvend afnemen. Bepalend hiervoor zijn de mate waarin de grond is opgespannen rond de paal en de afstand waarover het boorproces spanningsverandering tot gevolg heeft. Bij geheide palen vindt men over een afstand van circa 5 maal de diameter van de paal hogere horizontale spanningen dan de oorspronkelijke. Indien tijdens het boren het volumeverlies ongeveer 1% bedraagt, dan is de afstand waarover spanningsverandering van betekenis plaatsvindt circa 1 keer de diameter van de tunnel.

Mogelijke maatregelen ter voorkoming of minimalisering van zakking van funderingen zijn:

- voldoende afstand tussen fundering en tunnel;
- het volledig ondervangen van de bestaande funderingen door (nieuwe) palen, die hun draagvermogen ontlenen aan lagen onder het niveau waarin getunneld wordt;
- het aanbrengen van een vrieslichaam of een geïnjecteerd grondlichaam tussen de funderingen en de geboorde tunnel;
- het afschermen van de paalfundering zodat grondverplaatsing of ontspanning zich niet doorzet tot aan de fundering, door bijvoorbeeld een diepwand of damwandscherm aan te brengen

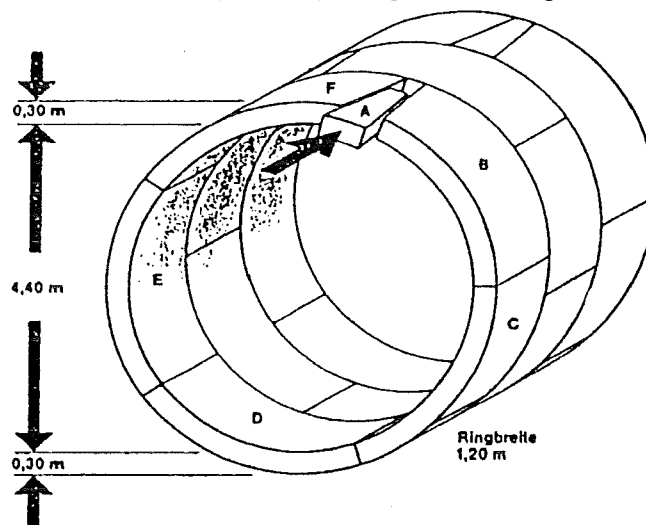
### 3.6 Constructief ontwerp

#### 3.6.1 Lining

De lining kan op allerlei manieren zijn samengesteld en gebouwd. Het meest waarschijnlijk voor toepassing in Nederland, zijn de gesegmenteerde lining en de geëxtrudeerde lining. Deze twee liningen worden in deze paragraaf verder toegelicht.

##### 3.6.1.1 Gesegmenteerde lining

Zoals in bovenstaande overzicht is weergegeven kunnen de segmenten gemaakt worden van onder andere gietijzer, staal of gewapend beton. De meeste liningen bestaan uit ringen van gewapende betonnen segmenten, 5 à 11 segmenten vormen tezamen één ring. Het aantal segmenten per ring is afhankelijk van de diameter van de tunnel, de dikte van de segmenten, het voor positionering maximaal mogelijke gewicht en de beschikbare ruimte. Om wille van de voortgang worden de segmenten zo groot mogelijk genomen. Dit betekent dat wordt gestreefd naar weinig segmenten per ring en brede ringen.



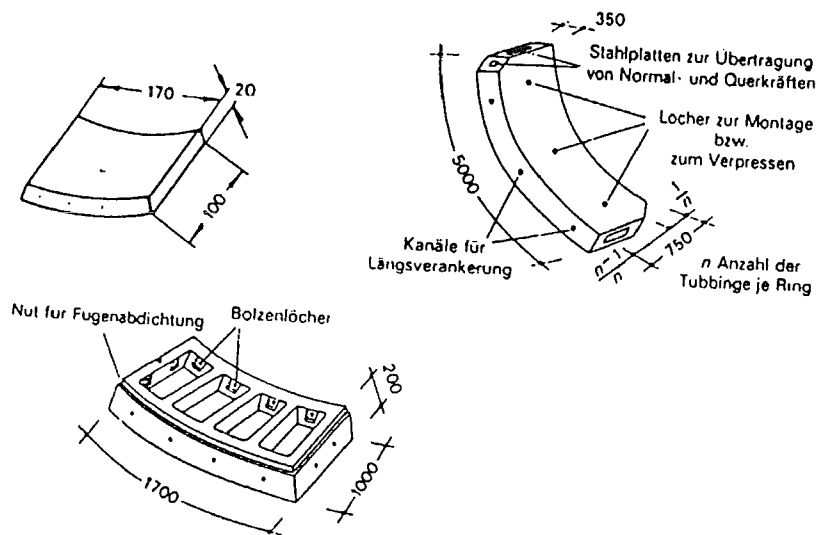
Figuur 3-51, Inbrengen van sluitstuk

Het laatste segment van een ring, het sluitsegment (of k-segment, Engels, key-segment), wordt bij voorkeur bovenin geplaatst. Dit wordt gedaan uit oogpunt van uitvoering en veiligheid: het sluitsegment onderin plaatsen betekent dat de eerste segmenten bovenin geplaatst moeten worden, hetgeen onnodig gevaarlijk is.

Het sluitsegment is een klein segment dat meestal naar twee zijden wigvormig is. Het sluitsegment is meestal kleiner dan de overige segmenten om plaatsing ervan makkelijker te maken. Het moet voorzichtig geplaatst worden om de waterafsluiting niet te beschadigen; tijdens de plaatsing ervan wordt de segmentring niet opgespannen, zoals vaak gedacht wordt.

De TBM zet zich af op de tunnel lining die klaar is en drukt daardoor de ringen in longitudinale richting (lengterichting van de tunnel) stevig tegen elkaar. De ringen worden dan meestal onderling stevig met elkaar verbonden (met bouten of andersoortige verbindingen), waardoor geen ontspanning in longitudinale richting meer mogelijk is. De vjzjelkrachten worden door een aantal segmenteringen achter de TBM aan de grond afgedragen. Zodra de vjzjelkracht geen significante invloed meer heeft op de longitudinale krachten kunnen de bouten onder sommige omstandigheden verwijderd worden en opnieuw worden gebruikt.

De segmenten kunnen verschillende vormen hebben. Doorgaans zijn ze rechthoekig (natuurlijk met kromming) of met één of twee schuine zijden, zoals nodig is om bochten te maken, om koerscorrecties uit te voeren of om aan te sluiten op het sluitsegment.



Figuur 3-52, Inbrengen van sluitstuk

Bij één tunnel kunnen wel 15 of meer verschillende soorten segmenten nodig zijn. Dit heeft te maken met de plaats van de segmenten in de ringen, bochten, de bouw wijze, etc. Tevens is het mogelijk de dikte van de segmenten te variëren met de dekking van de tunnel.

Tijdens het plaatsen van een ring segmenten kunnen de vijzels zich niet af zetten en staat de TBM dus stil. Dit gaat ten koste van de voortgang. Het is soms mogelijk de segmenten te plaatsen terwijl het boren continu doorgaat: er worden steeds enkele vijzels ingetrokken om een segment te plaatsen. Dit verhoogt de voortgang aanzienlijk, maar vereist uiteraard een goede organisatie. TBM's die continu boren worden voornamelijk gebruikt voor lange tunnels: het voordeel op de bouw tijd is dan het grootst. Om continu boren eenvoudiger te maken heeft men speciale segmenteringen ontwikkeld. Hierbij maakt men gebruik van bijvoorbeeld zeshoekige segmenten (honingraat vormige segment) of spiraalvormige ringen.

Naast betonnen segmenten worden ook af en toe stalen segmenten en gietijzeren segmenten gebruikt. Deze zijn, voor tunnels met een diameter groter dan 3 meter, duurder dan betonnen segmenten en worden daarom voor de grotere tunnels alleen onder speciale omstandigheden toegepast, zoals in scherpe bochten, bij pompkelders of voor aansluitingen op andere tunnels.

De bouten tussen de segmenten hebben in beide richtingen van de segmenten een geheel verschillende werking: de bouten die rond lopen (tussen de segmenten van één ring) worden op buiging berekend en de bouten die in de lengterichting van de tunnel lopen (tussen de segmenten van verschillende ringen) worden op afschuiven berekend.

### 3.6.1.2 Geëxtrudeerde lining

Tunnels aanleggen met behulp van geëxtrudeerd beton is onder andere toegepast voor een tunnel in Lyon en voor enkele tunnels van de Duitse metro. In Japan zijn reeds 20 (!!) verschillende tunnelmethoden die van een geëxtrudeerde lining gebruik maken.

Uit verslagen blijkt dat tunnelprojecten met een extru-lining doorgaans "met goed gevolg" worden afgerond en de voortgangssnelheid wijkt volgens literatuur niet noemenswaardig af van gangbare voortgangssnelheden. Waarom extru-liningen niet veel vaker toegepast worden en onder welke omstandigheden het toepassen van een extru-lining aan te bevelen is staat is niet precies bekend. Van Japan is bekend dat men alleen gebruik maakt van extru-liningen indien de grond van goede kwaliteit is en indien slechts een zeer kleine waterdruk aanwezig is.



Bij een geëxtrudeerde lining wordt gebruik gemaakt van ter plekke gestorte beton binnen een bekisting. Deze bekisting kan een glijbekisting of een segmentbekisting zijn. De boormachine zet zich af op deze bekisting of op de verse beton. Indien de vijzels zich afzetten op de bekisting is voor een hoge voortgang een lange bekisting nodig of zal de beton snel moeten uitharden. Snel uithardende beton resulteert in hoge temperaturen. hetgeen koeling vereist. Indien de vijzels zich op de beton afzetten zal de beton verdicht worden en zal water uit de beton de grond in geperst worden. De beton voor de lining kan continu (constante druk in de beton) of stapsgewijs aangevuld worden.

Een geëxtrudeerde lining is vanwege krimp niet waterdicht. De tunnel lining zal daarom niet uit één enkele extru-lining kunnen bestaan: er zal altijd een tweede lining en/of een speciale waterafsluiting nodig zijn. De waterafdichting kan aangebracht worden aan de buitenkant van de lining, aan de binnenkant van de lining of als combinatie van deze twee. De waterafsluiting zou aan de buitenkant van de lining aangebracht kunnen worden door injecteren van de omringende grond voordat de beton wordt ingespoten. De waterafsluiting aan de buitenkant aanbrengen nadat de betonnen lining is aangebracht is eigenlijk niet goed uit te voeren (men past dat bijvoorbeeld soms toe bij lekkende segmentverbindingen). Een groot nadeel van het aanbrengen van de waterdichting aan de buitenkant is dat de waterdichtheid niet te controleren is en men alleen eventuele lekkage kan constateren. Men zal dan in geval van lekkage door de lining heen moeten grouten of de tunnelwand moeten doorbreken. De waterafsluiting aanbrengen aan de binnenkant is goed mogelijk en veel eenvoudiger (dit gebeurt ook bij NATM). Als waterafsluiting wordt hier meestal een 2 mm dik pvc vlies gebruikt. Een nadeel hiervan is dat de waterafsluitende laag met een tweede lining beschermd moet worden, resulterend in een grotere te ontgraven oppervlakte. Deze tweede lining kan ter plekke gestort worden en hoeft niet waterdicht te zijn, maar moet het vlies beschermen, brandwerend zijn en een hydrostatische waterdruk over de hoogte van de tunnel kunnen weerstaan.

Of de tweede lining ook wordt gebruikt om de eerste lining te steunen als grondkering hangt af van het gedrag van de grond in de tijd. Indien de grootste belasting optreedt vlak na ontgraven zal dit niet nodig zijn: de eerste lining moet dan gedimensioneerd worden op de maatgevende belasting. Indien echter de lining na verloop van tijd pas de maatgevende belasting te dragen krijgt (bijvoorbeeld door trillingen van verkeer in de tunnel) kan de sterkte van de tweede lining hiervoor meegenomen worden. De beton voor de geëxtrudeerde lining wordt door de staartafdichting heen in de staartspleet gebracht. Het inbrengen van de grout gebeurt doorgaans op 4 à 6 plekken door leidingen langs de tunnelomtrek en gebeurt door alle leidingen tegelijkertijd of om de beurt. Indien om de beurt gegroot wordt is maar één kleine groutpomp nodig, maar zal het grouten lang duren. Een extra voordeel van om de beurt grouten is dat meer zekerheid verkregen kan worden dat geen plekken ontstaan die niet volgegroot zijn (door pas te stoppen met het grouten via een leiding indien de beton met voldoende druk uit de volgende te grouten leiding komt stromen).

### 3.6.2 Analytisch rekenmodel voor de krachtsverdeling in de ring

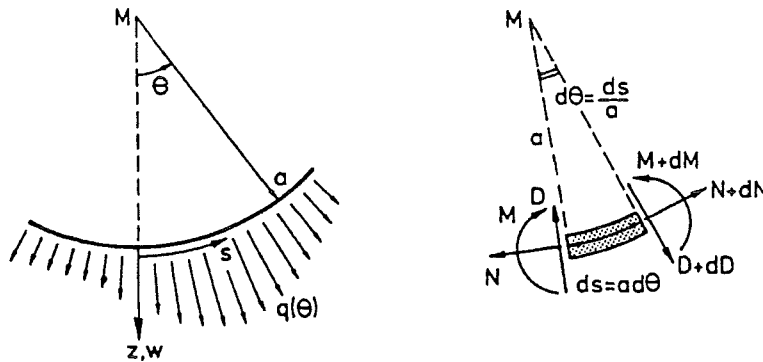
Bij dit model wordt er vanuit gegaan dat de verticale krachten in evenwicht zijn. Er kan dus geen opdrijven of opbreken optreden. Verder wordt het vulbeton verwaarloosd. De belasting op de tunnel moet dus geheel worden opgenomen door de lining van de tunnel.

Om de faalkans te bepalen, moet het mechanisme eerst gemodelleerd worden. Het gebruikte model bestaat uit een sterktedeel en een belastingsdeel. Beide delen worden hierna besproken.

#### 3.6.2.1 Belastingsdeel

De berekeningen in dit hoofdstuk zijn alle 1<sup>e</sup> orde lineair. Dit betekent dat de vervormingen van de tunnelwand geen veranderingen in de belasting veroorzaken en dat de materiaaleigenschappen van de lining elastisch zijn. Er is geen interactie tussen de tunnelwand en de grond mogelijk. Uitgangspunt is dat alleen de initiële grondspanningen op de tunnelwand werken.

De gronddruk op de tunnel veroorzaakt een normaalkracht en een tangenteel moment in de tunnellinging. Door het verschil in gronddrukken langs de tunnelwand, heeft de gronddruk een periodiek karakter (zie Figuur 3-53). Daarom wordt de gronddruk in een Fourierreeks ontwikkeld. De gronddruk bestaat uit een radiale component  $q_r$  en een tangentiële component  $q_t$ :

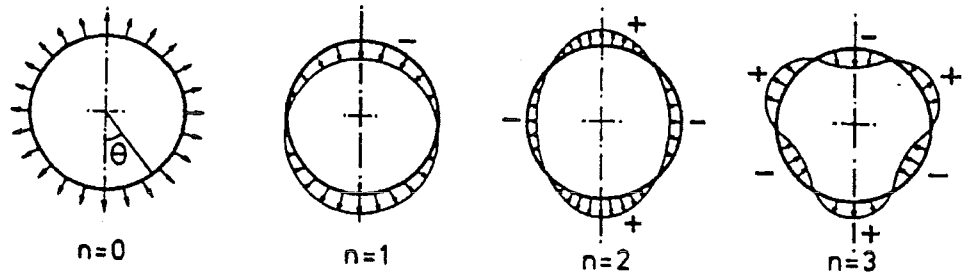


Figuur 3-53, Periodiek karakter gronddruk

$$\begin{aligned}
 q_r(\theta) &= \sum_{n=0} q_n \cdot \cos n\theta && \text{(radiaal)} \\
 q_t(\theta) &= \sum_{m=0} q_m \cdot \sin m\theta && \text{(Tangentiaal)}
 \end{aligned}
 \tag{3.93}$$

Voor een aantal waarden van  $n$  zijn de termen van de Fourierreeks weergegeven in Figuur 3-54. Met uitzondering van  $n=1$ ,  $m=0$  en  $m=1$  vormen deze belastingen evenwichtssystemen, waarvoor geen reactiekrachten nodig zijn.

Bouma heeft voor de normaalkracht en het moment in cirkelvormige ringen differentiaalvergelijkingen opgesteld. Deze differentiaalvergelijkingen volgen uit de evenwichtsvergelijkingen in tangentiële en radiale richting van een ringvormig segment.



Figuur 3-54, belastingtermen voor diverse waarden van n

Toegepast op de tunnel is de differentiaalvergelijking voor de normaalkracht N:

$$\frac{d^2 N}{d\theta^2} + N = q_r \cdot R - \frac{dq_r}{d\theta} \cdot R \quad (3.94)$$

waarin R de straal van de tunnel is.

De totale oplossing van deze differentiaalvergelijking wordt:

$$N(\theta) = C_1 \cos(\theta) + C_2 \sin(\theta) + \frac{1}{1-n^2} \cdot q_n \cdot R \cdot \cos(n\theta) - \frac{m}{1-m} \cdot q_m \cdot R \cdot \cos(m\theta) \quad (3.95)$$

De gronddrukken zijn volledig symmetrisch. Daarom zijn de integratieconstanten  $C_1$  en  $C_2$  beide 0.

De differentiaalvergelijking voor het moment M is:

$$\frac{d^2 M}{d\theta^2} + M = -q_r \cdot R^2 - \int q_t \cdot R^2 \cdot d\theta + C_4 \quad (3.96)$$

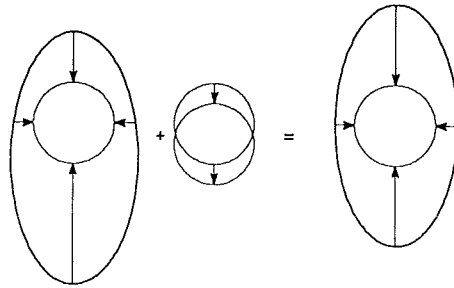
De totale oplossing van deze differentiaalvergelijking is:

$$M(\theta) = C_1 \cos(\theta) + C_2 \sin(\theta) - \frac{q_n}{1-n^2} \cdot R^2 \cdot \cos(n\theta) + \frac{q_m}{m(1-m^2)} \cdot R^2 \cdot \cos(m\theta) \quad (3.97)$$

Vanwege dezelfde symmetrievorwaarden als bij de normaalkracht zijn de integratieconstanten  $C_1$ ,  $C_2$  en  $C_4$  nul.

De vergelijkingen voor de normaalkracht N en het moment M zijn nu bekend. De waarden voor de grondbelastingen  $q_n$  en  $q_m$  moeten nog bepaald worden.

Het uitgangspunt hierbij is dat het eigengewicht van de tunnel gelijk is aan het gewicht van de ontgraven grond. De resulterende krachtsverdeling is een superpositie van de initiële grondspanningen en het eigengewicht van de tunnel. Aan de bovenkant versterken het eigengewicht van de tunnel en de gronddrukken elkaar en aan de onderkant werken zij elkaar tegen. Dit levert de volgende spanningsverdeling:



Figuur 3-55, Geschematiseerde resulterende drukverdeling

De totale radiale belasting in de resulterende drukverdeling is samengesteld uit een constant verdeelde belasting  $q_0$ , die gelijk is aan de eerste term van de Fourierreeks en een periodieke belasting  $q_2$ , die gelijk is aan de derde term van de Fourierreeks. De overige termen van de Fourierreeks zijn dus nul. De totale radiale belasting  $q_r$  is als volgt:

$$q_r = q_0 + q_2 \cdot \cos(2\theta) \quad (3.98)$$

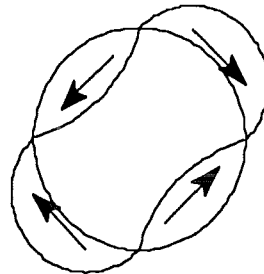
met:

$$\begin{aligned} q_0 &= -\frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_h) \\ q_2 &= -\frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_h) \end{aligned} \quad (3.99)$$

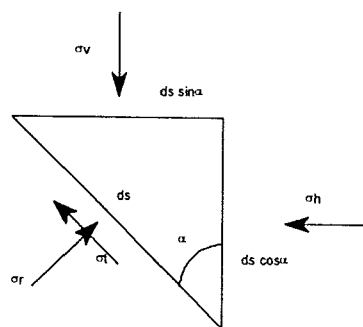
waarin,

$s_v$  de verticale grondspanning ter hoogte van de tunnelas is en  
 $s_h$  de horizontale grondspanning ter hoogte van de tunnelas is.

De initiële schuifspanning langs de tunnel heeft de volgende vorm als in Figuur 3-56:



Figuur 3-56, Initiële schuifspanningen



Figuur 3-57, Krachtenevenwicht op een vlakje

De radiale spanning en de schuifspanning op een vlakje zijn in Figuur 3-57 getekend. Er moet evenwicht zijn in radiale en in tangentiële richting.

Het krachtenevenwicht in tangentiële richting is:

$$q_t = \sin(\alpha) \cdot ds \cdot \cos(\alpha) \cdot \sigma_v - \sin(\alpha) \cdot ds \cdot \cos(\alpha) \cdot \sigma_h \quad (3.100)$$

De schuifspanning is maximaal als  $\alpha=45^\circ$  en wordt:

$$q_m = \frac{1}{2} \cdot (\sigma_v - \sigma_h) = -q_2 \quad (3.101)$$

De maximale grootte van de schuifspanning is gelijk aan de maximale grootte van de radiale spanning  $q_2$ , de richting is tegengesteld. De schuifspanning en radiale spanning langs de tunnelwand lopen in tegenfase. De schuifspanning langs de tunnelwand wordt:

$$q_t = -q_2 \cdot \sin(2\theta) \quad (3.102)$$

De radiale en de tangentiële belasting ingevuld in de vergelijking voor N geeft:

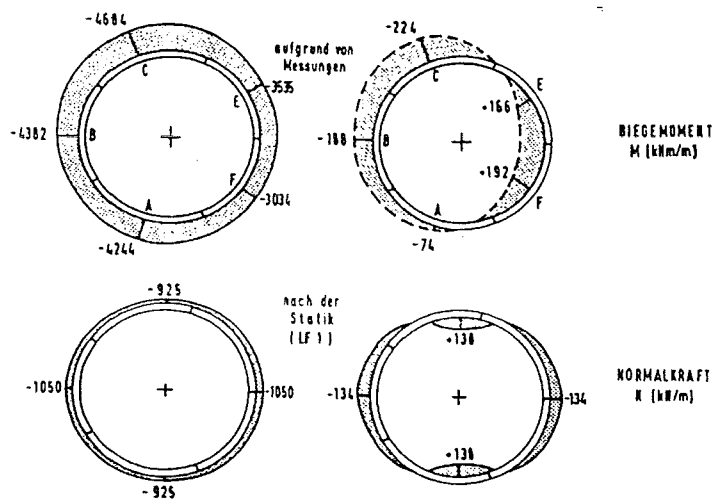
$$N = -\frac{1}{2} \cdot (\sigma_v + \sigma_h) \cdot R + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R \cdot \cos(2\theta) \quad (3.103)$$

De belastingen ingevuld in de vergelijking voor M geeft:

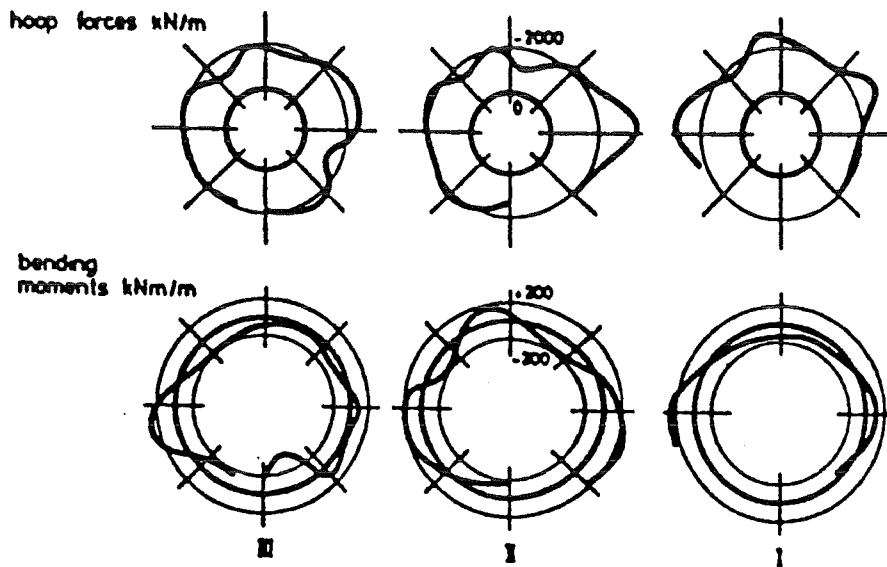
$$M = -\frac{1}{4} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R^2 \cdot \cos(2\theta) \quad (3.104)$$

Figuur 3-58 en Figuur 3-59 laten twee voorbeelden zien, waarin de gemeten normaalkrachten en momenten niet zo lopen als voorspeld. Blijkbaar hebben tweede orde effecten, onregelmatigheden in de grond en het plaatsen en grouten van de segmenten een grote invloed op de spanningsverdeling. Uit de figuren blijkt dat deze belasting ook een periodiek karakter heeft. Om dit te modelleren moet een extra belasting geïntroduceerd worden. Voor dit deel wordt een belastingdeel  $q_6$  gekozen. De uitdrukkingen voor de normaalkracht en moment bestaan nu dus uit de initiële grondspanning, het eigengewicht van de tunnel en een extra term, die alle andere belastingen weergeeft. Deze extra belasting wordt in de differentiaalvergelijking ingevuld. De totale uitdrukking voor de normaalkracht N en het moment M wordt hiermee:

$$\begin{aligned} N &= -\frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R + \frac{1}{2} \cdot (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R \cdot \cos(2\theta) - \frac{1}{5} \cdot q_6 \cdot R \cdot \cos(6\theta) \\ M &= -\frac{1}{4} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R^2 \cdot \cos(2\theta) + \frac{1}{30} \cdot q_6 \cdot R^2 \cdot \cos(6\theta) \end{aligned} \quad (3.105)$$



Figuur 3-58, Vergelijking gemeten (boven) en berekende (onder) krachtsverdeling.



Figuur 3-59, Gemeten krachten in de lining bij de Elbe tunnel in Hamburg

Bouma heeft ook voor de verplaatsingen differentiaalvergelijkingen opgesteld. De differentiaalvergelijking voor de radiale verplaatsing  $w$  is:

$$\frac{d^2 w}{d\theta^2} + w = -\frac{M \cdot R^2}{E \cdot I} \quad (3.106)$$

waarin  $EI$  de buigstijfheid in omtreksrichting is.

De integratieconstanten  $C_1$  en  $C_2$  zijn vanwege symmetrievorwaarden 0. De uitdrukking voor de radiale verplaatsing voor  $n^2$  wordt hiermee:

$$w = \frac{n+1}{n(n^2-1)^2} \cdot \frac{q_n \cdot R^4}{E \cdot I} \cdot \cos(n\theta) \quad (3.107)$$

Voor  $n=0$  geldt:

$$w = \frac{q_0 \cdot R^2}{E \cdot A} \quad (3.108)$$

waarin  $EA$  de rekstijfheid in omtreksrichting is.

De uitdrukking voor de tangentiële verplaatsing wordt:

$$v = -\frac{1}{n} \cdot \frac{q_n \cdot R^4}{E \cdot I} \cdot \frac{n+1}{n(n^2-1)^2} \cdot \sin(n\theta) \quad (3.111)$$

Invullen van  $n=6$  levert in verhouding tot  $n=2$  een verwaarloosbaar aandeel van de belasting  $q_6$  op de tangentiële verplaatsing. Deze belasting wordt dan ook niet meegenomen bij het bepalen van de tangentiële verplaatsing.

De belastingen ingevuld, levert de volgende uitdrukking voor  $v$ :

$$v = -\frac{1}{24} \cdot \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{E \cdot I} \cdot R^4 \cdot \sin(2\theta) \quad (3.112)$$

Per tunnelsectie worden de invoersets vastgesteld. De variabelen zijn dezelfde als bij het mechanisme opdrijven/opbreken. De totale verticale gronddruk ter hoogte van de tunnelas, voor een sectie met een grondlaag gedeeltelijk boven de grondwaterstand, wordt:

$$\sigma_{vm} = (H_{1,dr} - d) \cdot \gamma_{1,dr} + (H_{1,nat} + d) \cdot \gamma_{1,nat} + H_2 \cdot \gamma_2 + (H_3 + R) \cdot \gamma_3 \quad (3.113)$$

De totale horizontale gronddruk voor dezelfde sectie wordt:

$$\sigma_{vh} = [(H_{1,dr} - d) \cdot \gamma_{1,dr} + (H_{1,nat} + d) \cdot (\gamma_{1,nat} - \gamma_w) + H_2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) + (H_3 + R) \cdot (\gamma_3 - \gamma_w)] \cdot K_0 + (H_{1,nat} + H_2 + H_3 + R) \cdot \gamma_w \quad (3.114)$$

Als een sectie volledig onder de waterspiegel ligt, is de totale verticale grondspanning ter hoogte van de tunnelas:

$$\sigma_{vm} = H_1 \cdot \gamma_{1,nat} + H_2 \cdot \gamma_{2,nat} + (H_3 + R) \cdot \gamma_{3,nat} + (H_w + d) \cdot \gamma_w \quad (3.115)$$

waarin  $H_w$  de waterstand boven de grond is.

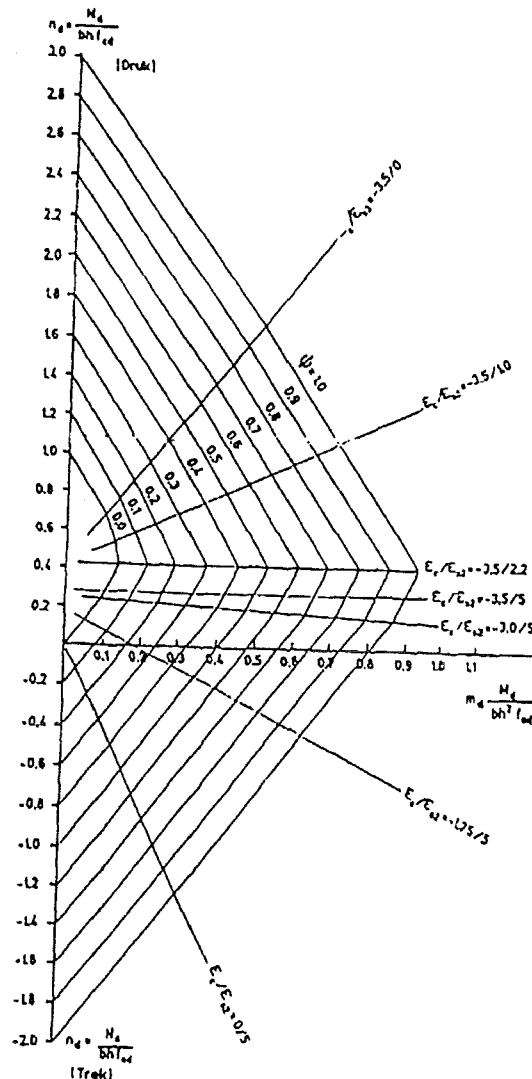
De totale horizontale gronddruk voor deze sectie is:

$$\sigma_{vh} = [H_1 \cdot (\gamma_{1,nat} - \gamma_w) + H_2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) + (H_3 + R) \cdot (\gamma_3 - \gamma_w)] \cdot K_0 + (H_w + d + H_1 + H_2 + H_3 + R) \cdot \gamma_w \quad (3.116)$$

De totale belasting op de tunnel is nu geschematiseerd.

### 3.6.2.2 Sterktedeel

Bij een bepaalde combinatie van normaalkracht en moment zal de tunnelwand bezwijken. Verschillende combinaties van normaalkracht en moment worden gegeven in Figuur 3-60. Voor een doorsnede, waarvan het wapeningspercentage, de staalsoort en de betonsoort bekend is, kan in de grafiek de bijbehorende lijn opgezocht worden. Deze lijn geeft de combinatie van normaalkracht en moment, die de doorsnede maximaal kan opnemen. Aangezien de tunnel op druk wordt belast, wordt alleen het drukdeel van de grafiek bekeken.



Figuur 3-60, Interactiediaagram

De lijn, die de opneembare combinatie van normaalkracht en moment voor de 2<sup>e</sup> Heinenoord-tunnel weergeeft, is de lijn  $Z=0$ . Alle combinaties van moment en normaalkracht boven deze lijn geven het onveilige gebied. Alle combinaties onder de lijn geven het veilige gebied (zie Figuur 3-61). De tunnel wordt door de grond op druk belast en er zal dus altijd een bepaalde normaalkracht in de lining aanwezig zijn. Er wordt vanuit gegaan dat de lining bezwijkt als de wapening aan de drukzijde vloeit. Daarom wordt alleen het bovenste gedeelte van het drukdeel van de grafiek beschouwd.

De betrouwbaarheidsfunctie wordt bepaald aan de hand van het N&M-diagram (Figuur 3-61). Te zien is in Figuur 3-61 dat deze functie discontinu is. Aangezien de functie in AFDA continu moet zijn wordt er een lineair verband bepaald tussen  $N$  en  $M$  uit het N-M diagram. De kritische zone in het N&M-diagram ligt in het onderste gedeelte van Figuur 3-61. Gekozen wordt hier voor de situatie met de drukzone aan de binnenzijde, omdat dit het kleinste gebied geeft van de op te nemen combinaties voor normaalkrachten en momenten. Er zijn twee opties onderzocht voor de lijn  $Z=0$  (grenstoestand). In het eerste geval geldt deze als de drukzone aan de buitenkant zit en zodoende is dit de veiligste afschatting.

De  $Z$ -functie wordt voor het punt:

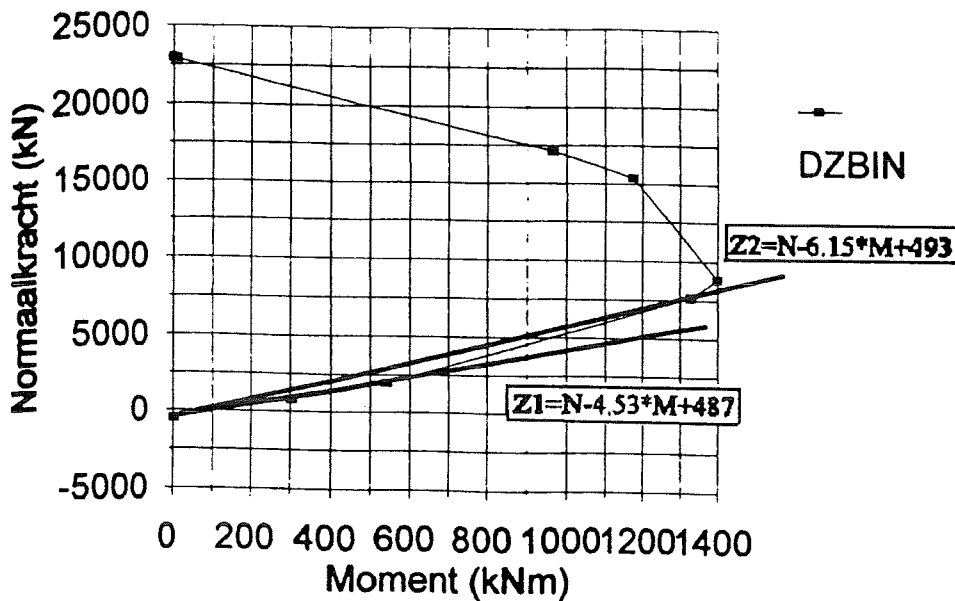
$$Z_i = N - 4,53 \cdot M + 487$$



Voor het geval dat de grenstoestand wordt gekoppeld aan de hogere normaalkracht, wordt de vergelijking:

$$Z_2 = N - 6,15 \cdot M + 493 \quad (3.118)$$

in Figuur 3-61 is dit grafisch weergegeven.



Figuur 3-61, Twee grenstoestanden  $Z_1$  en  $Z_2$

3.6.3 ~~Numeriek; ringmodel Duddeck~~

*analytische*

*Berekening van spanningen in de tunnelwand*

~~Berekening van de spanningen met behulp van het model van Duddeck.~~

**algemeen** *Inleiding*

*Om te beginnen* Men vereenvoudigt de grondbelastingen tot:

$$q_r = q_0 + q_2 \cdot \cos(2\theta) \quad \text{radiaal}$$

$$q_t = -q_2 \cdot \sin(2\theta) \quad \text{Tangentieel} \quad (3.119)$$

waarin:

$$q_0 = -\frac{1}{2}(\sigma_v + \sigma_h)$$

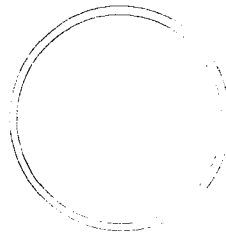
$$q_2 = -\frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_h)$$

$$\sigma_v = \gamma_{gr} \cdot h$$

Voorbeeld met getallen:

$$\gamma_{\text{grond}} = 20 \text{ kN/m}^3$$

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



$$h = 20 \text{ meter}$$

$$D_{\text{uitwendig}} = 9,0 \text{ meter}$$

$$D_{\text{inwendig}} = 8,2 \text{ meter}$$

Figuur 3-62, Voorbeeld met getallen

$$\sigma_{kv} = (\gamma_{gr} - \gamma_w) \cdot h$$

$$\sigma_{hk} = K_0 \cdot (\gamma_{gr} - \gamma_w) \cdot h$$

$$\sigma_{hk} = K_0 \cdot (\gamma_{gr} - \gamma_w) \cdot h + \gamma_w \cdot h$$

$$\sigma_v = (\gamma_{gr} - \gamma_w) \cdot h + \gamma_w \cdot h$$

$$q_0 = -\frac{1+K_0}{2} (\gamma_{gr} - \gamma_w) \cdot h + \gamma_w \cdot h$$

$$q_2 = -\frac{1-K_0}{2} (\gamma_{gr} - \gamma_w) \cdot h$$

$$\sigma_v = 200 + 200 = 400$$

$$\sigma_h = 200 + 200 / 2 = 300$$

$$q_0 = (400 + 300) / 2 = 350$$

$$q_2 = (400 - 300) / 2 = 50$$

De Fourierreeksen voor de radiale en de tangentele belasting zijn:

$$q_r(\theta) = q_0 + q_2 \cdot \cos(2\theta)$$

$$q_t(\theta) = -q_2 \cdot \sin(\theta)$$

(3.120)

Voor de situatie zonder interactie tussen tunnel en grond oplossing van de D.V. (Zie Bouma) geeft:

$$N(\theta) = -\frac{\sigma_v + \sigma_n}{2} \cdot R + \frac{\sigma_v - \sigma_n}{2} \cdot R \cdot \cos(2\theta)$$

$$D(\theta) = \frac{\sigma_v - \sigma_n}{2} \cdot R \cdot \sin(2\theta)$$

$$M(\theta) = \frac{\sigma_v - \sigma_n}{4} \cdot R^2 \cdot \cos(2\theta)$$

kan nu direct de spanningsverdeling in de ring worden bereken met behulp van de oplossing o.a. gevonden door Bouma: (3.121)

De straal van de constructie-hartlijn bedraagt  $R = 4,30 \text{ m}$ .

$$N(\theta) = -1505 + 215 \cdot \cos(2\theta) \quad [\text{kN/m}]$$

$$D(\theta) = 215 \cdot \sin(2\theta) \quad [\text{kN/m}]$$

$$M(\theta) = -462 \cdot \cos(2\theta) \quad [\text{kN/m}]$$

Deze snedekrachten moeten in een betonberekening worden gebruikt

Ter informatie worden de spanningen en een homogene wand berekend. Gerekend is met  $d = 0,40 \text{ m}$ .

$$\sigma_{\min}(\theta) = \frac{N(\theta)}{d} - \frac{6 \cdot M(\theta)}{d^2}$$

$$\sigma_{\min}(\pi/2) = 13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max}(\theta) = \frac{N(\theta)}{d} + \frac{6 \cdot M(\theta)}{d^2}$$

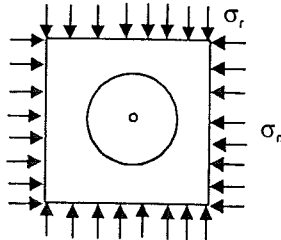
$$\sigma_{\max}(\pi/2) = 21,6 \text{ MPa}$$

Deze spanningen zijn niet bijzonder hoog.

~~Duddeck, combinatie ringmodel met semi-continuüm model~~

*vet* Aan de plaats vereenvoudiging rekening houdend met interactie met de grond

In bovenstaande berekening is de interactie tussen de wand en de omringende grond verwaarloosd. De ringvormige tunnel zal onder invloed van de grond*schud*druk horizontaal ovaliseren. Daardoor wordt de horizontale grond*hog*druk verhoogd.



Figuur 3-63, Schematisatie van Duddeck, semi-continuüm

Hiervoor zijn door Curtis (1976) en Duddeck (1984) modellen ontwikkeld. De grond wordt als elastisch geschematiseerd.

De modellen leiden tot eenvoudige correctiefactoren.

*Om te beginnen worden indicatieve parameters geïntroduceerd van de relatieve stijfheid van de tunnelwand (ten opzichte van de grond)*

$\alpha = \frac{E_g \cdot R^3}{EI}$  (relatieve buigstijfheid) Voor het voorbeeld geldt dan:

$\alpha = \frac{25 \cdot 4,3^3}{30000 \cdot 5,3 \cdot 10^{-2}} \approx 10$

$\beta = \frac{E_g \cdot R}{EA}$  (relatieve ringstijfheid)

$\beta = \frac{25 \cdot 4,3}{30000 \cdot 0,4} \approx 0,09$

Hierin is:

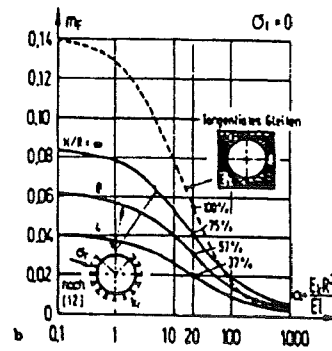
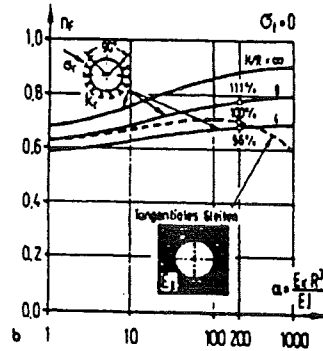
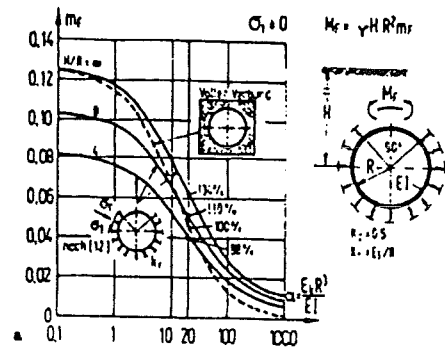
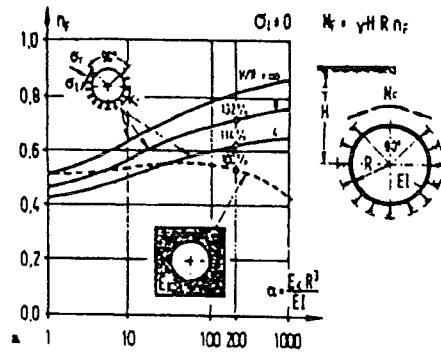
$E_g$  = elasticiteitsmodulus grond (zie g81);

$R$  = straal constructieve hartlijn;

$E$  = elasticiteitsmodulus wand;

$A$  = oppervlak doorsnede wand;

$I$  = traagheidsmoment wand =  $1/12d^3$  ( $d$  = wanddikte)



a: met volledige wandwrijving

b: voor volledig gladde wand

~~De tabel~~ - Normaal kracht en buigend moment in de wijf als functie van de relatieve stijfheid  $\alpha$  en  $B$

De in fig. ... gegeven functies worden ook wel benadert met de volgende indicatieve relaties voor een correctie factor die dan kunnen worden toegepast in combinatie met de analytische oplossingen van Danma; zie ook vergelijkingen 3.121.

De correctiefactoren zijn:

$$corr\_M \approx \frac{4}{4 + 0,342 \cdot \alpha} \approx 0,54$$

$$corr\_N_0 \approx \frac{2}{2 + 1,54 \cdot \beta} \approx 0,93 \quad (3.122)$$

$$corr\_N_2 \approx \frac{2 \cdot (1 + 0,064 \cdot \alpha)}{2 + 0,171 \cdot \alpha} \approx 0,99$$

Met name de reductie van het moment is aanmerkelijk. Alhoewel voorzichtigheidshalve de  $E$  van ongescheurde beton is ingevoerd.

De uitdrukkingen voor de gereduceerde normaalkrachten en momenten worden: *dan* :

$$N(\theta) = - \left( \frac{\sigma_v + \sigma_h}{(2 + 1,54\beta)} \right) \cdot R + \left( \frac{1 + 0,064\alpha}{2 + 0,171\alpha} \right) \cdot (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R \cdot \cos(2\theta) \quad (3.123)$$

$$M(\theta) = - \left( \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{4 + 0,342\alpha} \right) \cdot R^2 \cdot \cos(2\theta)$$

De maximale snedekrachten bedragen nu:

$$\begin{aligned} N_{\max} &= 1612 \text{ kN/m} & (\theta = \pi/2) \\ M_{\max} &= 250 \text{ kN/m} & (\theta = \pi/2) \end{aligned} \quad (3.124)$$

De buigspanningen zijn nu nog maar

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= 13,4 \text{ MPa} & (\theta = \pi/2) \\ \sigma_{\min} &= -5,4 \text{ MPa} & (\theta = \pi/2) \end{aligned} \quad (3.125)$$

### 3.6.4 Computersimulaties

Op het gebied van computersimulaties is reeds veel mogelijk.

Voor berekeningen aan tunnels wordt vaak gebruik gemaakt van verenmodellen en van eindige elementen pakketten (bijvoorbeeld PLAXIS).

De verschillen tussen eindige elementen programma's kunnen bijvoorbeeld zijn:

- verschillende invoermogelijkheden voor de materiaal gegevens (elementaire verschillen als lineair of niet lineair materiaal gedrag, de invloed van cohesie, etc.)
- verschillende vereenvoudigingen en verwaarlozing van invloedsfactoren
- verschillende dimensies (2-D, 3-D)
- verschillende analytische berekeningswijze, iets waar de meeste gebruikers van een computerprogramma eigenlijk weinig over kunnen zeggen
- het aantal knopen (punten) dat ingevoerd en berekend kan worden (hoe minder knopen berekend worden, hoe kleiner de nauwkeurigheid).

Er kunnen vele soorten berekeningen gedaan worden met eindige elementen programma's. Enkele voorbeelden hiervan zijn:

- dwarsdoorsnede van de tunnel ter bepaling van zakkings
- dwarsdoorsnede van de tunnel ter bepaling van spanningen in de lining
- dwarsdoorsnede van de tunnel ter bepaling van de invloed op de waterhuishouding
- doorsnede in de lengte richting van de tunnel voor zakking, spanningen, vervormingen, etc.
- simulatie van de bouwfases
- invloed op aangrenzende bebouwing

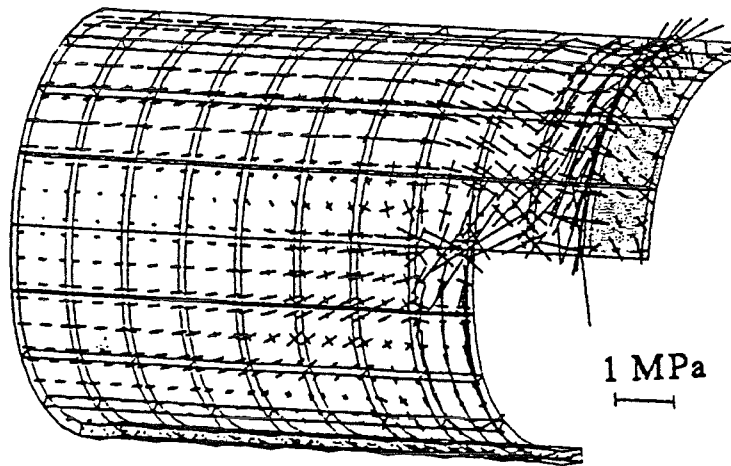
- tijdsinvloeden

Als gevolg hiervan zijn veel verschillende computerprogramma's beschikbaar. Elk programma heeft zijn eigen sterke en minder sterke punten. Voor een specifieke berekening is het van belang de specifieke tekortkomingen van een programma te kennen.

Ook binnen één computerprogramma is een simulatie of berekening op vele wijzen mogelijk. Een duidelijk dilemma hierbij is bijvoorbeeld het aantal punten dat bij de berekening gebruikt moet worden. Te weinig punten betekent een tekortkoming in de nauwkeurigheid en te veel punten betekent het gebruik van (dure) supercomputers.

2-D simulaties kunnen uiteraard snel uitgevoerd worden, maar missen de 3-D invloeden. Hiervoor kunnen wellicht correctiefactoren in de 2-D programma's ingevoerd worden.

In Figuur 3-64 is een Oostenrijkse 3-dimensionale simulatie weergegeven van de spanningen in een recht stuk NATM tunnel, gesimuleerd met 1100 knopen en 4000 elementen. Een tekortkoming van deze simulatie is dat de tunnelwand slechts uit 1 laag is opgebouwd. Dat zouden eigenlijk twee lagen moeten zijn om ook verschillen in de druk aan de binnen- en buitenzijde van de lining in beeld te kunnen krijgen en de vervormingen van de lining beter te kunnen bepalen.



Figuur 3-64, 3-D simulatie van NATM tunnel

De voortgang van de bouw van de tunnel werd gesimuleerd door tijdstappen van 3 uur te berekenen. In elke 3 uur komt er een stuk lining bij, niet rondom maar in twee delen. De Figuur 3-64 brengt heel mooi de spanningsconcentraties in beeld die optreden in het voorste deel van de uitgeharde beton van de vorige ring en in de hoeken. Er werd gewerkt met behulp van een symmetrieas, schuifkrachten werden verwaarloosd en de spuitbeton werd bilineair geschematiseerd met een uithardingstijd van 3 uur. Duidelijk is dat ook dit benaderingen zijn, hoe mooi het er ook uitziet. Ondanks de aannamen die gedaan worden kan een simulatie als dit voldoende zijn voor het vormen van een idee over hetgeen gebeurt.

Het basisprincipe van de werking van Eindige Elementen Programma's (Finite Element Method, FEM) wordt hier kort beschreven.

Grondgedrag wordt gesimuleerd door een grondmassief in driehoeken te verdelen. De hoeken van de driehoeken zijn de knopen, waarvan de onderlinge relaties door formules zijn vastgelegd. Er wordt een beginsituatie ingevoerd: belasting, grondsoorten, grondwaterniveau, aanwezigheid van een tunnel, etc. De relaties tussen de knopen worden vastgelegd in de zogeheten stijfheidsmatrix  $K$  (bijvoorbeeld de relatie tussen de spanning en de rek). Voor  $n$  knopen levert dit  $2n$  vergelijkingen, die door de computer opgelost kunnen worden.

Omdat een tunnel symmetrisch is hoeft maar één helft van de tunnel gesimuleerd te worden: hetgeen aan de andere zijde gebeurt is identiek. Het nadeel van berekeningen met behulp van FEM is dat de berekening complex, tijdrovend en vaak duur is. Het voordeel

van berekeningen met behulp van FEM is dat de uitkomsten zeer realistisch zijn en redelijk met de werkelijkheid overeenkomen (mits de juiste uitgangspunten worden in gehanteerd). Dit maakt FEM goed bruikbaar voor de dagelijkse ontwerp en advies praktijk.

### 3.6.5 Liggerwerking en ringstijfheid

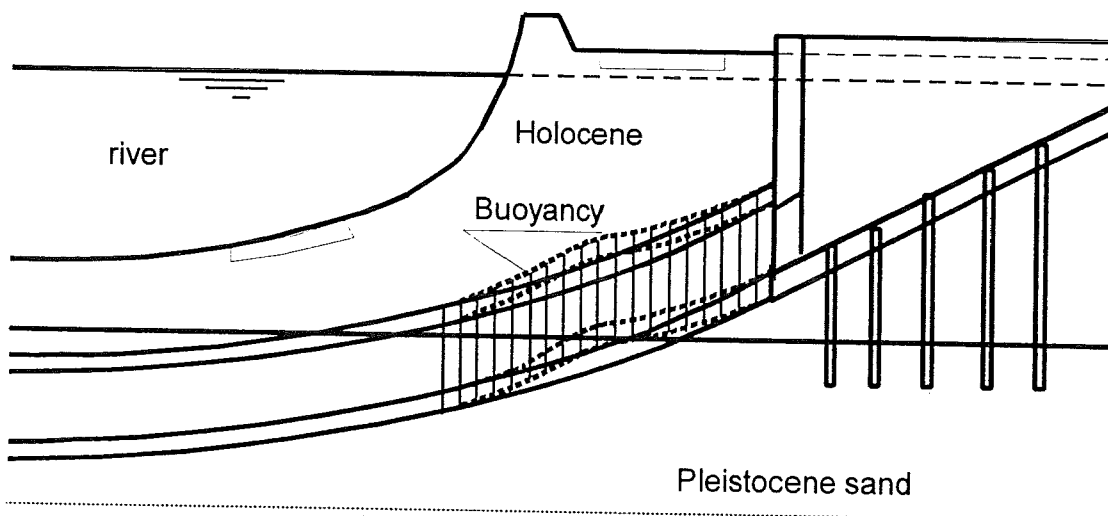
Ter beperking van de aanlegkosten van de toegangen tot de tunnel zal de diepteligging zoveel mogelijk worden beperkt. In de voorlopige ontwerpen voor Nederlandse boortunnels wordt de tunnel vaak gesitueerd ergens op de grens van holoceen en pleistoceen. De eerste gedachte kan dan zijn; dan ligt de tunnel daarmee 'goed gefundeerd' op het pleistoceen. Eerder echter is betoogd dat ten aanzien van opdrijven een ander gezichtspunt is vereist en dat een tunnel onder de grondwaterspiegel netto een grotere belasting op bovenliggende lagen kan uitoefenen. Bij een consistente analyse van de dan optredende krachtsverdeling speelt ook de stijfheid van de tunnelbuis in verhouding tot de stijfheid van de omgeving een rol.

#### Ringstijfheid

Een eerste voorbeeld betreft de 'ringstijfheid', ook daarbij geldt dat deze stijfheidsverhouding van invloed is op de krachtsverdeling in de tunnelring. Vergelijking leert dat de beddingconstante, voor de grondreactie op de tunnelwand, in dezelfde orde ligt of kleiner is dan de veerstijfheid (ringstijfheid) van de tunnelwand zelf. Terwijl dat in de andere 'boortunnel landen' (misschien met uitzondering van Japan) een factor 10 hoger kan zijn. Hierdoor is voor het ontwikkelen van steunreactie vanuit de grond een veel grotere vervorming nodig. Grondbelastingen hebben daardoor, voor de Nederlandse bodem situatie veel meer het karakter van "acties" dan van reacties. Met als netto resultaat dat er minder sprake is van herverdeling naar de grond: derhalve hogere buigende momenten in de tunnelwand. De hiermee gepaard gaande grotere vervormingen zullen ook tot gevolg hebben dat het aandeel van tweede orde buigende momenten groter is.

#### Liggerwerking

Een tweede voorbeeld waarbij de verhouding stijfheid constructie ten opzichte van stijfheid grond een rol speelt is de liggerwerking van een tunnelbuis in de grond. Te onderzoeken is dan of de meestal à priori gemaakte aanname dat elke ring van de tunnel op zich in evenwicht is met de omliggende grond wel aanvaardbaar is. Voor een vrij lange tunnel kan beredeneerd worden dat deze aanname voor de eindsituatie waarschijnlijk redelijk is. Het is echter de vraag of dat ook geldt voor kortere tunnels en tijdens de gefaseerde aanleg van de tunnel. Hierbij speelt ook de verdeling van de stijfheid van de ondergrond, en eventuele vaste punten een rol, zie Figuur 3-65.



Figuur 3-65, Principe van liggerwerking

Dit alles hangt samen met de parameter  $\frac{\pi}{\lambda}$  (Hetényi 1946), volgens:

$$\frac{\pi}{\lambda} = \pi \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_b \cdot I_b}{K}} \quad (3.126)$$

N.B. In deze formulering heeft  $\lambda$  een andere betekenis dan volgens het collegedictaat van Bouma:  $\lambda$  hier heeft de betekenis van  $\beta$  volgens Bouma.

welke kan worden opgevat als de lengtemaat waarover een lokale 'verstoring' zich uitstrekt met:

$E_b$  = Elasticiteitsmodulus voor de buis;  
 $I_b$  = 'Buig' traagheidsmoment v.d. buis;  
 $K$  = de beddingsconstante v.d. grondreactie op de buis.

Waarbij het traagheidsmoment van een buis wordt benaderd volgens:

$$I_{buis} \approx \frac{\pi}{8} d \cdot D^3 \quad (3.127)$$

met:

$D$  = Diameter van de tunnel;  
 $d$  = Wanddikte van de buis.

en voor de beddingsconstante voor de ligger, rekening houdende met het feit dat er zowel veren onder als boven de tunnel zitten:

$$K \approx 2 \cdot D \cdot k_g \quad (3.128)$$

en voor de beddingsconstante voor de grond:

$$k_g \approx \frac{2 \cdot E_g}{D} \quad (3.129)$$

met:

$E_g$  = Elasticiteitsmodulus van de grond.

Als dan rekening wordt gehouden met het feit dat:

$$\frac{E_b}{E_g} \approx 1000 \text{ tot } 10000 \quad \text{en} \quad d \approx \frac{D}{20} \quad (3.130)$$

levert invullen de volgende benadering voor de invloedslengte:

$$\frac{\pi}{\lambda} = \pi \cdot \sqrt[4]{(250 \text{ a } 500) \frac{\pi \cdot D^4}{160}} \approx (7 \text{ a } 12 \cdot D) \quad (3.131)$$

Hetgeen betekent dat zich tijdens de bouw, wanneer er invloeden zijn van de bouwfaserings of representatieve stijfheidsverschillen in de ondergrond, rekening moet worden gehouden met het feit dat zich tot een lengte van orde 7 à 12 maal de diameter vanaf een dergelijke 'verstoring' een randvoorwaarde probleem voordoet, waarbij het buigdraagvermogen van de tunnel wordt aangesproken.

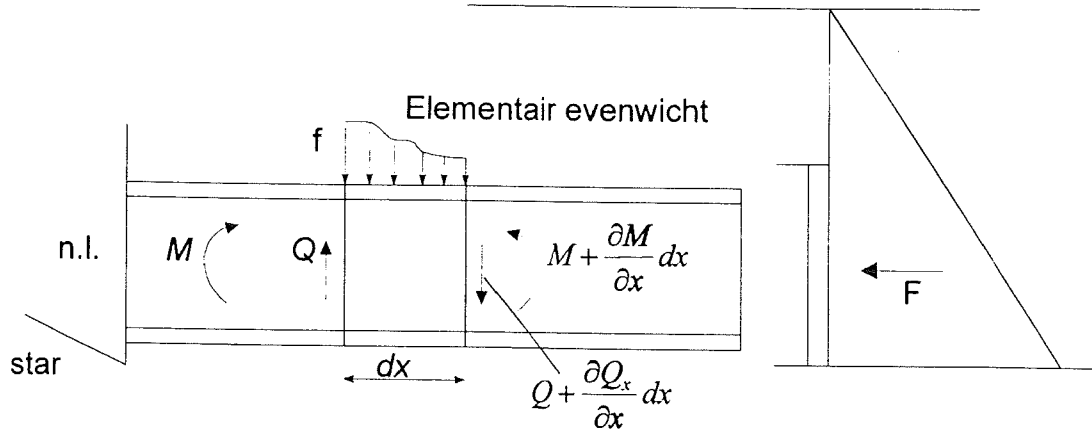
Hoe lager de stijfheid van de grond en/of hoe hoger de stijfheid van de buis (grotere diameter), hoe meer moet worden getwijfeld aan het uitgangspunt dat elke ring zichzelf draagt, zeker als t.a.v. waterdichtheid het vormveranderings draagvermogen ook een rol speelt.



### 3.6.6 Axiaal draagvermogen en ontvangtschacht

#### 3.6.6.1 Axiaal draagvermogen

Doordat tijdens de uitvoering door de TBM continu een axiale belasting op de tunnelbuis wordt uitgeoefend zal zich een blijvende voorspanning in de buis opbouwen, die ook bijdraagt aan de capaciteit, het draagvermogen van de tunnel.



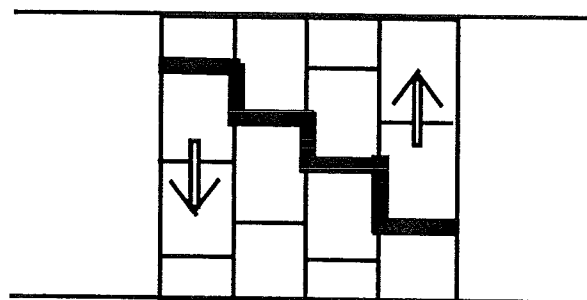
Figuur 3-66, Elementair evenwicht

De voorgespannen buis zal een grotere capaciteit bezetting om dwarskracht (de tunnel als ligger) te kunnen dragen.

$$Q = \frac{\partial M}{\partial x} \quad (3.132)$$

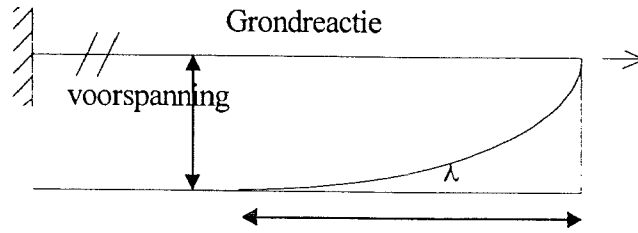
een verloop in het moment geeft dwarskracht vice versa.

Alhoewel deze capaciteit niet altijd bij het ontwerp in de uiterste grenstoestand wordt beschouwd, dient hiermee ten aanzien van de bruikbaarheidstoestand wel degelijk rekening gehouden te worden.



Figuur 3-67, Vervorming van ring

Een te lage dwarskracht capaciteit zal ongewenste vervormingen tussen ringen tot gevolg hebben. Met name bij het aankomen in de ontvangst schacht dient hieraan aandacht te worden besteed. Indien dit niet zou worden gedaan zal de tunnel bij het wegvallen van de druk op de kop van de TBM axiaal ontspannen (over een zekere invloeds lengte).



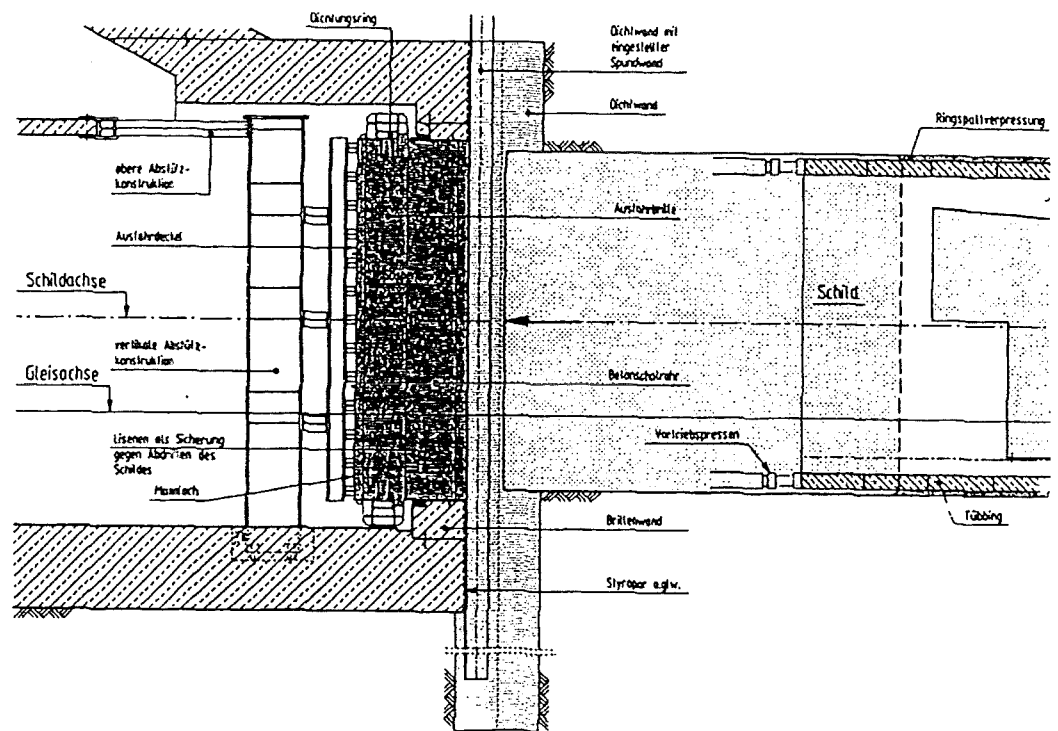
Figuur 3-68, Schematisatie grondreactie

Dit is te modelleren als een in de grondverend ingeklemde axiaal belaste staaf (zie Figuur 3-68). Om dit verschijnsel te voorkomen wordt soms gebruik gemaakt van een zogenaamde drukpan, waarbij de druk bij doorboren gehandhaafd blijft tot de lining aan de constructie is verankerd.

### 3.6.6.2 Ontvangtschacht

Voor de ontvangst van de tunnel in de schacht zijn speciale voorzieningen in de bouwput benodigd. Het verloop van dit proces is in 4 fasen te splitsen

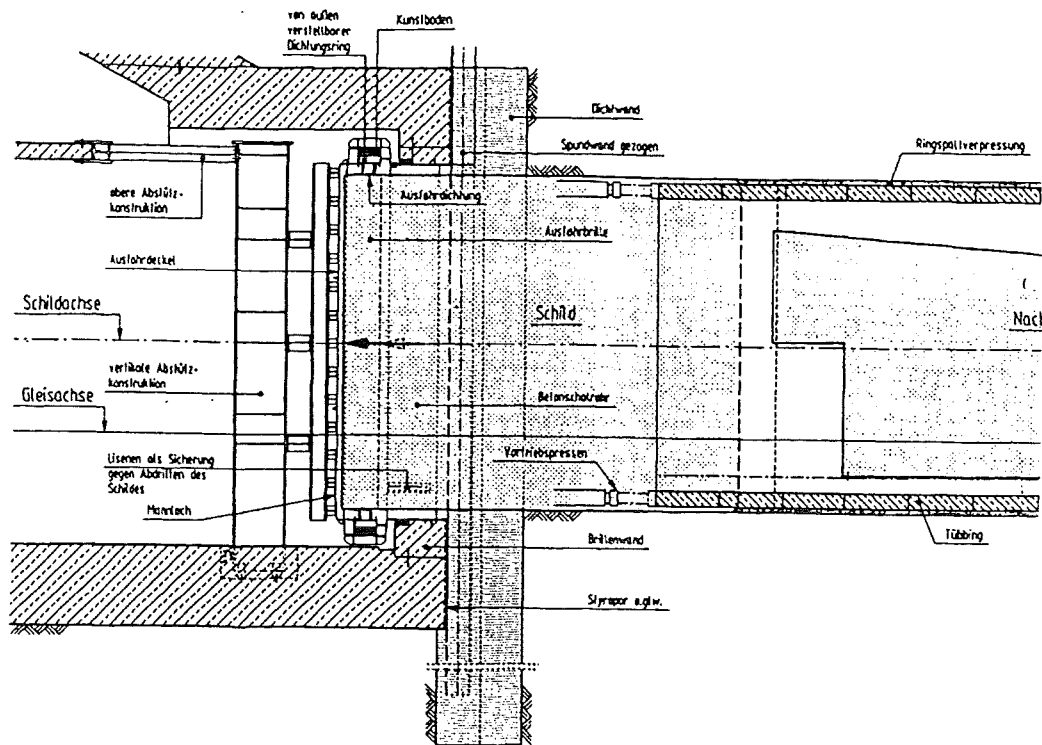
#### Fase 1



Figuur 3-69, Ontvangtschacht fase 1

- de benodigde constructies worden gemonteerd (briekwand (Ausfahrbrille), – deksel en ondersteuningsconstructie (Abstützkonstruktion));
- het schild wordt tot in de diepwand geplaatst;
- de exacte ligging van het schild wordt bepaald;
- voorzieningen ter voorkoming van het driften van het schild worden in de betonstaalring aangebracht;
- de verstelbare dichtheidsring wordt bijgesteld aan de schildligging;
- het toegangsluik in het deksel wordt luchtdicht afgesloten;
- de toegangsruimte wordt met suspensie gevuld en de druk aangepast;

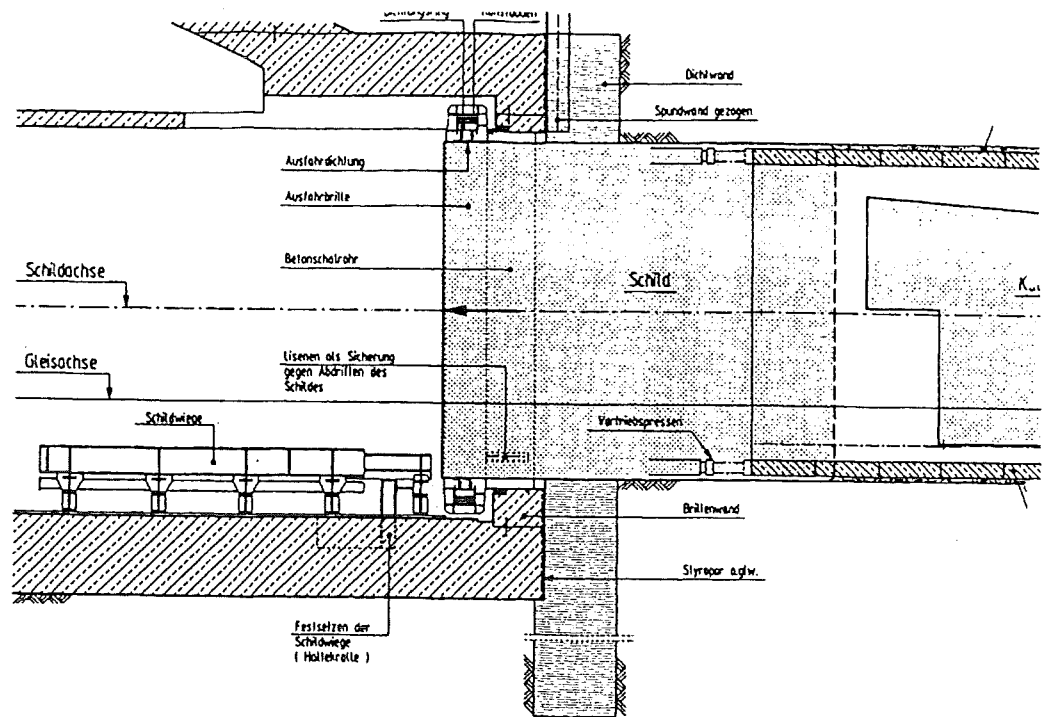
## Fase 2



Figuur 3-70, Ontvangschacht fase 2.

- de damwand (Spundwand) wordt omhoog getrokken;
- met het schild wordt tot de afdichtingsring geboord. De suspensie wordt weggehaald en onder luchtdruk wordt de positie van de ring gecontroleerd en eventueel verbeterd;
- met het schild wordt onder luchtdruk door het uitgangskeskel geboord;
- de luchtdruk wordt tot nul gereduceerd en de resten van de diepwand verwijderd;

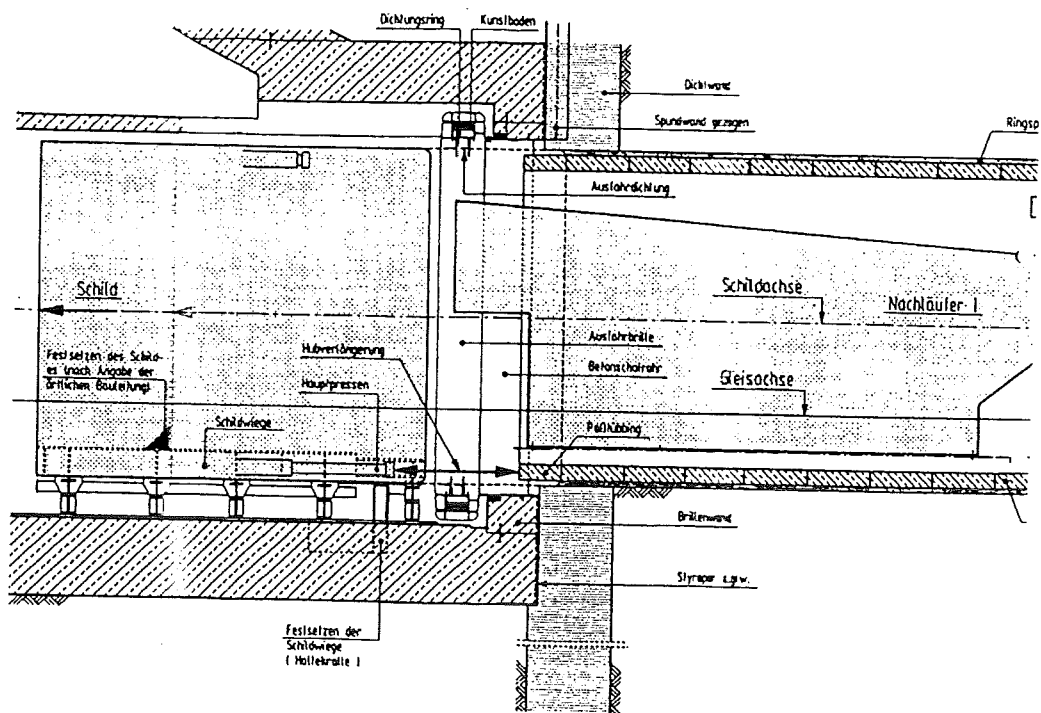
### Fase 3



Figuur 3-71, Ontvangtschacht fase 3

- de afdichtingsconstructie en het deksel worden verwijderd en het vooraanzicht van de tunnelboormachine wordt zichtbaar;
- de Haltekralle voor het vastzetten van de ondersteuningsconstructie wordt met beton ingestort;
- de ondersteuningsconstructie; het zadel, voor de TBM wordt voor de brilwand opgesteld, gepositioneerd en vastgezet;

## Fase 4



Figuur 3-72, Ontvangschacht fase 4

- het schild wordt uit de tunnel gereden en vastgezet, tot de laatste lining-ring is gebouwd;
- na montage van de laatste ring (pasring) wordt het schild uit de Ausfahrbrille gereden.

## Rekenvoorbeelden

OPBREKEN VAN EEN TUNNEL h m. ONDER MAAIVELD EN GRONDWATER

$$gr := \frac{\pi}{180}$$

$$R := 4.5 \quad r := 4.1 \quad h := 12.75 \quad \gamma_{ng} := 20 \quad \gamma_w := 10 \quad \gamma_b := 24$$

$$\psi := 60 \cdot gr$$

De tunnel drijft op in het grondwater :

$$\phi := 30 \cdot gr \quad \lambda_a := \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \lambda_a = 0.33$$

$$P_{\text{tunnel}} := \pi \cdot (R^2 - r^2) \cdot \gamma_b$$

$$P_{\text{tunnel}} = 259.37$$

$$P_{\text{opdrijf}} := \pi \cdot R^2 \cdot \gamma_w$$

$$P_{\text{opdrijf}} = 636.17$$

$$\text{Resultante} := P_{\text{opdrijf}} - P_{\text{tunnel}}$$

$$\text{Resultante} = 376.8$$

slechts een gedeelte van deze kracht werkt op het grondlichaam binnen 2 psi, als men een spanningsverdeling volgens  $c \cdot \cos(\psi)$  aanneemt:

$$f_R := \frac{\psi + \frac{\sin(2 \cdot \psi)}{2}}{\left(\frac{\pi}{2}\right)}$$

$$f_R = 0.94$$

$$\text{Resultante} := f_R \cdot \text{Resultante}$$

Het gewicht van de grond en de wrijving werken naar beneden :

$$\text{Grondgewicht}_1 := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (h - R) \cdot 2 \cdot R \cdot \sin(\psi)$$

$$\text{Grondgewicht}_1 = 643.02$$

$$\text{Grondgewicht}_2 := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (2 \cdot \sin(\psi) \cdot (1 - \cos(\psi)) - \psi + \sin(\psi) \cdot \cos(\psi)) \cdot R^2$$

$$\text{Grondgewicht}_2 = 51$$

$$\text{Grondgewicht} := \text{Grondgewicht}_1 + \text{Grondgewicht}_2$$

$$\text{Grondgewicht} = 694.02$$

de wrijving langs de verticale sneden bedraagt :

$$\text{Wrijving} := 2 \cdot 0.5 \cdot (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot h^2 \cdot \lambda_a \cdot \tan(\phi)$$

$$\text{Wrijving} = 312.85$$

de opbreekkrachten van water en grond bedragen resp.

$$N_w := \frac{2}{3} \cdot \gamma_w \cdot R^2$$

$$N_w = 135$$

$$N_g := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot R \cdot h \cdot \lambda_a$$

$$N_g = 191.25$$

$$O_w := 2 \cdot N_w \cdot \sin(\psi)$$

$$O_w = 233.83$$

$$O_g := 2 \cdot N_g \cdot \sin(\psi)$$

$$O_g = 331.25$$

Voor evenwicht met vervorming moet de resulterende kracht positief zijn:

$$\text{Evenwicht} := \text{Grondgewicht} + \text{Wrijving} - \text{Resultante} - O_w - O_g$$

$$\text{Evenwicht} = 86.72$$

OPBREKEN VAN EEN TUNNEL h m. ONDER MAAVELD EN GRONDWATER

$$\text{gr} = \frac{\pi}{180}$$

$$R = 4.5 \quad r = 0.91 \cdot R \quad h = 2.65 \cdot R$$

$$\gamma_{ng} = 20 \quad \gamma_w = 10 \quad \gamma_b = 24$$

$$\psi = 60 \text{ gr} \quad r = 4.09 \quad h = 11.92$$

$$\phi = 30 \text{ gr} \quad \lambda_a = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \lambda_a = 0.33$$

De tunnel drijft op in het grondwater :

$$P_{\text{tunnel}} = \pi \cdot (R^2 - r^2) \cdot \gamma_b$$

$$P_{\text{tunnel}} = 262.46$$

$$P_{\text{opdrijf}} = \pi \cdot R^2 \cdot \gamma_w$$

$$P_{\text{opdrijf}} = 636.17$$

$$\text{Resultante} = P_{\text{opdrijf}} - P_{\text{tunnel}}$$

$$\text{Resultante} = 373.71$$

slechts een gedeelte van deze kracht werkt op het grondlichaam binnen 2 psi, als men een spanningsverdeling volgens  $c \cdot \cos(\psi)$  aanneemt:

$$f_R = \frac{\psi + \frac{\sin(2 \cdot \psi)}{2}}{\left(\frac{\pi}{2}\right)}$$

$$f_R = 0.94$$

$$\text{Resultante} = f_R \cdot \text{Resultante}$$

Het gewicht van de grond en de wrijving werken naar beneden :

$$\text{Grondgewicht}_1 = (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (h - R) \cdot 2 \cdot R \cdot \sin(\psi) \quad \text{Grondgewicht}_1 = 578.72$$

$$\text{Grondgewicht}_2 = (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (2 \cdot \sin(\psi) \cdot (1 - \cos(\psi)) - \psi + \sin(\psi) \cdot \cos(\psi)) \cdot R^2$$

$$\text{Grondgewicht}_2 = 51$$

$$\text{Grondgewicht} = \text{Grondgewicht}_1 + \text{Grondgewicht}_2 \quad \text{Grondgewicht} = 629.72$$

de wrijving langs de verticale sneden bedraagt :

$$\text{Wrijving} = 2 \cdot 0.5 \cdot (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot h^2 \cdot \lambda_a \cdot \tan(\phi) \quad \text{Wrijving} = 273.67$$

de opbrekkrachten van water en grond bedragen resp.

$$N_w = \frac{2}{3} \cdot \gamma_w \cdot R^2 \quad N_w = 135$$

$$N_g = (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot R \cdot h \cdot \lambda_a \quad N_g = 178.88$$

$$O_w = 2 \cdot N_w \cdot \sin(\psi) \quad O_w = 233.83$$

$$O_g = 2 \cdot N_g \cdot \sin(\psi) \quad O_g = 309.82$$

Voor evenwicht met vervorming moet de resulterende kracht positief zijn:

$$\text{Evenwicht} = \text{Grondgewicht} + \text{Wrijving} - \text{Resultante} - O_w - O_g$$

$$\text{Evenwicht} = 7.59$$

## SOIL STRESS ON A TUNNEL LINING

soil level

$$L_g := 0$$

$$\gamma_s := 20$$

groundwater

$$L_w := -1$$

$$\gamma_w := 1$$

tunnel centre

$$L_t := -28.5$$

$$h_w := 1$$

tunnel radius

$$r_u := 4.5$$

water pressure

$$P_w(\theta) := \gamma_w \cdot (h_w + r_u \cdot \cos(\theta))$$

soil pressure

$$P_{sv}(\theta) := \gamma_s \cdot (h_s + r_u \cdot \cos(\theta))$$

$$\phi := 40 \text{ gr}$$

$$K_0 := 1 - \sin(\phi)$$

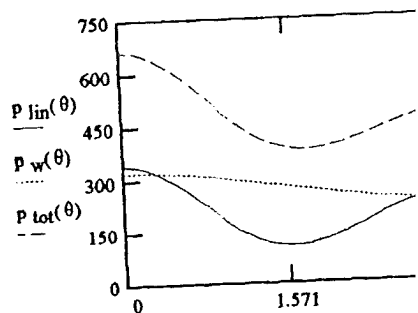
soil pressure on lining

$$P_{\text{eff}}(\theta) := P_{sv}(\theta) - P_w(\theta)$$

$$P_{\text{lin}}(\theta) := 0.5 \cdot P_{\text{eff}}(\theta) \cdot [(1 + K_0)]$$

$$P_{\text{tot}}(\theta) := P_w(\theta) + P_{\text{lin}}(\theta)$$

$$\theta := 0, 0.1 \dots 2 \cdot \pi$$





## **4. De afgezonken Tunnel**

Bij de zinkmethode worden in een bouwdok tunnelementen geprefabriceerd. Deze worden vervolgens drijvend vervoerd naar en afgezonken in een sleuf, die tussen de in de oevers gebouwde tunnelgedeelten is gebaggerd. Het transport wordt mogelijk gemaakt door beide uiteinden van ieder element, vóór het onderwater zetten van het dok, te voorzien van (tijdelijke) waterdichte schotten, waardoor de 'holle dozen' nog juist drijven. Door het aanbrengen van ballast zinken de elementen in de sleuf, waar zij met behulp van rubber pakkingen onderling en met de in de oevers gebouwde gedeelten worden verbonden. Door het aanvullen van de sleuf wordt de oorspronkelijke rivierbodem hersteld.

### **4.1 Inleiding**

Het lengte- en dwarsprofiel van gezonken en ter plaatse gebouwde tunnels wordt bepaald door eisen ten aanzien van:

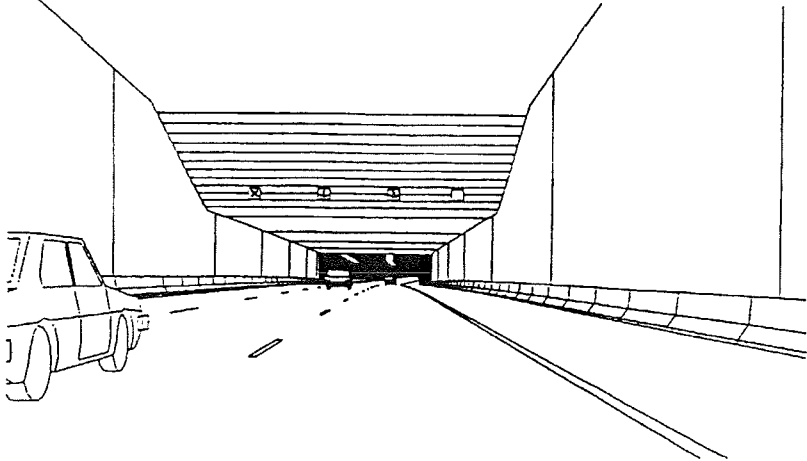
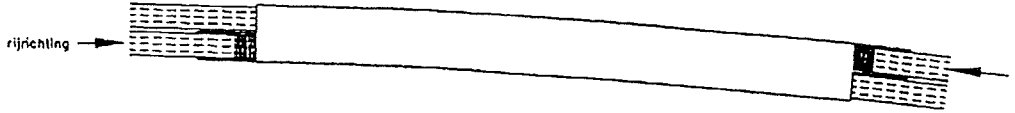
1. verkeer, onderhoud etc.
2. ventilatie
3. installaties en waterafvoer

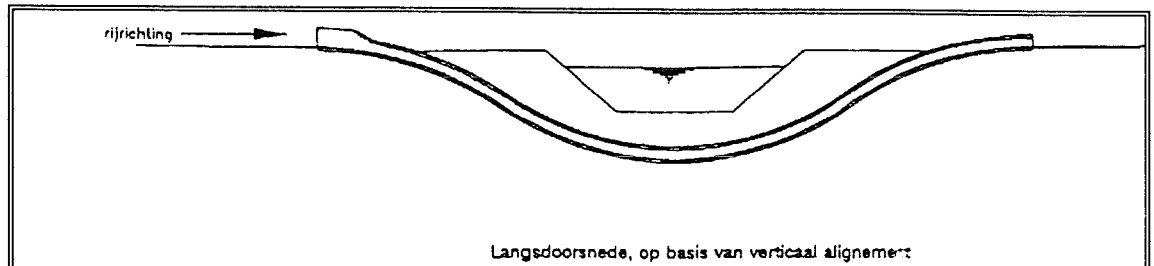
Voor het ontwerp van het dwarsprofiel worden vier hoofdgroepen van verkeersstromen onderscheiden, namelijk:

- (stads) autosnelwegen;
- niet-autosnelwegen;
- trein;
- tram en metro.

Elk van deze hoofdgroepen stelt andere eisen aan het vereiste dwarsprofiel en profiel van vrije ruimte.

4.2 Eisen ten aanzien van het Lengte- en Dwarsprofiel, Autosnelweg en niet Autosnelweg

Vaststellen van	Afhankelijk van	Rekening houden met
 <p data-bbox="536 875 884 898">Wegbeeld, op basis van ruimtelijk alignment</p>		
<p>A. Ruimtelijk Alignment</p>	<p>Wegcategorie</p> <p>Alignment van aansluitende wegen</p> <p>Landschap- en bebouwingselementen</p> <p>Esthetica</p> <p>Wegverkeerssysteem</p> <p>Horizontaal en verticaal alignment</p> <p>Overige wegelementen (geleiderails, verlichting enz.)</p>	<p>Zichtafstanden</p> <p>Continuïteit</p> <p>Uniformiteit</p> <p>Ruimtelijke helling</p> <p>Verkeersveiligheid:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• kwaliteit</li> <li>• beheersing</li> </ul> <p>Horizontale en verticale bogen, rechtstand</p> <p>Het wegbeeld:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• dwangpunten</li> <li>• dijkprofiel</li> <li>• kanteldijken e.d.</li> </ul>
 <p data-bbox="632 1666 1023 1688">Bovenaanzicht, op basis van horizontaal alignment</p>		
<p>B. Horizontaal alignment</p>	<p>Wegcategorie</p> <p>Tracéstudies</p>	<p>Horizontale boogstraal</p> <p>Positieve verkanting</p> <p>Negatieve verkanting</p> <p>Verkantingsverandering</p> <p>Clotoïde</p> <p>Horizontale rechtstand</p> <p>Zichtafstand</p>



Langsdoorsnede, op basis van verticaal alignement

C. Verticaal Alignement	Wegcategorie	Zichtafstand
	Hoogteverschil	Hellingspercentage
	Huidige en toekomstige diepte en breedte van de te kruisen vaarweg	Aansluitende wegen, toerit, overgangsgedeelte, gesloten deel
	Waterkering	Rechtstard
	Kunstwerken voor en achter onderdoorgang / aansluitende wegen	Bolle boog Holle boog
	Verkeerssamenstelling	Dijkhoogte Dwangpunten

Tabel 4-1, Eisen ten aanzien van Lengte- en Dwarsprofiel Auto- en niet-Auto's-erweg

Begrip	Essenties	Opmerkingen
Rijstrookbreedte	Ontwerpsnelheid: 100 km/h $\geq$ 0,45 m 80 km/h $\geq$ 0,45 m 60 km/h $\geq$ 0,20 m	Gemeten tussen deelstrepen resp. kant-deelstreep
Inhaalstrookbreedte	Gelijk aan rijstrookbreedte	Inhaalstroken zullen hoofdzakelijk door personenauto's worden bereden
Kruipstrookbreedte	Gelijk aan rijstrookbreedte	Kruipstroken zullen hoofdzakelijk door vrachtauto's worden bereden
Kantstrookbreedte	Ontwerpsnelheid 100 km/h $\geq$ 0,45 m 80 km/h $\geq$ 0,45 m 60 km/h $\geq$ 0,20 m	

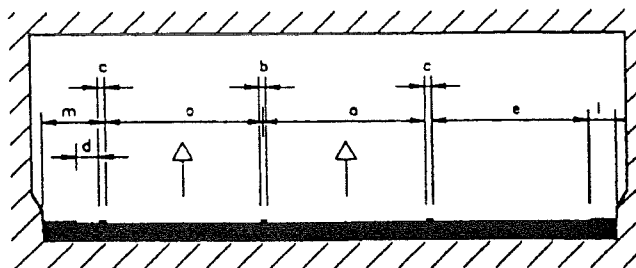
Tabel 4-2, Ontwerpsnelheden en Wegbreedte

### 4.3 Eisen ten aanzien van Lengte- en Dwarsprofiel, Trein, Tram en Metro

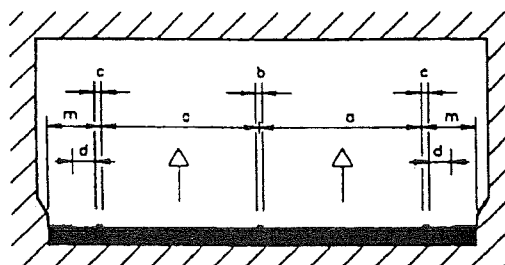
Vaststellen van	Afhankelijk van	Rekening houden met
A. Ontwerpcriteria	Totale baanontwerp Tracé Infrastructuur Constructie Type verkeer Aantal sporen, capaciteit Ondergrondse stations Perronafmetingen	Perronafstand Perronrichting Bovenbouw Onderbouw Geluicshinder Emplacementen Exploitatie Inrichting Ontwerprichtlijnen
B. Horizontaal alignement	Type trein en snelheid Tracéstudies	Relatie tussen horizontale boogstraal, verkanting en snelheid Verkantingstekort en -overschot Booglengte Overgangsboog en -helling Horizontale rechtstand Zichtcriterium
C. Verticaal Alignement	Hoogteverschil Type trein en snelheid	Hellingspromillage Toets zichtcriterium Rechtstand Afrondingsboog Combinatie horizontale bogen -afrondingsbogen

Tabel 4-3, Eisen ten aanzien van Lengte- en Dwarsprofiel Trein, Tram en Metro

Normaal-dwarsprofielen van hoofdrijbanen



2x2-strooks hoofdrijbaan in tunnels met vluchtstrook, met geleidebarrier in ondiepe tunnels

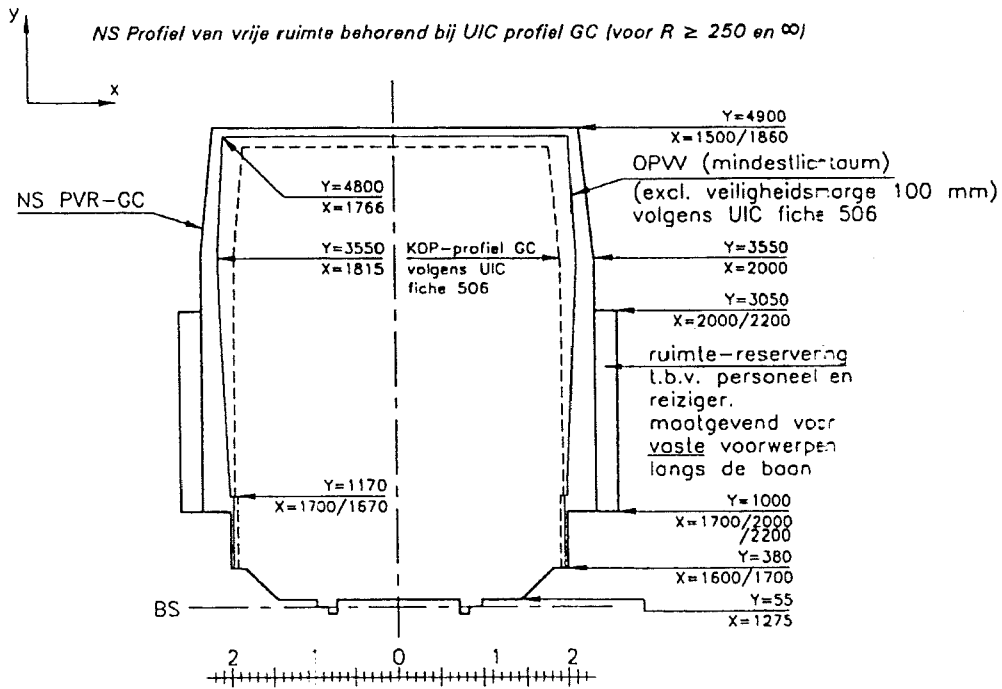
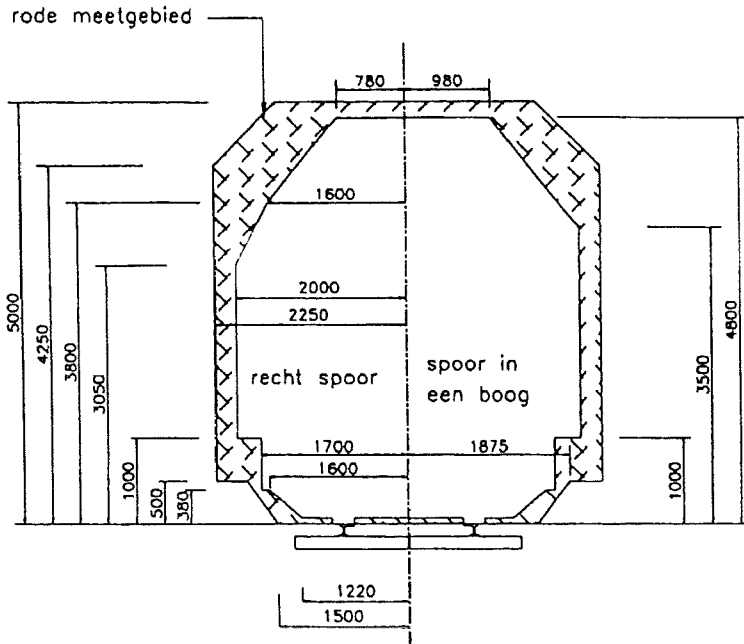


2x2-strooks hoofdrijbaan in tunnels zonder vluchtstrook, met geleidebarrier in diepe tunnels

	$v_0 = 120 \text{ km/h}$	$v_0 = 90 \text{ km/h}$
a. rijstrook	3,50 m	3,25 m
b. deelstreep	0,15 m	0,15 m
c. kantstreep	0,20 m	0,20 m
d. redresseerstrook		
2x2	1,10 m	0,30 m
2x3 / 2x4	0,60 m	0,30 m
e. vluchtstrook		
2x2	3,50 m	3,25 m
2x3 / 2x4	3,25 m	3,25 m
l. stilstandsmarge	0,50 m	0,50 m
m. objectafstandsmarge	1,50 m	1,00 m

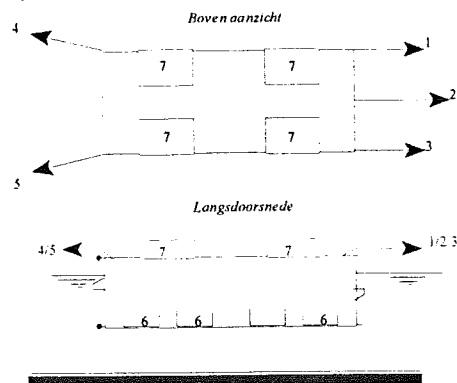
Tabel 4-4, Profiel van vrije Ruimte Autosnelwegen

Afmetingen profiel van vrije ruimte (pvr) en rode meetgebied (rmgb)

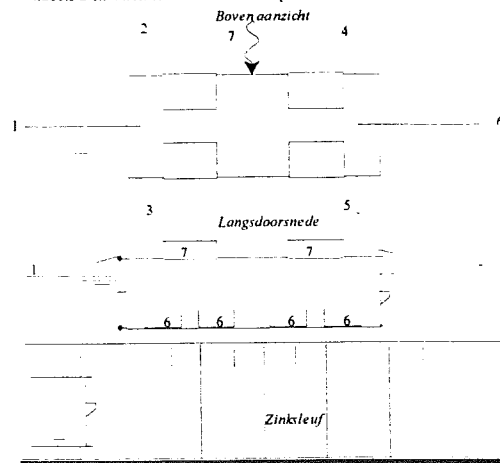


Figuur 4-1, Profiel van vrije Ruimte Trein en Tram

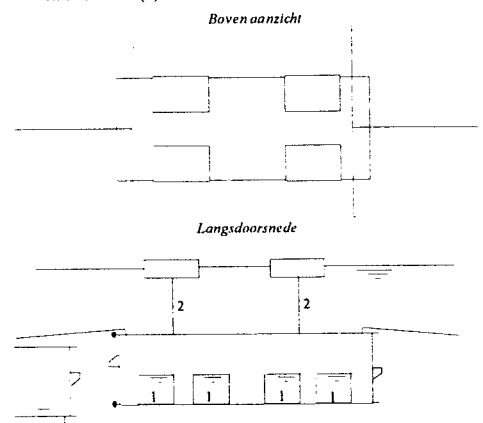
- Fase 1: Transport**
- sleepboten voor trekken (1-3) en manoeuvreren (4,5)
  - ballast-tanks (6) nagenoeg leeg
  - pontons (7) op dak



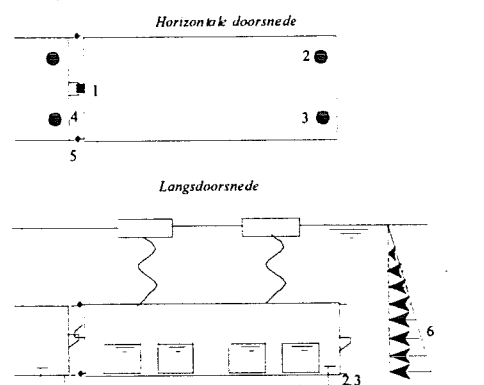
- Fase 2: Boven positie**
- verhangkabels (1 t/m 6) vast
  - kabels 2 en 4 nemen stroomkracht 7 op



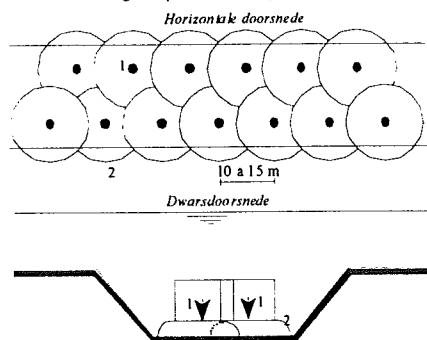
- Fase 3: Zinken**
- water in tanks (1)
  - verticale kabels (2) afvieren



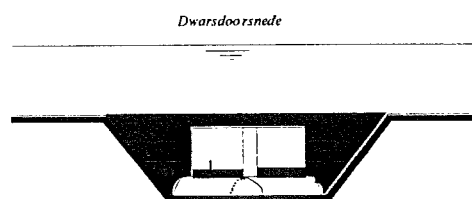
- Fase 4: Plaatsen en koppelen**
- plaatsen op tijdelijke steunpunten (1 t/m 3)
  - aantrekken tegen voorganger
  - leegpompen kamer 4, daardoor samendrukken Gina (5) door hydrostatische druk (6)



- Fase 5: Onderstromen door openingen in vloer (1) vorming zandpennekoeken (2)**



- Fase 6: Ballastbeton (1) en vullen sleuf (2)**



Figuur 4-2, Procedure Afzinken Tunnel

## 4.4 De Uitvoering

Bij het bouwen van een tunnel door middel van afzinken wordt het gesloten gedeelte van de tunnel in elementen geprefabriceerd. Het prefabriceren van de elementen gebeurt meestal in een open bouwdok en soms op een andere plaats. Vervolgens worden de tunnelementen getransporteerd, op de definitieve locatie afgezonken en aan elkaar gekoppeld. Globaal kan met de aanleg van een afgezonken tunnel de volgende vier onderdelen worden onderscheiden:

1. bouw van de toeritten en het landhoofd;
2. bouw van het af te zinken tunnelgedeelte;
3. afzinken en aansluiten van de tunnelementen;
4. afbouwwerkzaamheden zoals wanden, wegmeubilering e.d.;
5. aanbrengen van de tunneltechnische installaties.

De toeritten en het overgangsgedeelte worden gebouwd in bouwputten. Dit onderdeel valt onder het college CTco5330 en CTco5331, "Bouwputten/1" en "Bouwputten/2". De tunneltechnische installaties vallen onder het huidige college CTwa5305. In meer detail wordt dit behandeld in hoofdstuk 5.

### 4.4.1 Bouwmethoden van de Tunnel.

Globaal kan met de aanleg van een afgezonken tunnel verdelen in drie onderdelen:

1. bouw elementen;
  - type;
  - werkmethode;
  - afzinkgereed maken.
2. bouwplaats:
  - locatie;
  - inrichting.

#### 4.4.1.1 *Bouw Tunnelementen*

De lengte van het af te zinken tunnelgedeelte wordt bepaald door:

- de rivierbreedte;
- de diepte ligging van de tunnel;
- de situatie van de oevers;
- de laagste waterstand van de rivier.

Het afgezonken tunnelgedeelte wordt verdeeld in een aantal tunnelementen. De lengte hiervan is afhankelijk van de volgende factoren:

- lengteprofiel van de tunnel;
- afmetingen van de beschikbare bouwplaats;
- beschikbare ruimte van het transportgeul;
- de afzinklocatie en scheepvaart;
- de stroomsnelheden in de transportgeul en afzinklocatie.

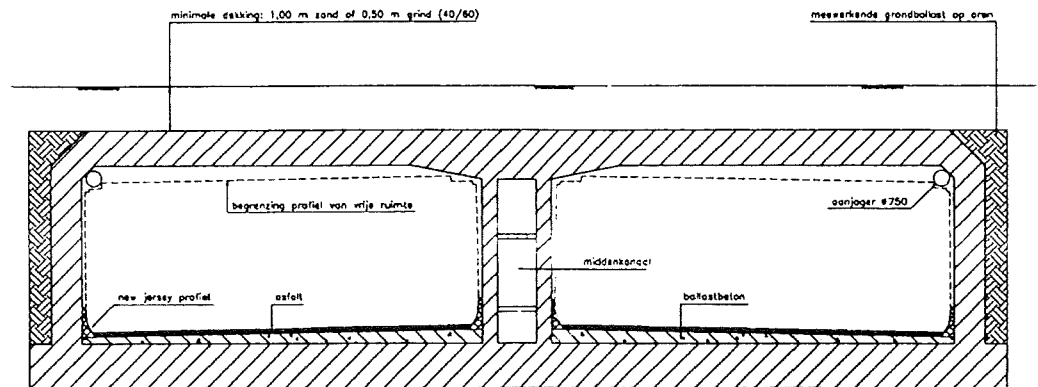
Nadat de lengte van de tunnelementen bekend is, worden de tunnelementen verdeeld in gelijke stortmoten, elk variërend van 18,0 tot 25,0 m. De voegen tussen de stortmoten worden dilatatievoegen genoemd.

Van de afgezonken tunnels kunnen de volgende typen worden onderscheiden:

- conventioneel betonnen tunnelementen;
- segmenten methode, al dan niet geprefabriceerd;
- staal-beton-staal (SBS) tunnel;
- stalen tunnelementen.



#### 4.4.1.2 Conventioneel betonnen Tunnelementen



Figuur 4-3, Dwarsdoorsnede betonnen Tunnelement

Voor de bouw van de tunnelementen gaat de voorkeur uit naar een bouwdok in de nabijheid van de tunnellocatie die ruim voldoende is om alle tunnelementen te kunnen maken. Op de bodem van het bouwdok wordt op de zandlaag een uitvullaag van grind aangebracht met daarop een bekistingplaat. De bovenkant van de uitvullaag wordt in het gewenste profiel afgewerkt. De uitvullaag zorgt ervoor dat het tunnelement bij opdrijven niet aan de bodem blijft "kleven". Op de bekistingplaat wordt eerst de tunnelvloer gestort. Bij de conventionele betonnen tunnelementen wordt na verharding van de vloer de wanden en het dak gestort. Daarbij zijn er twee mogelijkheden:

- alle wanden en het dak in één stort. Hierbij worden alleen de buitenwanden gekoeld;
- binnenwanden, tot aan het dak, worden voorgetrokken en daarna de buitenwanden en het dak in één stort. Afhankelijk van de afmetingen moet bekeken worden of het dak, aansluitend aan de binnenwanden, niet gekoeld moet worden. Voor het koelen van beton wordt verwezen naar hoofdstuk 4.5.

Om te voorkomen dat water in de tunnel lekt, worden de buitenwanden, vloer en dak van de tunnel voorzien van een rubber-metalen voegstrip. Aan de kopeinden van de tunnelementen worden voorzieningen getroffen om de tunnelementen in de definitieve fase waterdicht met elkaar te verbinden. De voorzieningen bestaan o.a. uit in te storten stalen omrandingen, bevestigingen voor de afdichtingsprofielen en voegspooningen met hierin opgenomen deuvels en ankerbussen voor het doorkoppelen van de voegwapening. De tunnelementen dienen na het afzinken nauwkeurig op elkaar aan te sluiten en het theoretisch lengteprofiel binnen kleine toleranties te volgen. Hiervoor worden als de tunnelementen nog in het bouwdok liggen, inlasplaten in de stalen omranding opgenomen. De inlasplaten worden na inmeten van de tunnelementen gesteld en vastgelast. De ruimte tussen de inlasplaat en omranding wordt geïnjecteerd. Maatafwijkingen in het lengteprofiel van het tunnelement en in de voegvlakken worden zodoende zo goed mogelijk gecorrigeerd. Eén voegvlak (het primaire eind) wordt voorzien van een tijdelijke afdichtingsprofiel; in het verleden bekend als de Gina-profiel. Het andere voegvlak (het secundair eind) is door middel van de inlasplaat glad afgewerkt zodat het tijdelijke afdichtingsprofiel bij afzinken, de zinkvoeg waterdicht zal afsluiten. Na afzinken wordt de zinkvoeg verder afgewerkt door:

- het aanbrengen van een permanente afdichtingsprofiel, het Omegaprofiel;
- het aanbrengen van deuvels en voegwapening;
- het aanstorten van de voeg in vloer, wanden en dak.

Voor het opdrijven, transporteren, afzinken en funderen van de tunnelementen worden een aantal tijdelijke voorzieningen aangebracht. De tijdelijke voorzieningen worden na het afzinken geheel of gedeeltelijk verwijderd. De voorzieningen zijn:

- Kopschotten  
Het tunnelement wordt aan de einden afgesloten met kopschotten, zodat een gesloten doosconstructie ontstaat, die zelfdrijvend is;
- Ballasttanks

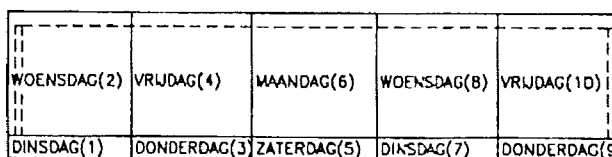
Ten behoeve van het tijdelijk ballasten van de tunnelementen in de opdrijf- en afzinkfase worden ballasttanks geplaatst.

- **Voorspanning**  
Ten behoeve van opdrijven, transport en afzinken van het tunnelement worden de stortmoten tegen elkaar voorgespannen. De voorspankanalen worden vlak voor het inunderen van het bouwdok geïnjecteerd. In hoofdstuk 4.5 zal de voorspanning nader worden besproken.
- **Voorspanning**  
De voorspanning wordt na het aanvullen van de zinksleuf ter plaatse van de dilatatievoegen doorgezaagd of doorboord. Ongelijke zettingen geven bij lange constructies grote spanningen. Door de voorspanning door te zagen krijgt de tunnel gelegenheid om een kettinglijn te vormen en zijn de spanningen beperkt.
- **Opleggingen**  
De tunnelementen worden bij het afzinken tijdelijk op een, in het algemeen, driepunt fundatie gelegd. Eén aan de primaire (Gina-)zijde en twee aan de secundaire zijde. De primaire oplegging bestaat uit een neusoplegging voorzien van een stalen vanginrichting en een kinoplegging aan het secundaire eind van het voorgaande tunnelement c.q. landhoofd. De kinoplegging wordt voorzien van een pen of kogel. De voorzieningen zorgen ervoor dat tijdens het afzinken de tunnelement zichzelf centreert. Aan de secundaire zijde wordt het element op hydraulisch bediende stempelpennen opgelegd. De pennen worden op een afstand van 25,0 à 30,0 m van het secundaire eind, afhankelijk van de optimalisatie, geplaatst via waterdichte doorvoeren in de vloer. Naderhand worden de hydraulische vijzels verwijderd, de pennen afgebrand en de doorvoeren waterdicht afgelast.
- **Onderstroomvoorzieningen:**  
De tunnelementen worden gefundeerd op zand die vanuit de zijanten van de elementen wordt gespoten, het "onderspoelen" genoemd, of via doorvoeringen vanuit de zijkant van de elementen onder de vloer geïnjecteerd, het "onderstromen" genoemd.
- **Toegangsopening**  
In het dak van een tunnelement wordt een afsluitbare opening gemaakt met aansluitmogelijkheid voor een toegangsschacht. De schacht wordt nadat de tunnelement is afgezonken en geballast, verwijderd. De opening wordt waterdicht afgelast en daarop onderwaterbeton gestort.
- **Bolders**  
Ten behoeve van het vastmaken van sleep- en verhaaldraden bij het transporteren, afzinken en positioneren van de tunnelementen. Na het afzinken worden de bolders verwijderd.
- **Hijzogen**  
De hijzogen worden aangebracht om de tunnelement vanuit de pontons of een drijvende bok te kunnen laten zakken. Net zoals de bolders worden ook de hijzogen na het afzinken verwijderd.

#### 4.4.1.3 Segmenten Methode

De segmenttunnel bevindt zich thans in de studie- en voorontwerpfase. In de voorontwerpfase voor de bouw van de Langzaamverkeertunnel Heienoord is destijds opdracht gegeven tot het doen van een studie en het maken van een ontwerp voor een segmenttunnel. Uit deze studie is een voorkeur gebleken voor een bouwmethode welke sterk lijkt op een conventioneel afgezonken tunnel, n.l. het maken van korte tunnelementen uit "samengestelde prismatische segmenten" van gewapend beton. Hierbij is als uitgangspunt genomen dat de voorzieningen voor transport en afzinken zoveel mogelijk uitwendig worden aangebracht. Als uitgangspunt van de volgende beschrijving, wordt de beschrijving van paragraaf 4.4.1.1 aangehouden vanwege de vele overeenkomsten tussen beide methoden. Alleen de verschillen worden kort toegelicht.

## Betonbouw



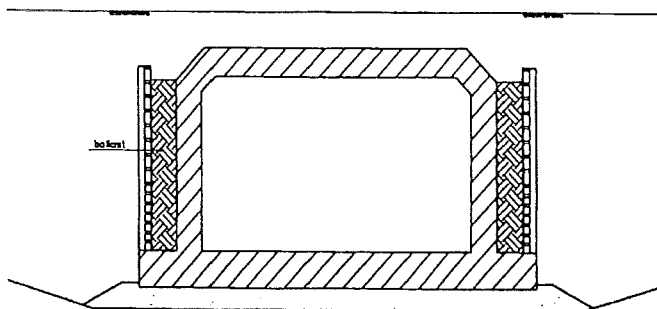
Stortvolgorde segmenten in tunnelement

Figuur 4-4, Stortvolgorde Segmenten

De tunnelementen worden gebouwd volgens een "industriële proces" met een groot repetitie aspect. Elk element bestaat uit 5 segmenten van 6 meter. De voegen tussen de segmenten worden uitgevoerd als verticale stortvoegen met doorgaande wapening. De segmenten van één element worden kort achter elkaar gestort waardoor de onderlinge vervorming t.g.v. verhardingskrimp beperkt wordt. Hierdoor kan in bepaalde gevallen koeling van het beton achterwege gelaten worden.

### Voegvlakken

Omdat het aantal zinkvoegen tussen de elementen erg groot is t.o.v. de conventionele afgezonken tunnel wordt een vereenvoudigde en goedkoper uit te voeren zinkvoeg toegepast. De stalen omrandingen, bestaande uit een U-profiel, worden uitgevoerd zonder de naderhand in te lassen kopplaten. Aan het primaire eind wordt het Gina-profiel van fabriekswege op het U-profiel geïmprimeerd. Na het afzinken worden de zinkvoegen aan de binnenzijde voorzien van een permanente afdichting d.m.v. Omega-profielen. De afdichtingsprofielen worden afgedekt met een hittewerende bekleding. Hierbij kan ook als nadeel van deze methode worden opgemerkt, dat het grote aantal zink-, segmentvoegen een grotere kans geeft op lekkages



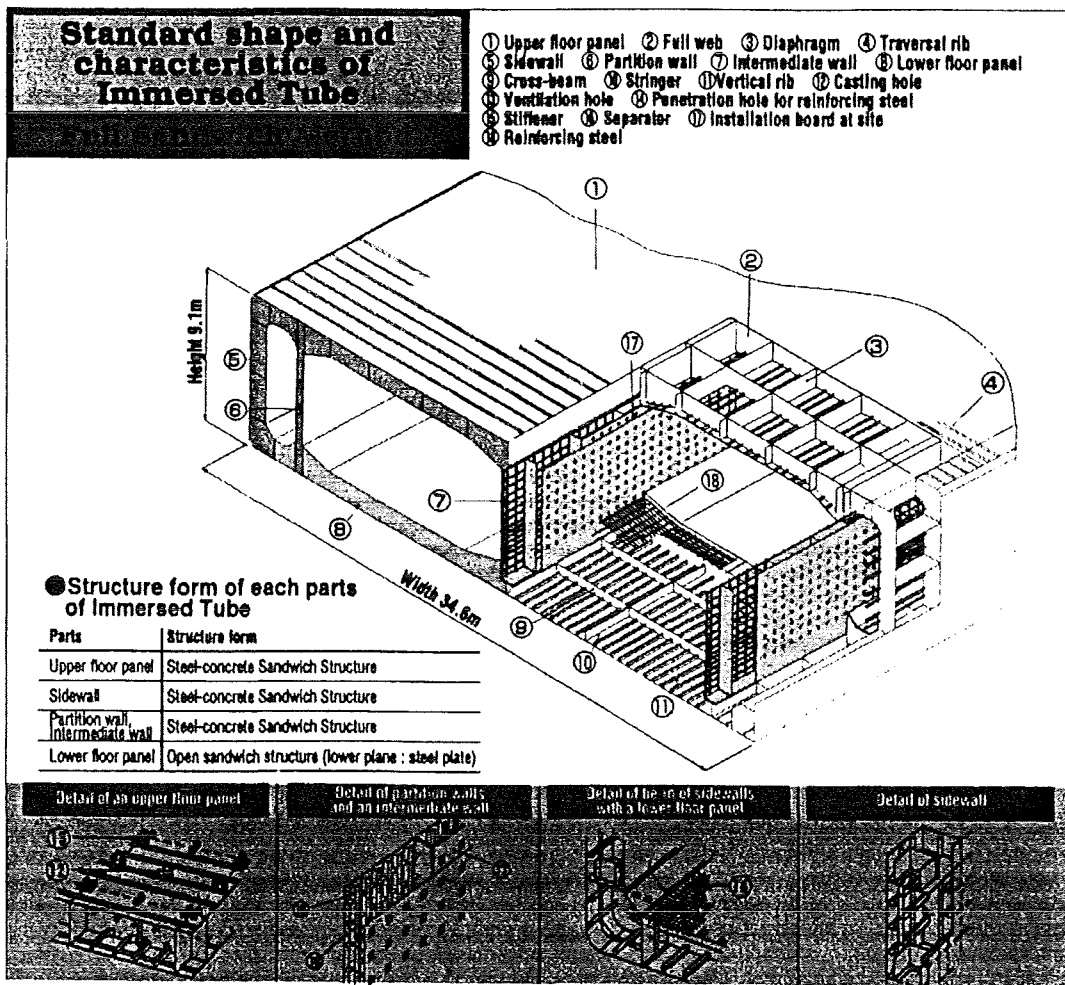
Figuur 4-5, Ballastkisten

### Tijdelijke Voorzieningen

De elementen worden afgesloten met kopschotten. Aan de kopschotten zijn trekogen bevestigd t.b.v. transporten afmeren van de elementen. Ook de zoek- vangconstructie voor het positioneren van het element is in het kopschot opgenomen. De deuren in de kopschotten aan de secundaire zijde worden voorzien van een aansluitmogelijkheid voor een toegangsschacht, waardoor de toegangsschacht op het element komt te vervallen. I.p.v. ballasttanks worden uitwendig ballastkisten aangebracht aan de langs zijden op de "oren". Deze worden tijdens het afzinken gevuld met grind. Toepassing van deze methode, als:

- hinder van scheepvaart beperkt moet blijven;
- een (groot) bouwdok niet aanwezig is;
- andere bouwmethoden niet toepasbaar zijn;
- de tunnelbreedte klein is.

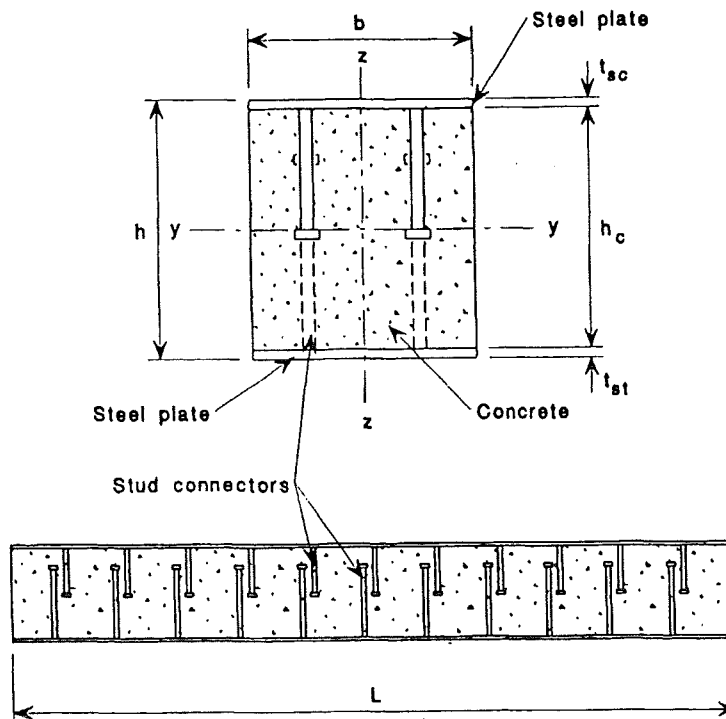
#### 4.4.1.4 Staal-beton-staal (SBS) Tunnel



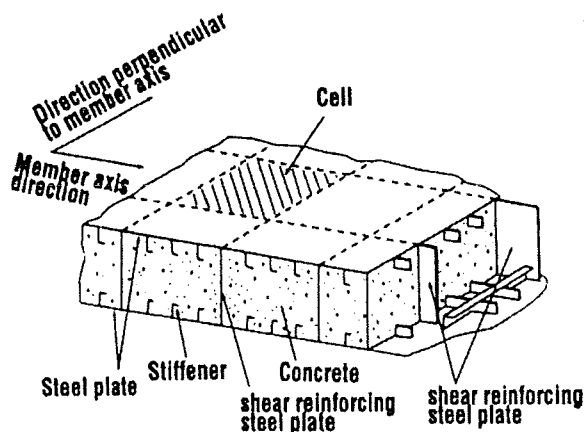
Figuur 4-6, Structuur SBS-tunnelement

De Staal-Beton-Staal (SBS) tunnel bevindt zich in Nederland in studie en voorontwerp fase. Onderzoek is gedaan om de 2<sup>o</sup> Coentunnel op deze wijze uit te voeren. In Japan, de Minatojima tunnel in Kobe, is de tunnel op deze wijze uitgevoerd. De engelse benaming van dergelijke soort tunnel is Steel-Concrete-Steel (SCS) tunnel.

De dwarsdoorsnede van de tunnel is gelijk als die van de conventionele methode. Het verschil ligt in de structuur. Als de structuur van de conventionele tunnel wordt uitgevoerd in gewapend beton, bestaat de structuur van de SBS tunnel uit een sandwich constructie (zie Figuur 4-7), opgebouwd uit stalen platen met beton daartussen. De verbinding tussen beton en staal worden verzorgd door stifdeuvels die van tevoren aan beide platen zijn gelast (zie Figuur 4-8). In plaats van deuvels kunnen ook doorlopende stiften worden gebruikt.



Figuur 4-7, Staal-Beton-Staal sandwich element



Figuur 4-8, Verbinding tussen staal en beton

#### Bouw Tunnelementen

In Japan worden de platen verstijfd door stalen hoekprofielen aan te lassen en om de 3,0 m stalen schotten te plaatsen die als dwarskracht wapening dienst doen. Hierdoor ontstaan compartimenten van 3,0 x 3,0 m. De compartimenten worden in een fabriek klaargemaakt en naar het bouwdok getransporteerd. In het bouwdok worden vloer-, wand- en dakcompartimenten elk samengesteld tot mootlengten van 9,0 m. Daarna worden de vloer-, wand-, en dakmooten elk aan het voorgaande gelast tot tunnallengten van ca. 90,0 m. Na gereedkomen van een tunnelement worden de cellen gevuld met zeer vloeibaar beton.

#### Voordelen

Als voordelen van deze bouwwijze kunnen worden genoemd:

- De tunnelementen kunnen fabrieksmatig en snel worden geproduceerd.
- De tunnelementen kunnen heel hoog worden opgedreven waardoor kan worden volstaan met een bouwdok van gering diepgang. De compartimenten kunnen drijvend met vloeibaar beton worden gevuld nadat de tunnelementen naar diep water zijn gesleept.
- Er is geen bekisting nodig.
- De tunnel heeft een goede waterdichting.

## Nadelen

Als nadelen van deze bouwwijze kunnen worden genoemd:

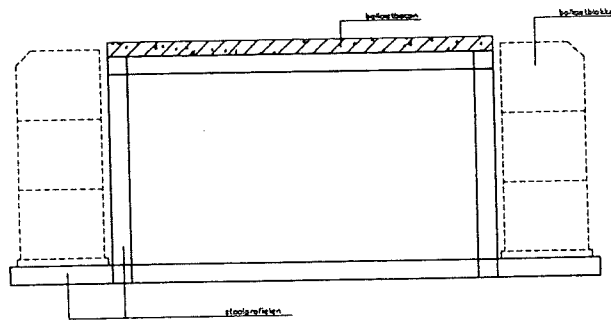
Het gebruik van staal en het vele laswerk maakt de SBS tunnel zeer duur. Ook in Japan blijkt de tunnel duurder te zijn dan het conventionele. Men heeft uiteindelijk uitgevoerd als een experiment.

De tunnel, vooral een spoortunnel, moet kathodisch worden beschermd.

Het aanbrengen van de brandbescherming op de staalplaat is moeilijker dan bij de conventionele tunnel. Tijdens de bouwfase moet rekening worden gehouden met temperatuurbelasting die de aanhechting van beton op de stalen platen kan verstoren

### 4.4.1.5 Stalen Tunnel

Het bouwen van een stalen tunnel bevindt zich thans in het stadium van studie en voorontwerp. Een voordeel van een stalen tunnel is het lage eigengewicht van de constructie en dus de geringe diepgang van drijvende tunnelelementen. Ook is het mogelijk de tunnelelementen in relatief ondiep water af te zinken zodat het mogelijk is om de afritelementen te prefabriceren en af te zinken. Een ander voordeel van een stalen tunnel is de korte bouwtijd van de tunnelelementen omdat deze in een fabriek kunnen worden geprefabriceerd. Stalen tunnels lekken minder. Door te grote trekspanningen scheurt beton en kan water naar binnen lekken. Staal daarentegen vloeit en blijft waterdicht.



Principe doorsnede stalen tunnel

Figuur 4-9, Dwarsdoorsnede stalen Tunnel

### Bouw Tunnelementen

Elk element bestaat uit een aantal segmenten van ca. 70 meter lang. Elk segment is samengesteld uit drie geprefabriceerde secties. De hoofdconstructie van een sectie bestaat voornamelijk uit stalen H-profielen. De profielen worden met flenzen aan elkaar gelast tot stalen panelen ter lengte van één sectie. Op deze wijze ontstaan vloer-, wand- en dakpanelen. Deze worden aan elkaar gelast tot één tunnelsectie. Het koppelen van de segmenten tot één tunnelement geschiedt in het water. Eén voor één worden de segmenten van een afzinkbaar ponton te water gelaten. Door het lage eigen gewicht zal het tunnelsegment weinig diepgang hebben vergeleken met een betonnen element. Vooraf worden aan de uiteinden van de segmenten, over het gedeelte wat onder water steekt, tijdelijke kopschotten, afdichtingen en voorzieningen voor het waterdicht koppelen aangebracht. Drijvend op het water worden de segmenten gekoppeld en gelast tot een element. Tijdens het fabricageproces van de segmenten zijn al zo veel mogelijk voorzieningen voor transport en afzinken aangebracht. Ook worden voor zo ver mogelijk alle leidingen voor onderspoelen en de tunneltechnische installaties aangebracht. De specifieke samenstellingsmethode van de tunnelementen vereist een fabrieksterrein aan het water.

Als de tunnelementen gereed zijn, worden ze getrimd door het aanbrengen van ballast. Bij de elementen welk diep worden afgezonken bestaat de ballast uit een laag beton op het dak van het element en het plaatsen van betonblokken op de vloeruitkragingen. De minder diep afgezonken elementen worden voorzien van een laag beton en de holle ruimten in de staalconstructie worden gevuld met water.

### **Transport en Afzinken**

Transport van de tunnelementen geschiedt net als bij de betonnen elementen met sleepboten. Met behulp van een drijvende bok worden de elementen afgezonken. Het koppelen van de elementen geschiedt in de eerste instantie met trekvijsels en een zoekersysteem. Een Gina-profiel rondom het element zorgt voor de eerste afdichting. Nadat de eerste koppeling tot stand is gekomen, worden rondom het element aangebrachte schroefspindels uitgeklast en aangedraaid. Na uitrichten wordt van binnenuit de voegopening tussen de elementen dichtgelast. Voor het overige komt het afzinken overeen met het afzinken van een betonnen element. Na afzinken en onderspoelen, wordt bij de diep afgezonken elementen het ballastwater in de tanks vervangen door ballastwater in de tunnelwanden. Bij de minder diep liggende elementen wordt het ballastwater in de tanks vervangen door betonblokken op de vloeruitkragingen. De afritelementen worden geballast door het aanbrengen van grond op de vloeruitkragingen

### **Onderstromen / Fundering**

Omdat de tunnelementen niet toegankelijk zijn tijdens de afzinkfase geschiedt het onderstromen via in de wanden aangebrachte aansluitpunten. Door de flexibiliteit van de stalen constructie is te tunnel veel minder gevoelig voor lokale zettingsverschillen in de ondergrond.

### **Opmerkingen**

- Een punt dat de aandacht verdient, is de corrosiebescherming en met name de niet meer te inspecteren buitenzijde van de tunnel. Hiervoor zijn verschillende mogelijkheden. Men zou zowel aan de binnen- als buitenzijde een beschermende coating kunnen aanbrengen. Eventueel kan men ook een kathodische bescherming toepassen of een combinatie van beide.
- De bouwkosten van stalen tunnelementen is een stuk hoger dan die van betonnen elementen. Toepassing dus alleen als een tunnel op een andere wijze niet te bouwen is.

#### **4.4.2 De bouwplaats**

Het dok hoeft niet in de onmiddellijke nabijheid van het tunneltracé te liggen, echter het dient zo gesitueerd te worden dat zich tussen het dok en de sleuf waterwegen van voldoende diepte en breedte bevinden voor het transport van de elementen.

Het dok kan op vele manieren worden gemaakt: tussen verticale damwanden, tussen taluds, met of zonder bemaling etc. Indien geen bezwaren tegen taluds bestaan als ruimtebeslag en grondwaterstandsverlaging, zal dit vaak de goedkoopste wijze van een bouwkuip zijn.

De bodem van de kuip moet dusdanig diep liggen, dat de elementen het dok uitgesleept kunnen worden, wanneer dit na voltooiing van de elementen met water wordt gevuld. Enige speling is hierbij noodzakelijk, onder meer met het oog op de manoeuvreerbaarheid en eventuele aanslibbing. Deze speling kunnen we op 0,5 m stellen. Dit komt erop neer dat de bodem van het dok (en de waterweg) zich beneden het niveau van de waterspiegel en de diepgang van het element, vermeerderd met 0,5 m bevindt. Meestal zal men er naar streven om het vrijboord van het element zo gering mogelijk te houden (hoe groter het vrijboord, hoe meer ballast nodig bij het afzinken). Het vrijboord wordt meestal in de orde van grootte van 0,10 m gehouden. Dit komt erop neer dat de diepgang van het element ongeveer gelijk is aan de hoogte van het element. Het is van groot belang te controleren of de grondslag onder de bodem voldoende draagkrachtig is het element tijdens de constructie fase te dragen. Kan de grond de belasting niet afdragen, dan moet een grondverbetering overwogen worden. Vaak wordt onder een element een grindbed van 0,30 m aangebracht. Dit grindbed dient te voorkomen dat het element tijdens het vollopen van het dok niet aan de grond blijft kleven. De elementen hebben immers een gering opdrijvend vermogen, waardoor indien de stijghoogten onder het element achter blijven bij de vrije waterspiegel in het dok (bijvoorbeeld een tijdsituatie), nare situaties kunnen ontstaan.

In een tijgebied moet er vervolgens ook voor worden opgepast worden, dat de waterstand tijdens het wegslepen van het element voldoende diep is. In het riviergebied waar geen getij heerst zijn de lage waterstanden en de frequentie daarvan heel belangrijk. Er moet voldoende tijd beschikbaar zijn om tijdens een bepaalde waterstand het element weg te slepen. Hoe dichter men deze stand bij hoogwater kiest, hoe korter de beschikbare tijd is. Zou men voor deze stand hoogwater bij springtij kiezen, dan wordt het uitslepen alleen gedurende een aantal etmalen in de 14 dagen mogelijk. Het is dus verstandig om van normaal of doodtij uit te gaan. Men dient zich dus reeds tijdens het ontwerp van het dok te realiseren hoeveel tijd de wegsleeprocedure zal vergen. Het is verstandig deze niet te krap te stellen, want kleine tegenslagen kunnen vertraging betekenen en daardoor ernstige gevolgen hebben, zoals het aan de grondlopen van het element tijdens het verslepen, waardoor het door onaanvaardbare momenten in het element kan bezwijken. Voor het vaststellen van de horizontale afmetingen dient de ontwerper meerdere mogelijkheden te onderzoeken. Het dok kan zo groot worden gekozen, dat alle elementen in één maal gebouwd kunnen worden of kleiner, waarbij het meerdere malen gebruikt wordt voor alle elementen van één tunnel. Bij de laatste opzet zal de bouwtijd wel langer worden. Na de voltooiing van de eerste serie elementen moet het dok met water gevuld worden, de scheiding met de rivier worden verwijderd, de elementen worden uitgesleept, de scheiding opnieuw worden aangebracht en het dok worden leeggepompt, voor dat met de productie van de volgende serie kan worden begonnen. De extra tijd moet in kosten omgezet worden en vergeleken met de meerkosten van een groter bouwdok. Aanslibbing van de zinksleuf tijdens de productie van een tweede serie elementen zou een rol kunnen spelen in de afweging tussen een groter of een kleiner bouwdok.

Voor de scheiding tussen het dok en de waterweg bestaan verschillende mogelijkheden: een gronddam of een dokdeur. Deze laatste oplossing is mogelijk aantrekkelijk, indien de elementen voor één tunnel in opeenvolgende series worden gebouwd, of als het dok voor meerdere na elkaar te bouwen tunnels kan worden gebruikt. Het telkens verwijderen en aanbrengen van de dam moet worden vergeleken met de éénmalige investeringskosten voor de dokdeur, exploitatie- en onderhoud.

De volgende bouwdokvarianten worden nader bekeken:

1. bouwdok met bemaling;
2. bouwdok met folieconstructie;
3. scheeps/toeridok en het afzinken van elementen.
4. fabrieksmatig produceren van tunnelementen

Vanwege de beperkingen opgelegd aan het bemalen van grondwater zal men vaak een alternatieve manier voor het maken van het dok moeten toepassen. Zoals het bouwen met folieconstructie of het gebruik van een scheepsdok.

#### 4.4.2.1 *Bouwdok met Bemaling*

##### **Inrichting Bouwdok**

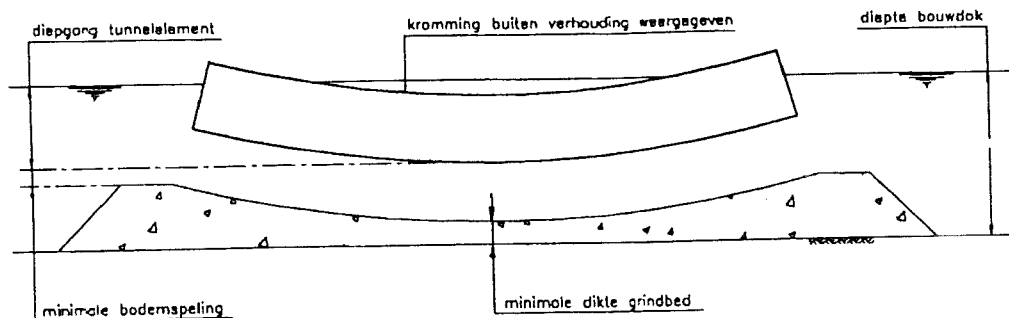
Het bouwdok is te vergelijken met een normale bouwput, voorzien van een bemalingssysteem. De plaats van het dok wordt bij voorkeur gekozen in de nabijheid van de tunnellocatie op één van de oevers van de te ondertunnellen waterweg. De oppervlaktewidthten worden bepaald door de lengte en breedte van de tunnelementen en de benodigde werkruimte rond de elementen.

De diepte van het bouwdok is afhankelijk van het waterpeil in de aangrenzende waterweg, waarbij dient rekening te worden gehouden met:

- het getij en benodigde tijd voor het opdrijven en weghalen van het tunnelement;
- diepgang hoogste c.q. meest gebogen tunnelement;
- dikte uitvullaag onder het element;
- vereiste bodemspeling.

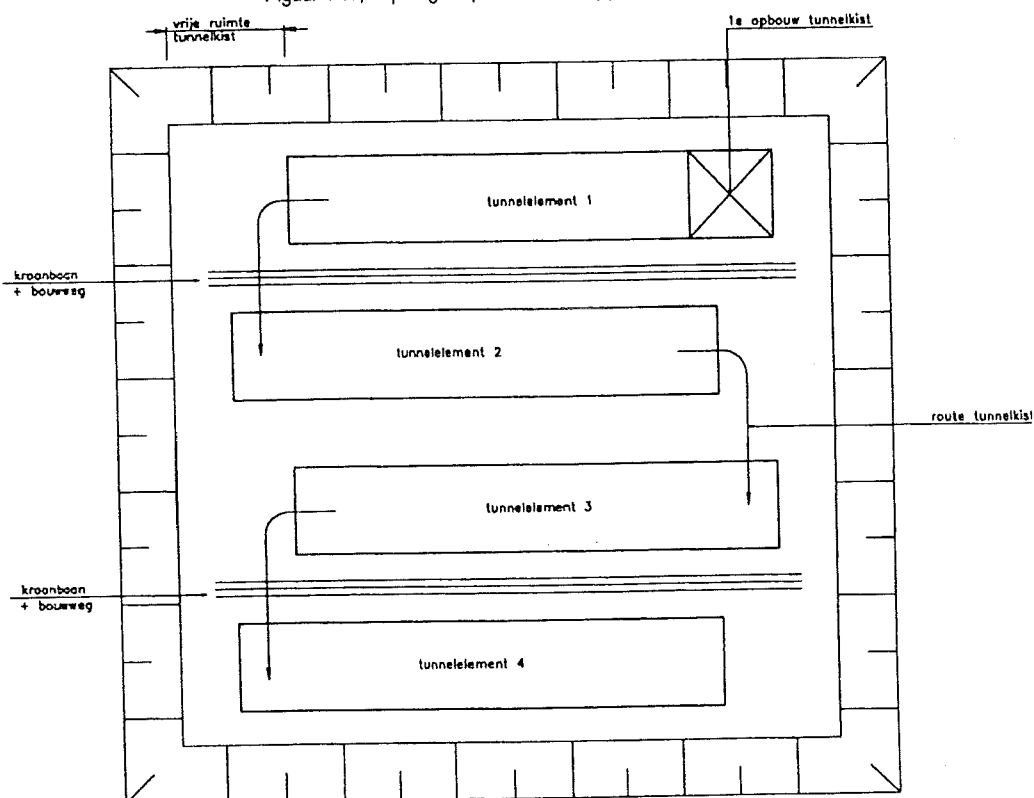
De ligging van de elementen in het bouwdok, de plaats van de bouwdokopening en eventuele afbouwsteiger is gebaseerd op de gewenste volgorde van afzinken.





Bepaling diepte bouwdok bij gekromd element

Figuur 4-10, Bepaling Diepte Bouwdok bij gekromd Element



Principe indeling bouwdok

Figuur 4-11, Bouwdok met Bemaling

### Fasering

Als alle tunnelementen gebouwd zijn en de benodigde hulpconstructies voor het verhalen van het element zijn aangebracht kan worden begonnen met het opdrijven, uitvaren en transportereren van de tunnelementen. De volgende fasen worden hierbij doorlopen:

1. *Inunderen door openen bouwdok;*  
Eerst worden de ballasttanks in alle tunnelementen gevuld met water. Hierdoor worden de tunnelementen op de bodem van het bouwdok gehouden als het bouwdok met water wordt gevuld. Tijdens het inunderen zorg dragen dat de bemaling nog steeds in bedrijf is om instabiliteit van de taluds te voorkomen. Nadat het bouwdok volgepompt is wordt een doorvaart tussen bouwdok en vaarwater gebaggerd.
2. *Opdrijven / trimmen tunnelement;*  
De tunnelementen worden vanaf deze fase één voor één verwerkt. De volgorde wordt bepaald door de gewenste volgorde van afzinken. Door het leegpompen van de ballasttanks gaat het tunnelement op een gecontroleerde manier drijven. Na het opdrijven wordt het element verhaald en afgemeerd aan

de afbouwsteiger, waar het element wordt getrimd. D.w.z. op het dak en/of in het tunnelement wordt juist voldoende vaste ballast, grind of beton, aangebracht zodat het tunnelement gelijkmatig en met het gewenste vrijboord in het water drijft.

3. *Transportgereed maken;*

Afhankelijk van de methode van afzinken wordt het element voorzien van de overige hulpmiddelen t.b.v. het transporteren en het afzinken van het tunnelement. Deze hulpmiddelen zijn o.a. bolders, afzinkpontons, hijsogen en een toegangsschacht. Ook worden voorzieningen aangebracht voor de positiebepaling van het tunnelement onder water.

4. *Sluiten bouwdok;*

Fase 2 en 3 worden een aantal keer herhaald totdat alle elementen uit het bouwdok zijn verwijderd. Hierna wordt de opening in het bouwdok weer afgesloten en de talusbekleding hersteld. Als het bouwdok korte tijd daarna weer wordt gebruikt, dan zal het noodzakelijk zijn om in de met geroerde grond afgesloten bouwdokopening een damwand te plaatsen. Dit is nodig om het waterbezwaar via dit gedeelte van het bouwdok te beperken.

Bij de toepassing van deze methode moet nog gelet worden, dat:

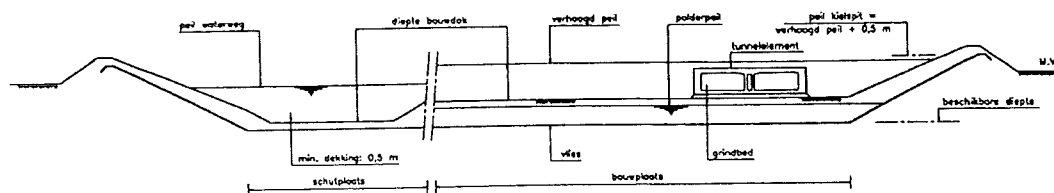
- bemaling is toegestaan;
- de route tussen bouwdok en tunnellocatie bevaarbaar is voor de elementen
- de bodem van het bouwdok draagkrachtig genoeg is om de bovenbelasting ten gevolge van de elementen te kunnen opnemen zonder grote zettingsverschillen.

#### 4.4.2.2 Bouwdok met Folieconstructie

Als bemaling niet is toegestaan kan een bouwdok worden aangelegd binnen een met behulp van een folieconstructie gecreëerde kunstmatige polder. Een bouwdok met folieconstructie kan op twee manieren worden uitgevoerd, als:

- hooggelegen bouwdok;  
Dit wordt toegepast bij bijvoorbeeld een bestaand bouwdok, dat niet dieper kan of mag worden ontgraven. De bestaande diepte is dan maatgevend voor de diepteligging van de folie, waardoor de gehele bouwdokconstructie hoger komt te liggen dan een bemalen bouwdok.
- laaggelegen bouwdok; in alle andere gevallen.

#### Hooggelegen Bouwdok



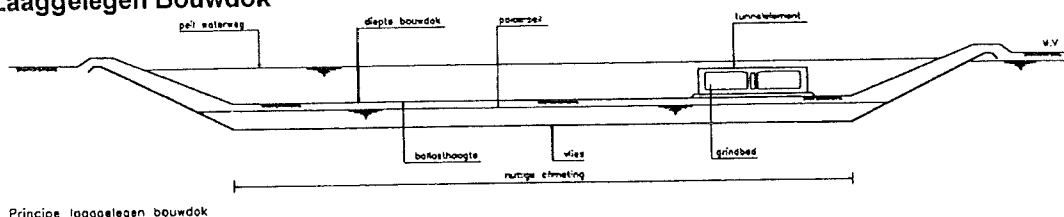
Principe hooggelegen bouwdok

Figuur 4-12, Hooggelegen Bouwdok

### Ontwerppunten

- de maximale diepteligging van de folie is een randvoorwaarde voor het overig ontwerp;
- de benodigde afmetingen worden op dezelfde wijze bepaald als bij het bouwdok met bemaling;
- om de elementen te kunnen uitvaren moeten ze geschut worden naar het niveau van de waterweg. Hiervoor is een vrije ruimte in het bouwdok nodig, de schutlocatie. De bodem van de schutlocatie dient op dezelfde diepte gebracht te worden en is dus niet beschikbaar als bouwlocatie voor de elementen;
- om de tunnelementen in het bouwdok te kunnen opdrijven is een waterstand nodig hoger dan het peil van de waterweg. Deze waterstand wordt bepaald door:
  - de diepteligging van de folie;
  - de voor evenwicht van de folie benodigde laagdikte van het ballastzand op de folie;
  - de som van diepgang van het tunnelement, bodemspeling en dikte van het grindbed;
- om deze waterstand te kunnen behalen worden rondom het bouwdok dijken aangelegd. De hoogte van deze dijken wordt bepaald door de waterhoogte in het bouwdok tijdens opdrijven van de elementen;
- indien de schutlocatie slechts ruimte biedt voor één element moet elk element afzonderlijk worden geschut en uitgevaren. Door de wisselende waterstanden in het bouwdok t.o.v. het peil in de waterweg zal de bouwdokopening moeten worden afgesloten met een deur die in korte tijd meerdere malen kan worden gebruikt.

### **Laaggelegen Bouwdok**



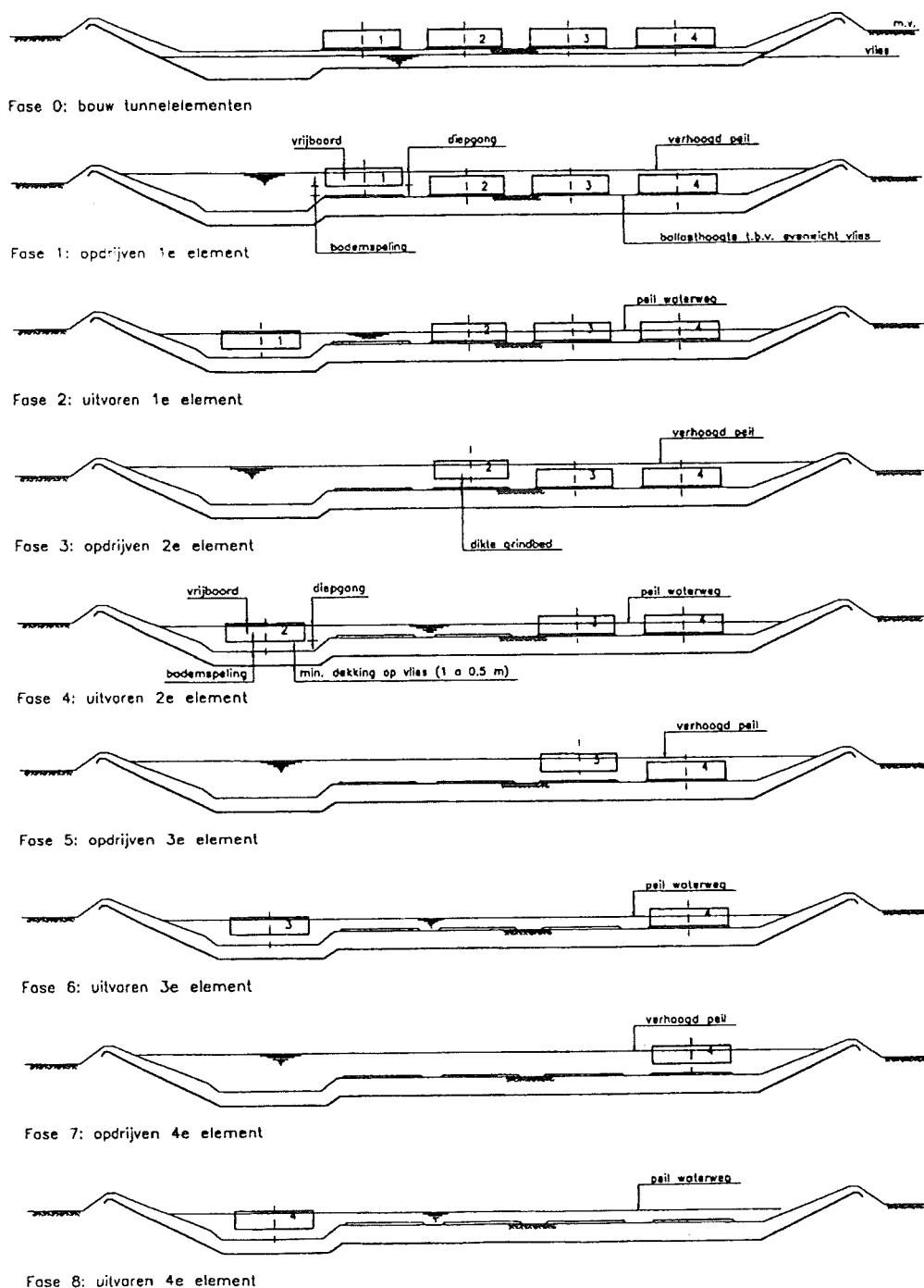
Figuur 4-13, Laaggelegen Bouwdok

### *Ontwerppunten*

- de benodigde afmetingen worden op dezelfde wijze bepaald als bij het bouwdok met bemaling;
- de diepteligging van de folie wordt bepaald door de som van diepgang van het tunnelement, bodemspeling en dikte van het grindbed en de benodigde ballastlaag op de folie bij een droog bouwdok;
- in de folieconstructie wordt bij de aanleg een eenvoudige deurconstructie opgenomen. Hierdoor hoeft de folie niet beschadigd te worden bij het openen van het dok en kan het dok nogmaals worden gebruikt;
- het uitvaren geschiedt op dezelfde wijze als bij een bouwdok met bemaling.

In Figuur 4-14 is de fasering bij een hooggelegen bouwdok te zien.

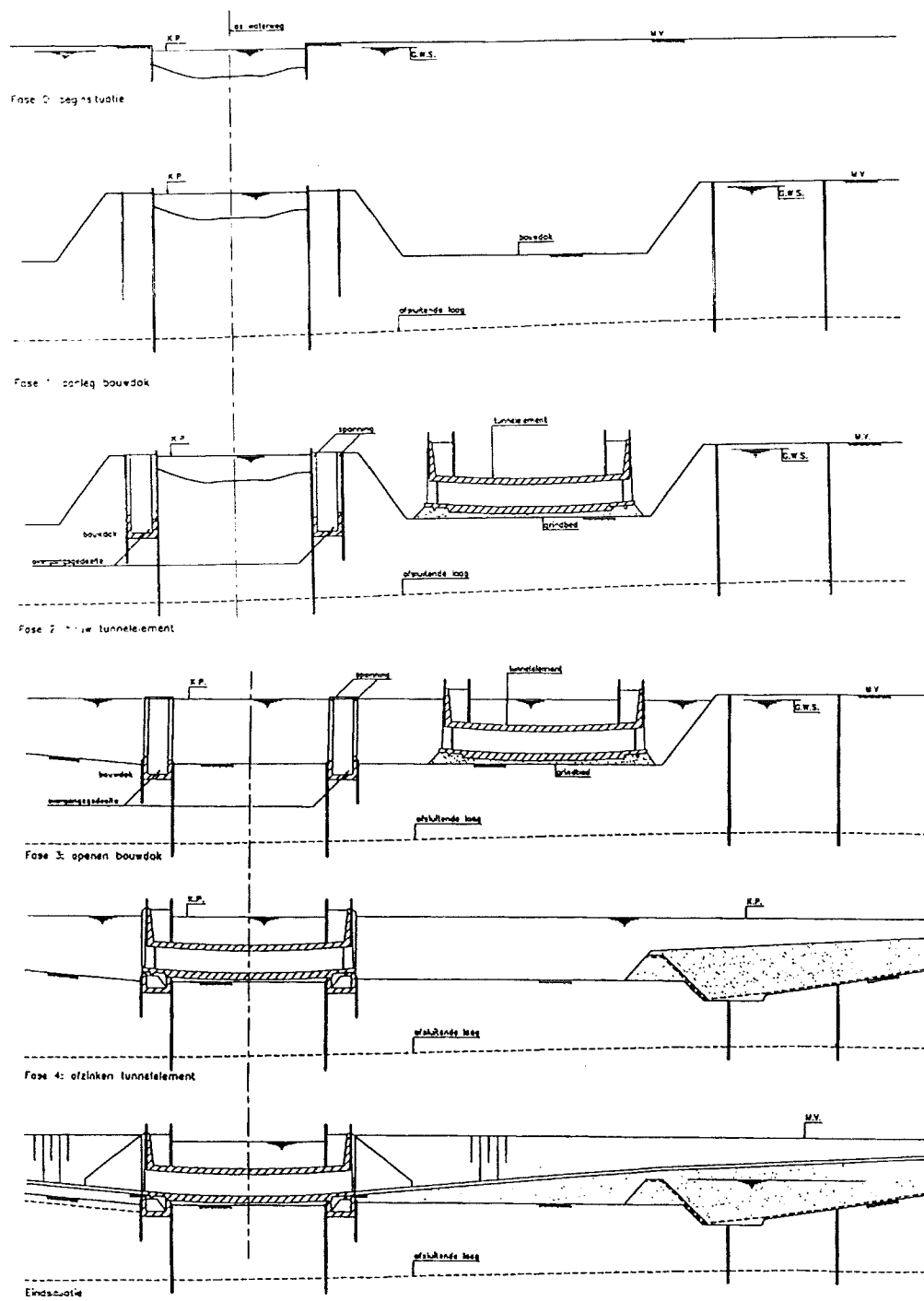
### Fasering bij hooggelegen bouwdok



Figuur 4-14, Fasering bij een hooggelegen Bouwdok

#### 4.4.2.3 Scheeps/Toeritdok

Met enige aanpassingen kan de bouwkuip of bouwput van de toerit of de afgebouwde toerit worden ingericht als tijdelijk bouwdok. In een dergelijk dok is meestal maar plaats voor het bouwen van één, relatief kort tunnelement tegelijk. De hierbij toegepaste fasering en werkwijze is ook mogelijk bij het gebruik van een scheepsdok. Er wordt vanuit gegaan dat de tunnelementen worden gebouwd in de bouwkuip (damwanden met een vloer van onderwaterbeton) van één van de toeritten. Er zijn meerdere elementen nodig en er kan er maar één tegelijk gebouwd worden. Toegepast wordt dit type constructie als gebruik van een "normaal" dok wegens ruimtegebrek niet mogelijk is of bij een voor de tunnelementen onbevaarbare waterweg.



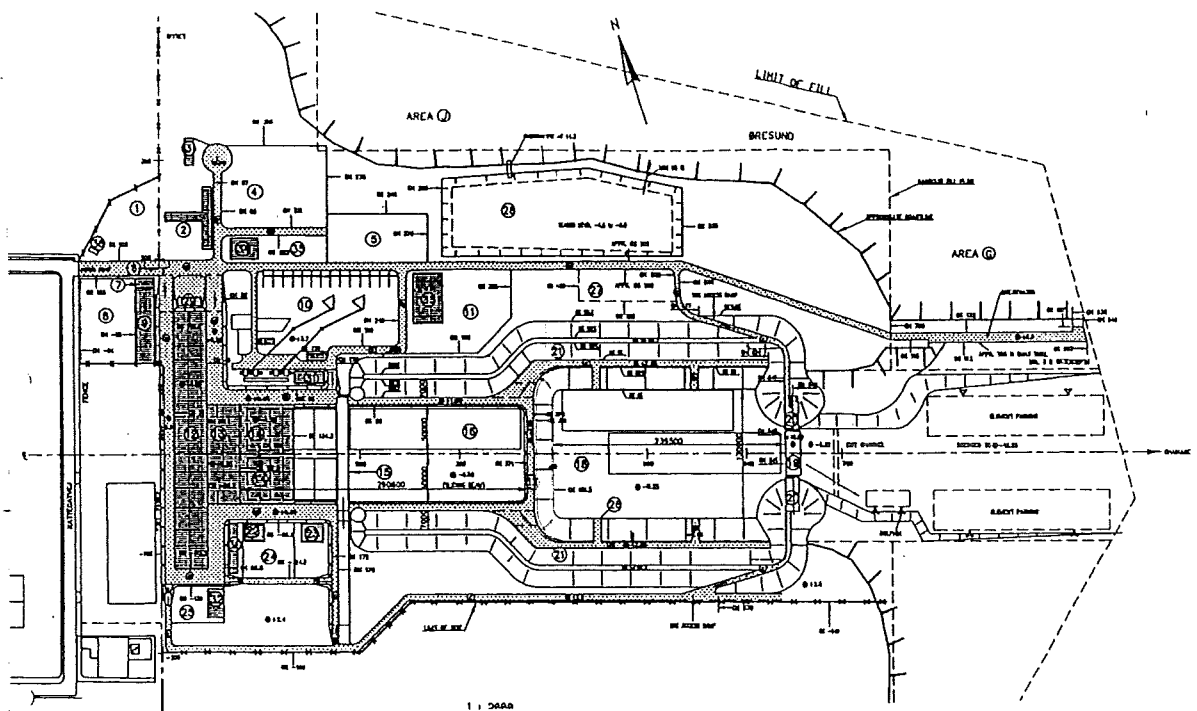
Figuur 4-15, Toerisdok

## Fasering

1. Aanleg bouwkuip / dok  
Op de gebruikelijke manier wordt de bouwkuip voor de toerit gebouwd (damwanden en palen heien, vloer van onderwaterbeton storten). De belangrijkste extra voorziening aan de bouwkuip is een deur aan de kop van de bouwput. De deur is zo uitgevoerd, dat deze in zijn geheel verwijderd kan worden m.b.v. een drijvende bok. Op de bodem van de bouwput wordt een uitvullaag aangebracht om uitstekende paalkoppen af te dekken en een horizontale werkvloer te verkrijgen. Hierop wordt een grindlaag aangebracht en in profiel afgewerkt zoals ook bij een normaal bouwdok gebruikelijk is.
2. Bouw tunnelement  
Op de uitvullaag wordt het eerste element gebouwd en voorzien van ballasttanks, kopschotten en benodigde transportvoorzieningen ten behoeve van het uitvaren tunnelement.
3. Inrunderen bouwdok
4. Opdrijven tunnelement
5. Openen dok / uitvaren tunnelement  
De dokdeur wordt m.b.v. een drijvende bok weggenomen. Door sleepboten wordt het tunnelement uitgevaren. Een lier op de oever houdt het achtereinde van het tunnelement onder controle. Vervolgens wordt het element afgemeerd aan de afbouwsteiger of direct afgezonken.
6. Sluiten en leegpompen dok:  
Als de dokdeur weer op zijn plaats aangebracht is kan het dok leeggepompt worden en de bouwcyclus weer bij fase 1 beginnen.

### 4.4.2.4 Fabrieksmatig produceren van tunnelementen

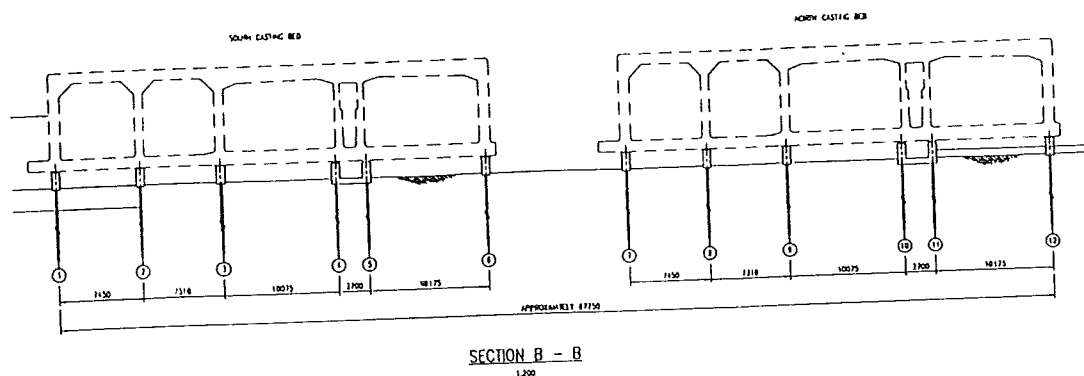
Een andere mogelijkheid om de tunnelementen te bouwen zonder dat er bemaling aan te pas komt, is het fabrieksmatig produceren op maaiveld. Deze methode is toegepast bij de bouw van de Øresundtunnel in Denemarken waar 20 tunnelementen met elk 8 stortmoten van 22,0 m zijn geproduceerd. Voor korte tunnels zoals wij in Nederland gewend zijn, zijn de investeringen voor een dergelijke fabriek veel te hoog. Een groot voordeel is dat het diepe gedeelte van het dok beperkt blijft en geen bemaling noodzakelijk is.



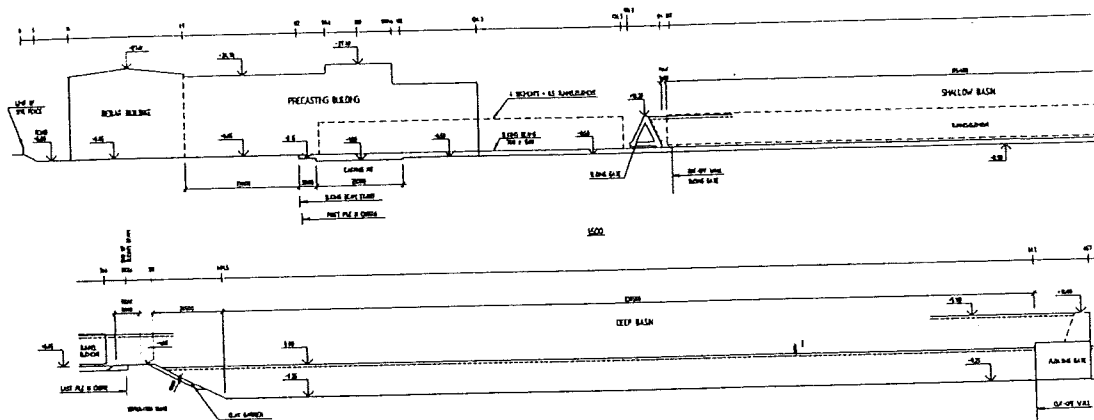
Figuur 4-16, Plattegrond elementenfabriek Øresundtunnel

### Fasering

In een fabriek op maaiveld worden onderheide geleidebalken gemaakt voor de ondersteuning en het uit de fabriek persen van de tunnelementen. De tunnelementen worden moot per moot in de fabriek gestort. Na gereed komen van een stort wordt de moot naar buiten geduwd zodat de nieuw te storten moot in de fabriek kan worden gestort. Na gereed komen van een tunnelement, wordt het element doorgeschoven naar een sluis. De sluis bestaat uit een ringdijk met sluisdeuren. Door de sluis met water te vullen kan het element worden opgedreven en naar een diepe gedeelte getrokken. Als het element in het diepe gedeelte ligt wordt het water weer uitgepompt tot het niveau van de zee (of rivier), waarna de sluisdeur geopend kan worden en het element worden getransporteerd.



Figuur 4-17, Dwarsdoorsnede Øresundtunnel



Figuur 4-18, Langsdoorsnede Øresundtunnel

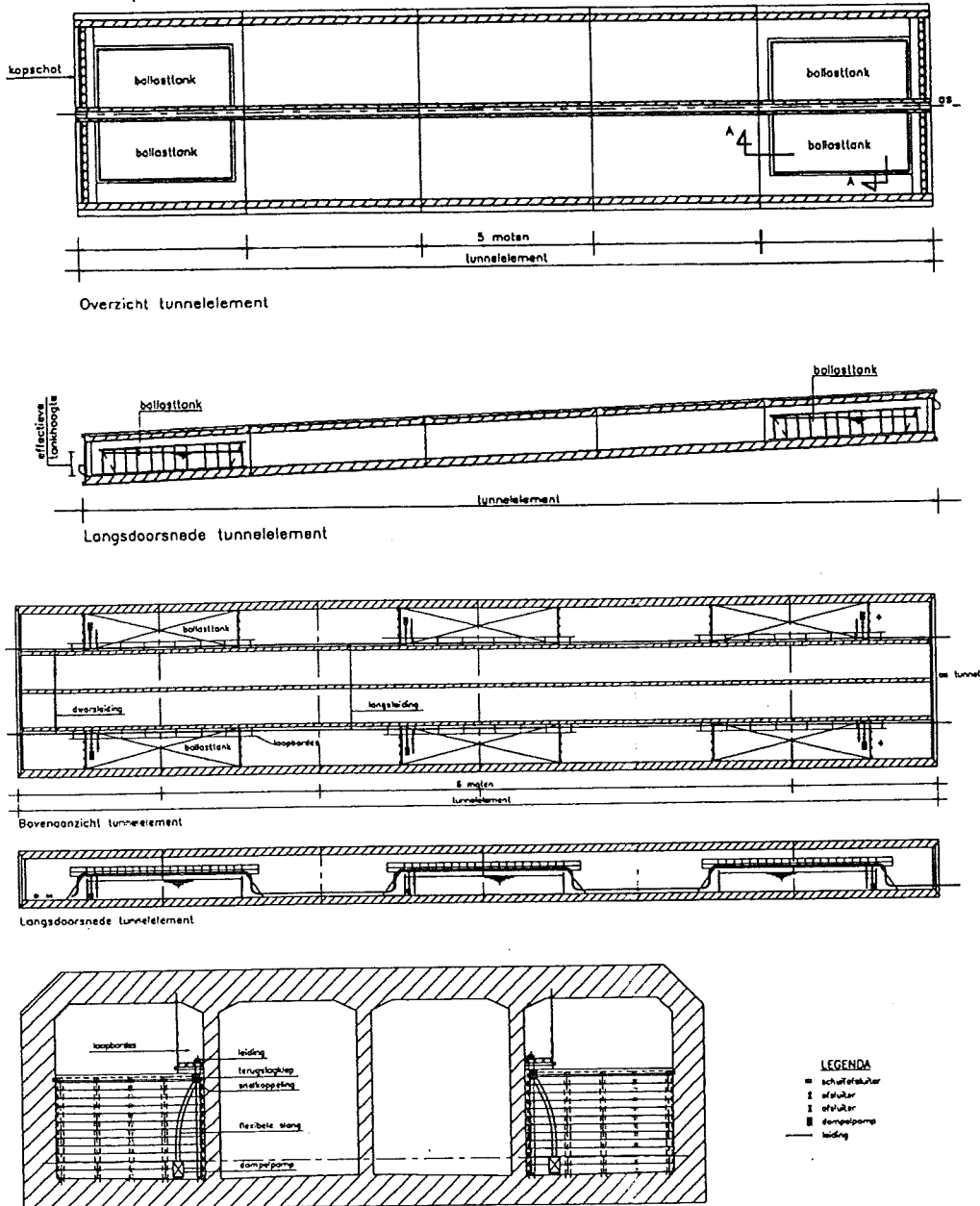
### 4.4.3 Transport

Voordat het dok onder water wordt gezet, worden de elementen geballast. Dit gebeurt meestal door water in tanks in het inwendige van het element te pompen. Hierdoor wordt voorkomen dat ze allen tegelijk opdrijven en dat vele draden nodig zouden zijn om te voorkomen dat ze tegen elkaar stoten. Dat tanks worden gebruikt en niet zonder meer water in het inwendige van het element word gepompt is noodzakelijk om te voorkomen dat het element na het loskomen van de bodem kantelt of dompt. Een horizontale laag water is namelijk niet stabiel: bij een toevallige beweging van het element zal het water naar het laagste punt doen stromen, dat daardoor zwaarder wordt en het element verder zal laten kantelen of dompen. Andere vormen van ballast dan water zijn mogelijk, maar het aanbrengen en verwijderen is bewerkelijk en kost meer tijd.

De elementen worden stuk voor stuk opgedreven en met behulp van sleepboten of vaste lieropstellingen met verhaaldraden naar een afbouwsteiger gesleept. Hier wordt de zinkuitrusting aangebracht, welke onder meer bestaat uit stalen richttorens en schachten, die zo hoog zijn, dat zij ook na het afzinken boven water uitsteken. De richttorens worden gebruikt om de positie van het element tijdens de zinkmanoeuvre nauwkeurig te kunnen

bepalen, de schachten om het inwendige van het element te kunnen bereiken voor het bedienen van pompen en vijzels.

Voorts worden vier pontons op het dak geplaatst. Zij worden tijdens het transport gedragen door het element, maar straks als het element verder wordt geballast en begint te zinken zullen de pontons gaan drijven en zal het element hangend aan de pontons langzaam zakken in de sleuf. Langzaam zakken, doordat de verticale kabels, welke het element met de pontons verbinden geleidelijk worden afgevierd met behulp van op de pontons geplaatste lieren. Op deze manier wordt het afzinkproces nauwkeurig beheerst. Zou men geen gebruik maken van de pontons, dan zou het plaatsingsproces niet nauwkeurig genoeg kunnen verlopen.



Figuur 4-19, Ballasttanks

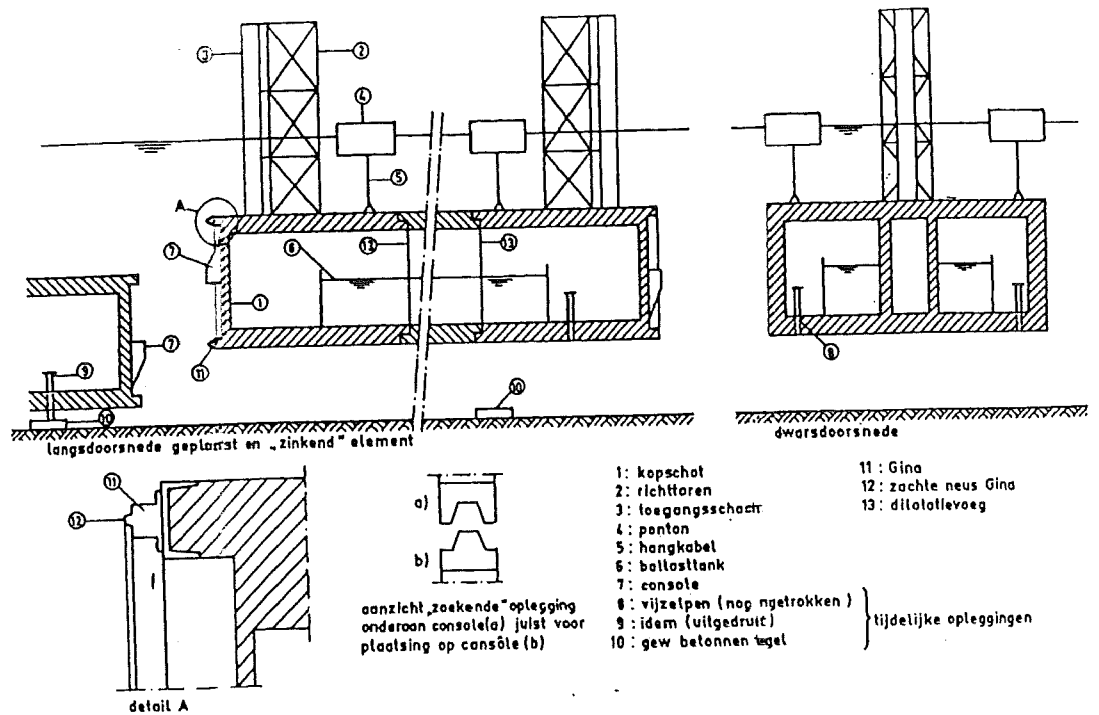
Voor het transport van de afbouwsteiger naar de sleuf worden meestal sleepboten gebruikt. De bepaling van het benodigde aantal sleepboten (en hun vermogen) vereist een grondige voorstudie. De elementen hebben niet alleen een grote massa (en zijn daarom "moeilijk" in beweging te brengen en af te remmen), maar zijn door hun rechthoekige vorm minder geëigend om te worden voortbewogen dan normale vaartuigen. De sleepboten moeten het element een bepaalde vaarsnelheid geven en bovendien de eventuele tegenstroom van de waterweg overwinnen. Hiervoor geldt:



$$K = C_w \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot A \cdot v^2 \quad (4.1)$$

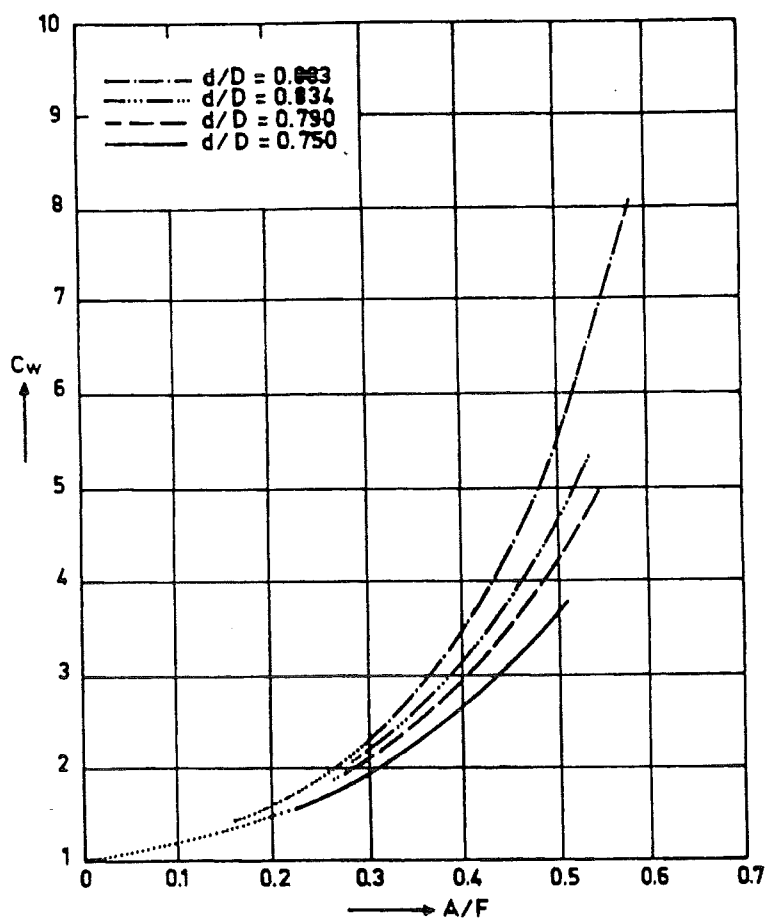
hierin zijn:

- $K$  : stroomkracht op het element in de stroomrichting (N);
- $C_w$  : weerstandscoefficiënt in de stroomrichting;
- $\rho$  : volumieke massa van water ( $\text{kg/m}^3$ );
- $A$  : oppervlak element geprojecteerd op het vlak dat loodrecht op de stroomrichting staat ( $\text{m}^2$ );
- $v$  : relatieve snelheid tussen element en water (m/s).



Figuur 4-20, Zinkuitrusting op een Element

Indien het element zich tegen de stroom in beweegt, is de relatieve snelheid gelijk aan de absolute vaarsnelheid van het element (ten opzichte van een punt op de vaste wal) vermeerderd met de (absolute) stroomsnelheid van de ongestoorde rivier. Bij stilstaand water gaat het alleen om de vaarsnelheid van het element. De weerstandscoefficiënt wordt niet alleen bepaald door de vorm van het element, maar ook door de mate waarin het element de dwarsdoorsnede van de rivier blokkeert: naarmate de rivier het element nauwer omsluit, zal de 'zugerwerking' zich duidelijker doen voelen en worden de krachten groter. zie Figuur 4-21, Relatie tussen de  $C_w$ -waarde en de verhouding  $A/F$ . De Figuur laat duidelijk de relatie tussen de  $C_w$ -waarde en de verhouding tunneldoorsnede (A) gedeeld door de rivierdoorsnede (F) zien voor de Drechtunnel. Dit is in het Waterloepkundig Laboratorium in De Voorst voor verschillende waarden van  $A/F$  onderzocht, omdat de rivier over de 12 km lange transportroute geen constant dwarsprofiel heeft, terwijl ook de waterstanden in deze tijrivier variëren.



Figuur 4-21, Relatie tussen de  $C_w$ -waarde en de verhouding  $A/F$

De dwarsdoorsnede ( $A$ ) van deze 4\*2-strooks autotunnel bedroeg, voor zover onder water gelegen, 8\*48,80 m. De grafiek laat voorts zien dat ook de verhouding  $d/D$  (diepgang gedeeld door waterdiepte) een belangrijke invloed heeft op de waarde van  $C_w$ . Bij waarden van  $A/F$  in de orde van grootte van nul (dus wanneer het element de rivierafvoer nauwelijks meer beïnvloed) nadert  $C_w$  tot 1, de waarde die in de tabellenboeken worden vermeld voor de kracht op rechthoekige platen loodrecht op de stroom bij getallen van Reynolds groter dan  $10^3$ .

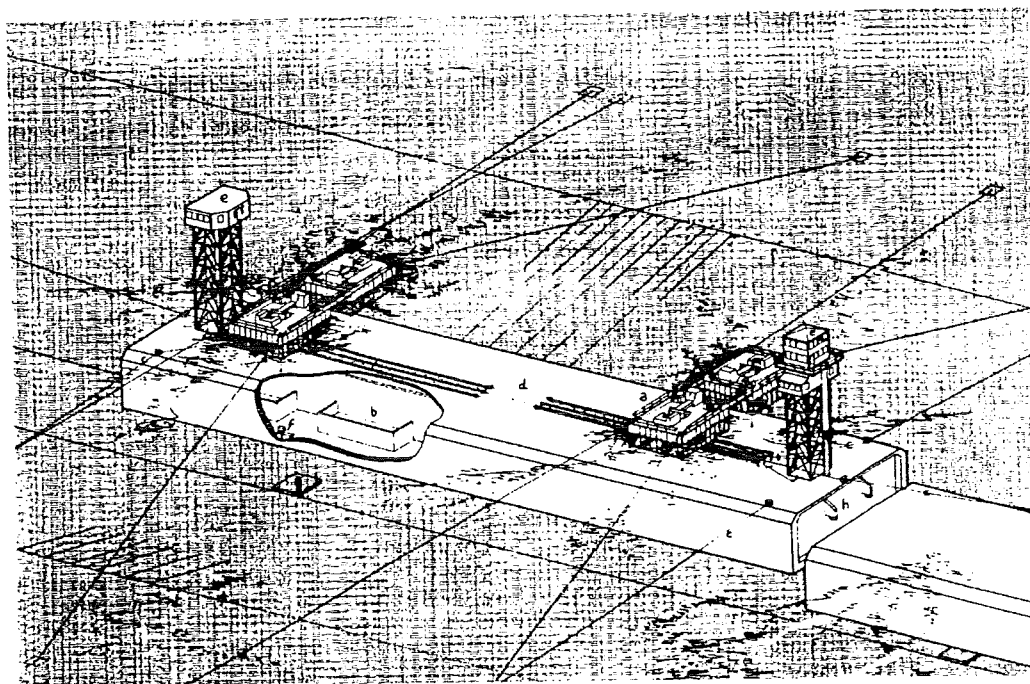
De grafiek zou doen vermoeden dat de relatie onafhankelijk is van de grootte van  $v$ . Het modelonderzoek is echter gedaan voor relatieve snelheden variërend van 0,3 tot 1,5 m/s. De getekende lijnen behoren bij een snelheid van 0,75 m/s. Bij hogere snelheden neemt  $C_w$  iets toe, bij lagere iets af. Uit het voorgaande zal het duidelijk zijn, dat het vooral bij relatief ondiepe en smalle waterwegen en zeker bij rivieren met eigen snelheden van belang is om van tevoren modelonderzoek te doen en niet klakkeloos een waarde voor  $C_w$  van 1 of iets groter aan te nemen. Overigens zal men trachten de hoogste stroomkrachten te vermijden door nauwe punten in de (getij-)rivier te passeren op momenten dat er weinig tegenstroom staat.

Vervolgens moeten de in het model gemeten of berekende stroomkrachten worden vertaald in aantallen sleepboten. Vaak wordt aangehouden dat 1 pk motorvermogen correspondeert met ca. 100 à 150 N. Deze waarde kan echter sterk variëren afhankelijk van de eigenschappen van de sleepboot en zijn aandrijving, terwijl, als de sleepboot dicht bij het element ligt en zijn schroefstraal het element 'raakt', het rendement sterk afneemt. Er zijn bovendien meer sleepboten nodig dan uit deze berekening volgt. Naast 'trekkers' (of eventueel duwbotten achter of naast het element) zijn andere nodig om het element te manoeuvreren. Deze worden bijvoorbeeld aan de achterzijde van het element met trossen vastgemaakt en kunnen het achtereinde van het element dwars uit verplaatsen of, indien zij in het verlengde van de bewegingsrichting gaan liggen, het element afremmen.

Is het element eenmaal boven de afzinkpositie gekomen dan worden horizontale kabels vastgemaakt en zijn de sleepboten niet meer nodig. De afzinkmanoeuvre vraagt namelijk om een grote nauwkeurigheid, ook in horizontale richting, waarvoor de sleepboten niet kunnen zorgen. Men kan nu op verschillende wijze de elementen laten afzinken, bijvoorbeeld met:

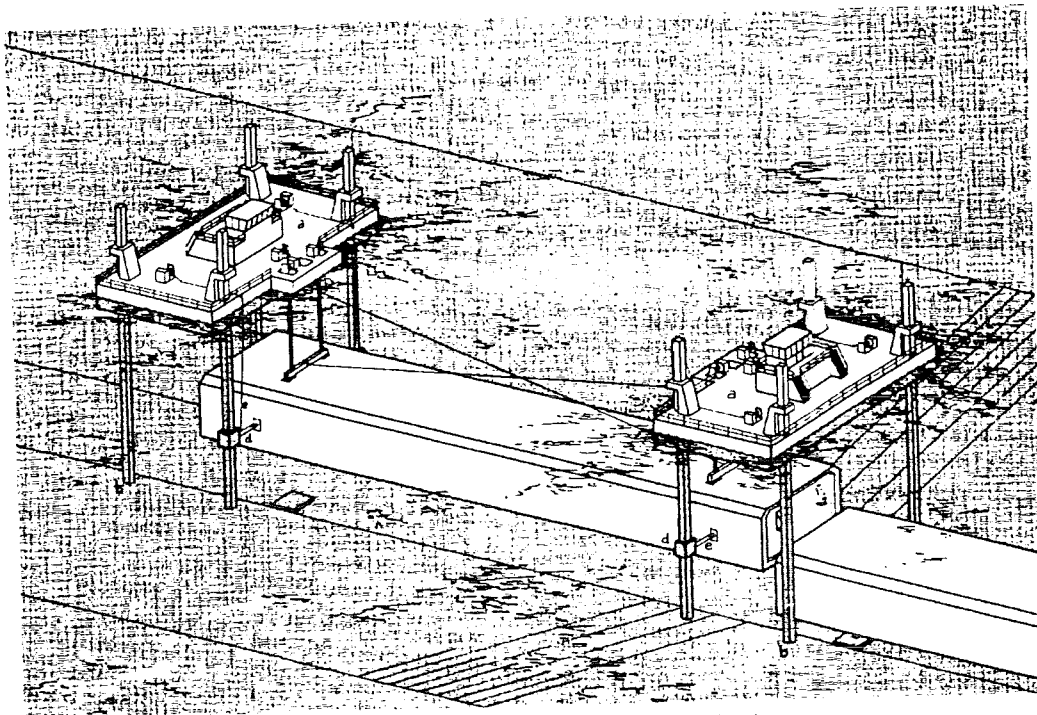
1. Verhaalkabels:

In alle richtingen uitstralende verhaalkabels, welke met behulp van winches kunnen worden ingenomen of afgevierd;



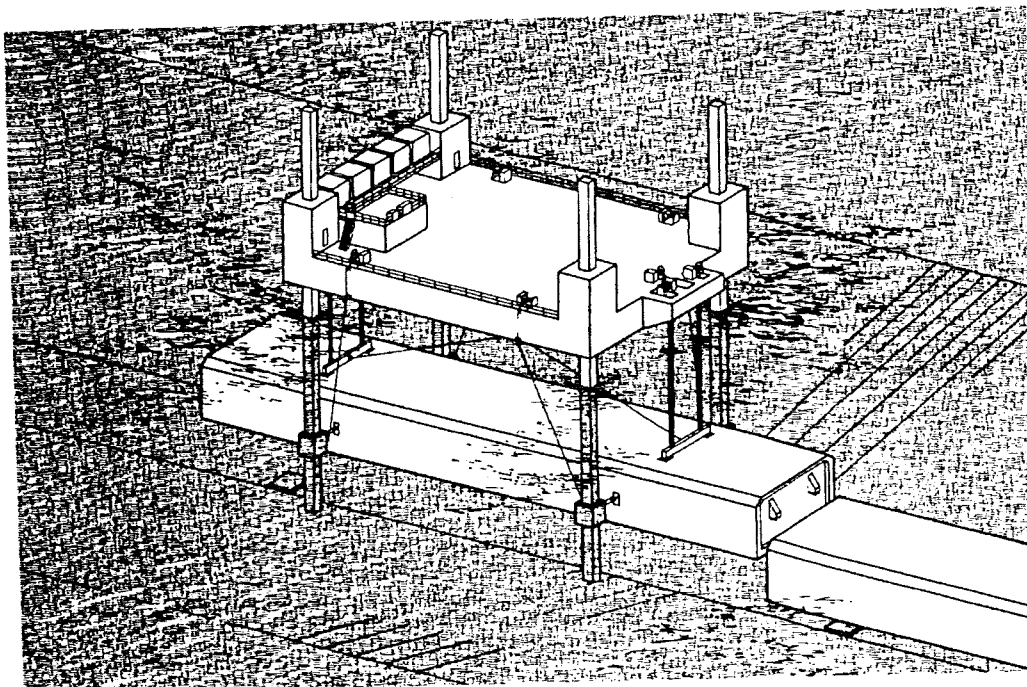
Figuur 4-22, Afzinken met Verhaalkabels

2. Pontons:  
Pontons die met spudpalen in de geul zijn vastgezet;



Figuur 4-23, Afzinken met behulp van Pontons en Spuds

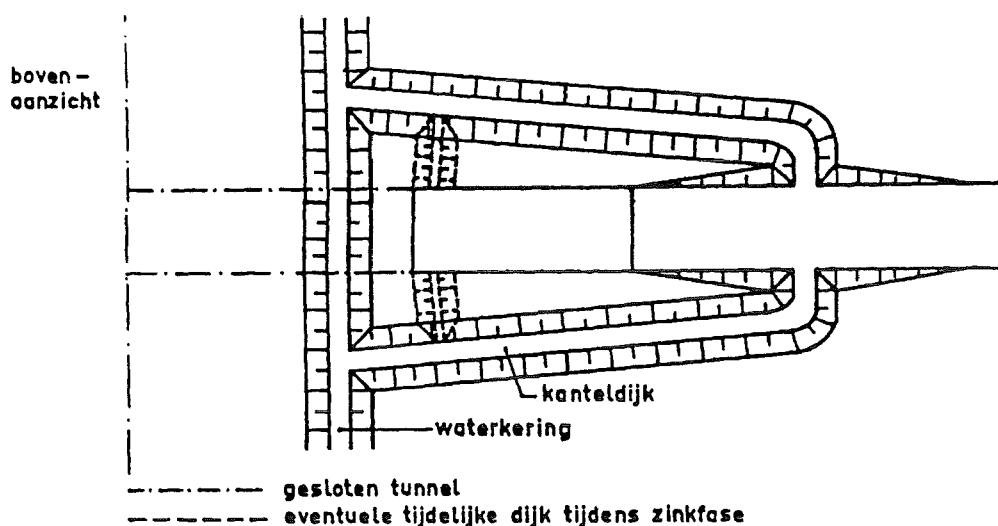
3. Jack-up platform:  
Gebruik van een jack-up platform waar de elementen in hangen;



Figuur 4-24, Afzinken met behulp van een Jack-Up Platform

#### 4.4.4 De Zinksleuf

Voorafgaande aan de ankermanoeuvre is in de rivierbodem de zinksleuf gebaggerd. De sleuf wordt in de oevers voortgezet tot aan de aldaar ter plaatse gebouwde tunnelgedeelten, zodat de gezonken tunnel hier op aan kan sluiten. Dit betekent overigens dat de waterkering moet worden doorgebroken en weggebaggerd. Vandaar dat van tevoren een tijdelijke, maar landinwaarts gelegen dijk wordt aangebracht, die na het doorbaggeren van de waterkering en het achterland tegen overstroming beschermd. Een mogelijkheid voor een dergelijke dijk, uitgevoerd als een kortsluiting tussen de kanteldijken, is met streeplijken aangegeven in Figuur 4-25, Principe van Kanteldijken.



Figuur 4-25, Principe van Kanteldijken

Er zijn ook andere oplossingen mogelijk zoals de toepassing van kistdammen. Na de plaatsing van de elementen kan de oorspronkelijke waterkering worden hersteld of kan de 'tijdelijke' omlegging een definitief karakter krijgen.

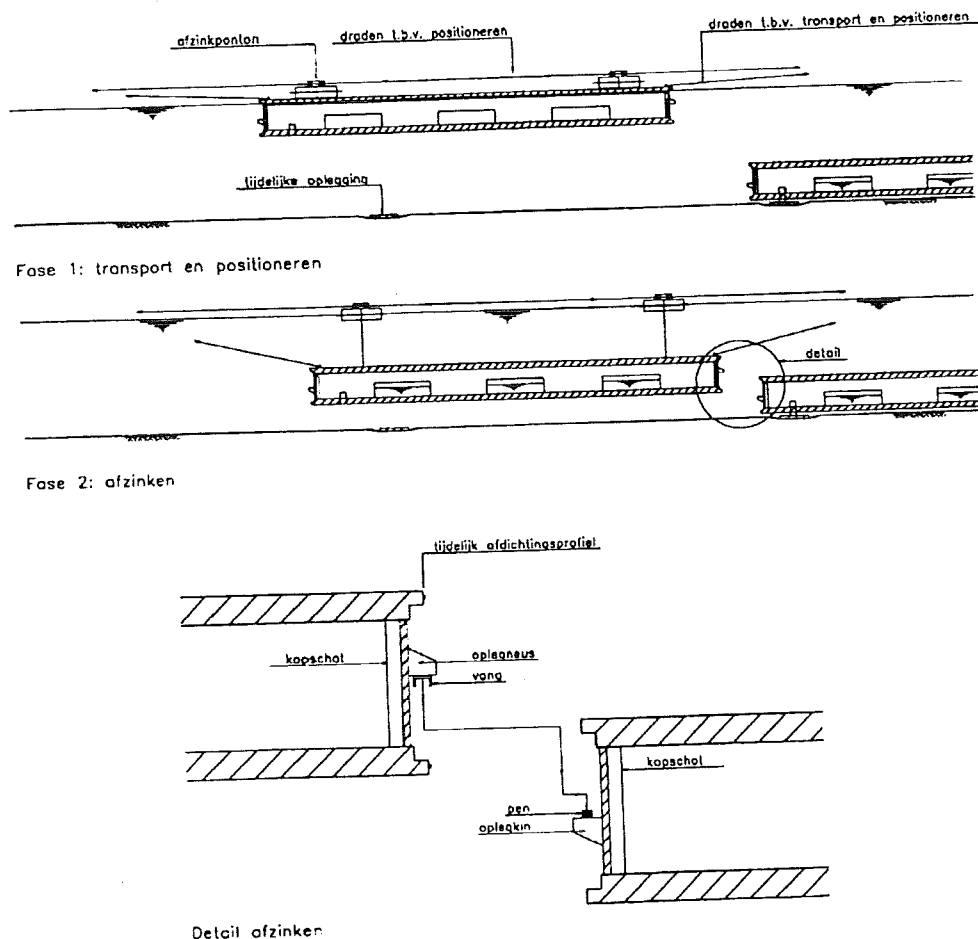
Een ander punt is de diepte van de sleuf. Ideaal zou zijn de bodem juist tot de onderzijde van de betonconstructie te baggeren en het element direct op de grondslag te leggen (aannemende dat de bodem dusdanig is, dat op staal gefundeerd kan worden). Het is echter in de praktijk moeilijk om het baggerwerk met de daarvoor vereiste nauwkeurigheid uit te voeren. Zelfs bij een zeer precieze uitvoering (die natuurlijk kostbaar is) zullen afwijkingen ten opzichte van het gewenste vlak van plus minus 0,1 m kunnen voorkomen. Dit betekent, dat de constructie niet gelijkmatig ondersteund wordt en dat de ligging van het element als geheel dusdanig fout kan zijn, dat de aansluiting op de naastliggende moeilijk of zelfs onmogelijk wordt. De elementen moeten voor een goede koppeling namelijk nauwkeurig in elkaars verlengde komen te liggen. Een verdraaiing van één der elementen in dwarsrichting of een sprong in de hoogteligging nabij de aansluiting kan dit ernstig in gevaar brengen. Vandaar dat de sleuf iets te diep wordt gebaggerd (bijvoorbeeld 0,5 m onder de bodem van het element) en dat het element in eerste instantie op 3 tijdelijke ondersteuning wordt neergezet (figuur). De openblijvende ruimte wordt later opgevuld met zand.

Ter plaatse van de tijdelijke ondersteuning (vijzelpennen om het element na het afzinken exact op de gewenste hoogte te brengen) worden vóór het aanvoeren van de elementen gewapend betonnen tegels op de bodem van de sleuf neergelegd, zodat de oplegdrücken voldoende worden gespreid. In sommige rivieren en in tijgebieden moet worden gerekend op aanzanding en aanslibbing, waardoor de hoeveelheid baggerwerk groter kan zijn dan uit de geometrie van de sleuf en de uitlevering volgt. Daar deze verschijnselen lineair met de tijd verlopen, kan het gewenst zijn de sleuf zo kort mogelijk voor het afzinken te maken. Dit heeft ook voordelen voor de scheepvaart: hoe langduriger de werkzaamheden zijn, hoe meer hinder wordt veroorzaakt. Een sliblaag op de bodem van de voltooide sleuf moet zoveel mogelijk worden voorkomen. Het element rust immers in de eindtoestand via de

zandvulling van de openblijvende ruimte op de ondergrond. Bevindt zich hier een slibinsluiting van enige omvang dan moet op zettingen worden gerekend. Meestal zal men eventueel slib juist vóór het plaatsen van het element met een 'dustpan'-zuigerkop verwijderen.

#### 4.4.5 Het Afzinken

Door het verder vullen van de ballasttanks met water zakt het element. De vier pontons komen hierdoor in het water en gaan drijven.



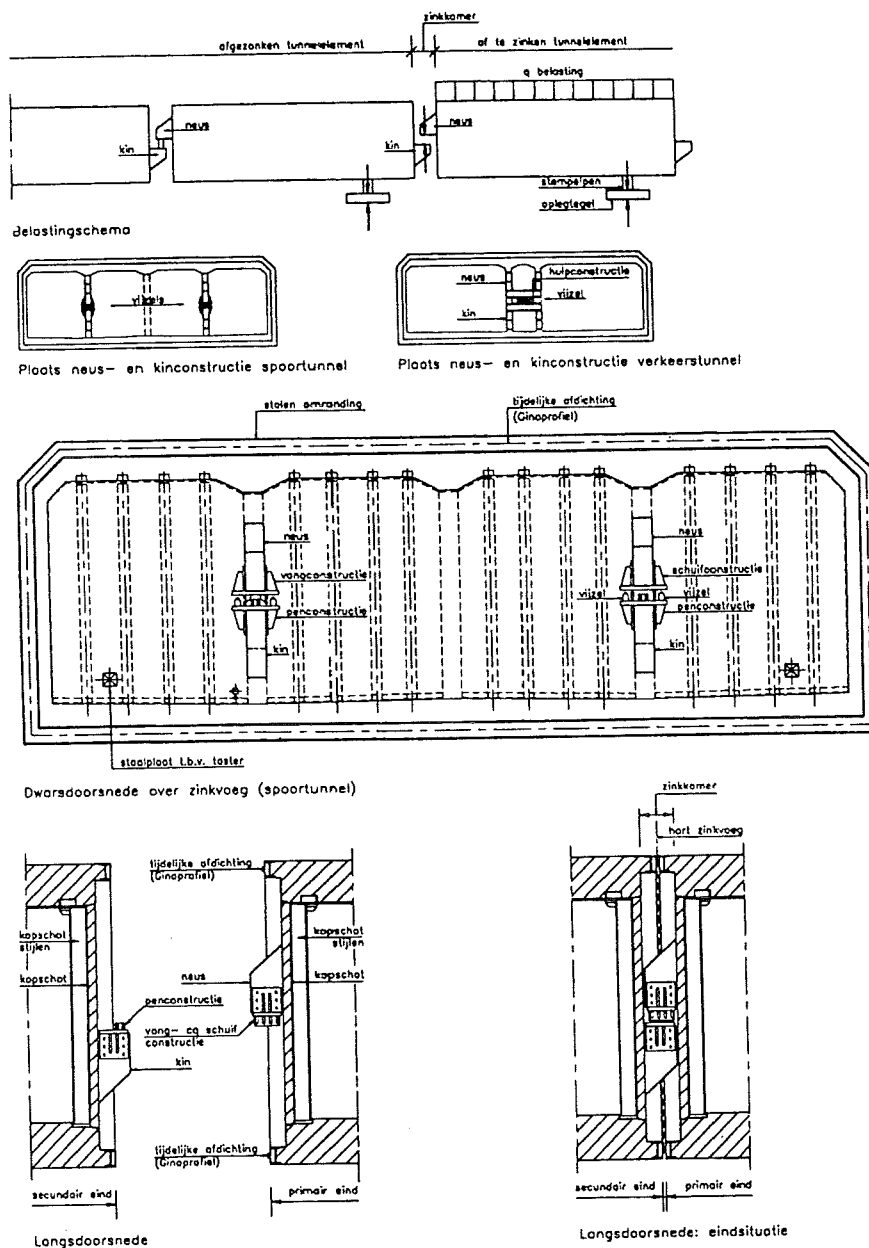
Figuur 4-26, Het Afzinken van een Element

Het element zakt daarna verder ten opzichte van de pontons door de verticale kabels, welke het element met de pontons verbinden, af te vieren met behulp van op de pontons geplaatste winches. Horizontaal wordt de positie in de hand gehouden door de 6 met het element verbonden verhaalkabels. Ook nu weer geldt, dat een ander soort ballast mogelijk is, maar dat water snel kan worden aangebracht door middel van pompen. Hierdoor wordt de hinder voor de scheepvaart in tijdsduur verminderd. Bij rivier- en getijgebieden zal voor dimensionering van de verhaalkabels en lieren modelonderzoek nodig zijn om na te gaan hoe groot de stroomkrachten zijn tijdens de zinkmanoeuvre. Eenmaal in de luwte van de sleuf zullen de krachten kleiner zijn dan tijdens het zakken door het normale rivierprofiel. Tijdens het zinken is het element dusdanig geballast, dat de verticale draden strak blijven staan. Zou dit niet gebeuren, dan zou het element nagenoeg 'zweven' en zou het door turbulentie rondom het element weer omhoog kunnen komen. Er moet ook rekening worden gehouden met de verschillen in volumieke massa in de verticaal. Dit speelt vooral in getijgebieden, waar onder in de sleuf nog zoutconcentraties kunnen voorkomen als residu van de vloedstroom, wanneer de rest van de rivier als gevolg van de ebstroom weer geheel zout is geworden. Naast zoutgehalten spelen ook verschillen in temperaturen mee bij de wisselingen in volumieke massa.

Het element wordt op de bodem van de sleuf op drie tijdelijke verticale opleggingen geplaatst Figuur 4-27, Detail van het Kopschot met Oplegpunten, te weten een stalen console, welke uitkraagt vanuit het kopvlak van het voorgaande element (of landgedeelte) aan het ene uiteinde en op twee stalen vizelpennen aan het andere. Door de driepuntsoplegging is het element stabiel. De beide consoles, de één die uitkraagt uit het kopvlak van het voorgaande element en de ander die uitkraagt vanuit het kopvlak van het zojuist gezonken element, hebben een tapse zelfzoekende oplegging waardoor de ligging van de beide kopvlakken ten opzichte van elkaar in horizontale en verticale zin verzekerd is. Dit is van belang voor de koppeling van de elementen. De vizelpennen, welke onder uit het element steken, rusten op de betontegels, die eerder op de bodem zijn geplaatst. De pennen zijn met waterdichte pakkingen door de bodem van het element gevoerd. Boven op de pennen zijn, in het inwendige van het element, vizels geplaatst. Hiermee kan de hoogte van dit uiteinde van het element nauwkeurig worden ingesteld, terwijl door de ene pen meer uit te drukken dan de andere een eventuele dwarsverdraaiing over de gehele lengte van het wringstijve element kan worden gecorrigeerd. De nauwkeurige nastelling is noodzakelijk omdat de betontegels, ondanks de nauwkeurige plaatsing op de bodem, waarschijnlijk niet op de vereiste hoogte zullen liggen. Dit wordt met name veroorzaakt door de 'grofheid' van het baggerwerk.

Tijdens de stelwerkzaamheden, maar ook gedurende de voorafgaande transport- en zinkmanoeuvres geschiedt de maatvoering via de twee ten alle tijde boven water uitstekende richttoeren. Een extra hulpmiddel is het soms in het kopschot aangebrachte echolood, dat bij nadering van het kopvlak van het voorgaande element direct de afstand tot dit kopvlak aangeeft. Hierdoor kunnen ongewenste botsingen en beschadigingen worden voorkomen. Dat het plaatsen op de opleggingen zeer voorzichtig moet gebeuren en dat daarvoor de plaatsbepaling en de mogelijkheid tot correctie (juist voor het neerzetten alleen mogelijk door middel van de verticale en horizontale kabels) de hoogste accuratesse vragen, moge blijken uit het volgende cijfervoorbeeld. Bij de Drechtunnel heeft de dwarsdoorsnede van de tunnel en dus ook het kopvlak van het element dwarsafmetingen van 8\*48,8 m. Op het moment van neerzetten op de opleggingen bevonden de beide kopvlakken zich op circa 0,1 meter uit elkaar. De geringste hoekverdraaiing zou hebben betekend, dat de elementen elkaar raken en beschadigen. Dit geldt met name voor het kwetsbare rubberprofiel, dat zich aan het kopeinde bevindt en een belangrijke rol zal spelen bij de aan éénkoppeling.

### 7.2.3. NEUS- EN KINCONSTRUCTIES



Figuur 4-27, Detail van het Kopschot met Oplegpunten

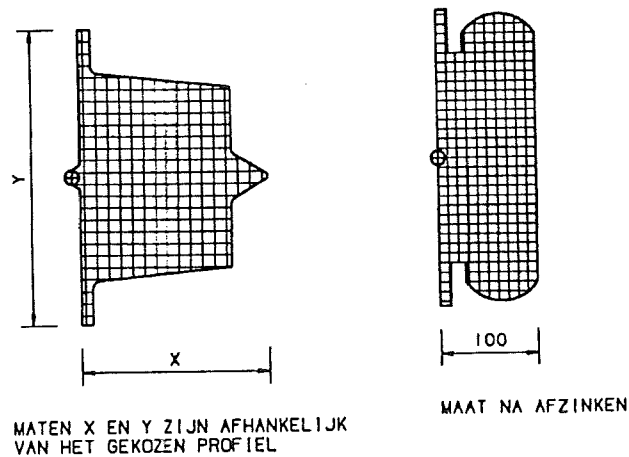
In het bovenstaande is een afzinkprocedure beschreven met gebruikmaking van 4 pontons en 6 verhaaldraden bevestigd aan het element. Om op zijn plaats te blijven, heeft elk ponton 4 horizontale verhaalkabels nodig. In het artikel 'Het afzinken van de tunnel' van ir. V.L. Molenaar in Cement 1978m nr., 12, worden andere methoden beschreven, waarbij gebruik wordt gemaakt van drijvende pontons, die op hun plaats worden gehouden door middel van ankerpalen, of van een hefponon. In beide gevallen zijn niet alleen geen horizontale kabels voor de pontons nodig, maar kunnen ook verhaalkabels van het element direct bevestigd worden aan de spuds, die horizontale krachten kunnen opnemen. Het een en ander betekent een verkorting van de tijdsduur (geen kabels voor de pontons; het uitbrengen van relatief korte verhaalkabels tussen element en spudpontons), terwijl een hefponon vooral in aanmerking komt bij golfslag. De ponton wordt immers uit het water geheven en vormt van dan een star punt voor het laten zakken van het element.

#### 4.4.6 De Koppeling

Het element staat op zijn drie opleggingen en weegt onder water bijna niets. Het gewicht kan bovendien nauwkeurig worden ingesteld door water in of uit de tanks te pompen via



leidingen (met afsluiters), die door de kopschotten zijn gevoerd en daar in verbinding staan met het buitenwater. Dit maakt, dat het element door relatief kleine krachten horizontaal over zijn opleggingen kan worden verschoven. Door het aantrekken van de verhaalkabels in langsrichting wordt het element tegen het uiteinde van zijn voorganger opgetrokken. Vóór het onder water zetten van het bouwdok is één uiteinde van ieder element voorzien van een rubberprofiel, de zogenaamde 'Gina', dat zich langs de gehele omtrek bevindt.



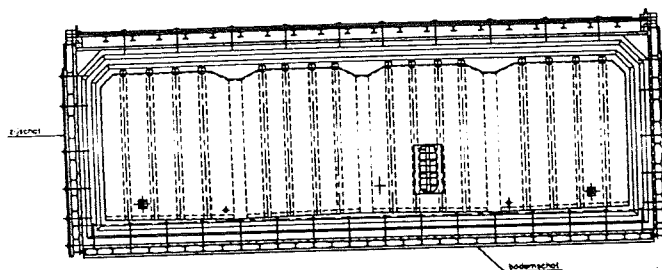
Figuur 4-28, Het Gina-Profiel

Door de aantrekkkracht wordt de zachte neus van de Gina ingedrukt en ontstaat tussen de beide kopschotten een met water gevulde kamer, die door het rubberprofiel van het omringende rivierwater is afgesloten. Via de eerder genoemde leidingen wordt dit water uit de kamer gepompt. De tot dan toe aanwezige hydrostatische druk op het kopschot komt hierdoor te vervallen. Deze kracht die evenwicht maakte met de overige op het element werkende krachten (gewicht, hydrostatische belastingen op andere vlakken, oplegreacties) wordt nu overgenomen door de Gina, die hierdoor verder wordt ingedrukt en die vervolgens zorgt voor een waterdichte koppeling tussen de elementen. De kracht, die gelijk is aan het product van de diepteligging van het zwaartepunt van het oppervlak binnen de Gina beneden de waterspiegel (dus de waterkolom), het volumegewicht van water en de grootte van dat oppervlak, kan vrij aanzienlijke waarden bereiken: bij autotunnels in de orde van 20.000 tot 60.000 kN.

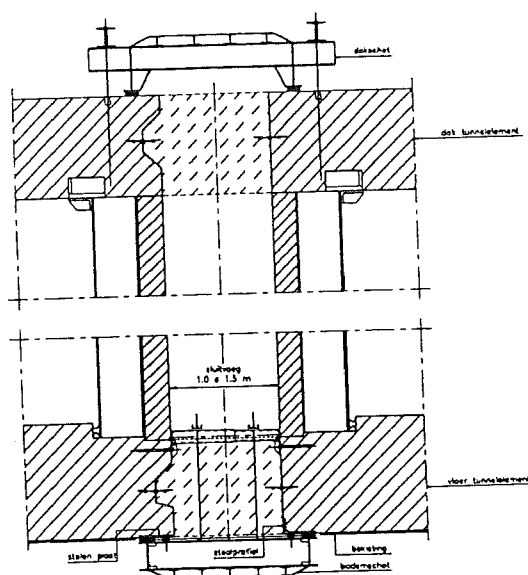
Indien na inmeting blijkt dat het vrije uiteinde van het element niet de theoretisch juiste ligging heeft, kan dit in verticale zin worden gecorrigeerd door de vijzelpennen die zich nabij dit uiteinde bevinden, verder in- of uit te schuiven. Indien bijvoorbeeld het vrije uiteinde door de vijzels omhoog wordt gedrukt, dan ondergaat het element een hoekverdraaiing, die mogelijk is door de elastische eigenschappen van het Gina-profiel: aan de bovenzijde wordt het profiel verder ingedrukt, langs de onderzijde treedt ontspanning op. Ook in horizontale zin is een dergelijke verplaatsing van het vrije uiteinde mogelijk, door in de voeg tussen de beide elementen een vijzel ter plaatse van één van de buitenwanden aan te brengen en daarmee de gewenste hoekverdraaiing in het horizontale vlak te geven.

Op deze wijze worden alle elementen onderling aaneengekoppeld. Er resteert echter een laatste voeg, de zogenaamde sluitvoeg (bijvoorbeeld tussen het laatst gezonken element en het daar in de oever gebouwde tunnelgedeelte), waar geen gebruik kan worden gemaakt van het wegpompen van het water uit de kamer om de elementen tegen elkaar aan te drukken. Deze voeg wordt bovendien iets breder gemaakt (bijvoorbeeld 1 m tussen de einden van de aangrenzende tunnelgedeelten), teneinde voldoende speling te hebben om het laatste element tussen het voorgaande en het landgedeelte in te kunnen laten zakken. Voor deze voeg is een meer bewerkelijke operatie nodig dan bij de voorgaande. Rondom de voeg worden aan de buitenzijde door duikers en bokken schotten geplaatst. Deze rusten met rubberprofielen op het beton van de beide tunneleinden. Bij het leegpompen van de ruimte binnen de schotten worden de profielen door de buitenwaterdruk samengeknepen en zorgen daardoor voor de waterdichting. In deze ruimte wordt dan in den drogen het resterende tunnelgedeelte gebouwd, als regel uitgevoerd als een beweegbare voeg volgens het in de figuur aangegeven principe (een aangeklemd rubbercanvas slab

voorzien van een ondersteuning). Bij de constructieve aspecten wordt nader ingegaan op de wenselijkheid de verbinding flexibel uit te voeren. Voordat de ruimte binnen de schotten wordt leeggepompt, zijn tussen de wanden betonnen wiggen geplaatst. Zou men deze afstandshouders niet toepassen, dan zou de Gina in de verderop gelegen voeg (aan het andere einde van het element) zijn tegedrukt gaan missen door het wegpompen van het water uit de sluitvoeg. De Gina zou daardoor uitzetten en het element verplaatsen, waardoor de spanning in het profiel vermindert en de waterdichting in het geding komt.



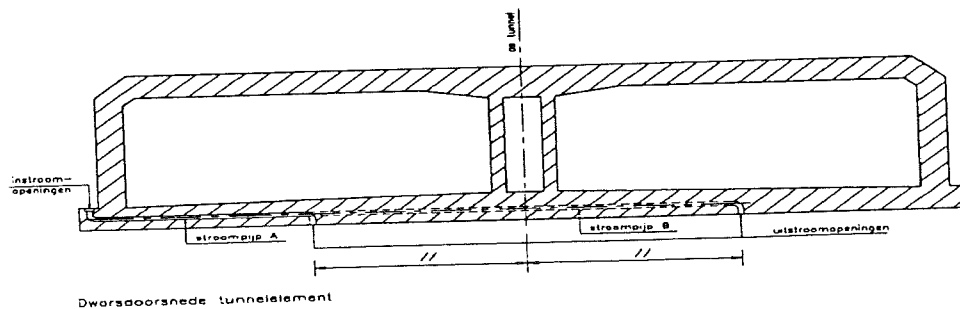
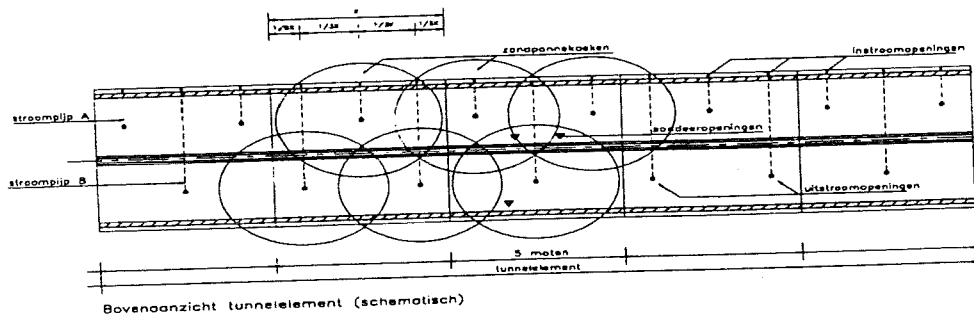
Dwarsdoorsnede tunnelelement omgeven door sluitvoegbekisting



Doorsnede sluitvoeg omgeven door sluitvoegbekisting

Figuur 4-29, Detail Sluitvoeg

In het voorgaande is de mogelijkheid geopperd om de sluitvoeg bij de aansluiting met het landgedeelte te maken. Theoretisch kan hij echter tussen elke twee willekeurige elementen worden geprojecteerd, zelfs in het midden van de rivier, door de helft van de elementen aan te sluiten op het landgedeelte in de ene oever en de andere helft op dat in de andere oever. Het plaatsen van de schotten vraagt echter nogal wat tijd, gedurende welke er drijvend materieel boven moet liggen. Door deze werkzaamheden nabij de oever te laten geschieden wordt de hinder voor de scheepvaart tot een minimum beperkt.



Figuur 4-30, Onderspoelen van een Element

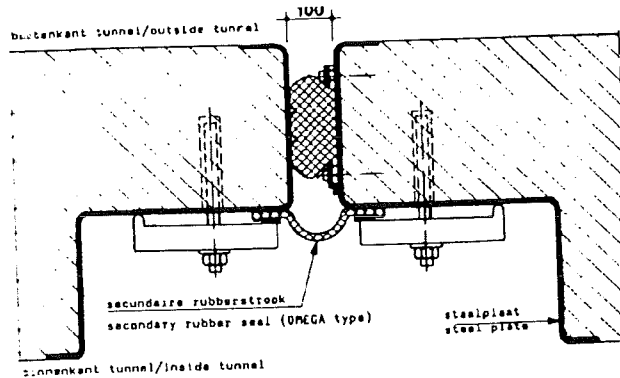
Na het aanbrengen van de zandlaag worden de drie tijdelijke ondersteuning verwijderd, zodat de tunnel gelijkmatig op de nieuwe grondslag komt te rusten. De methode kan alleen worden toegepast indien de bodem voldoende draagkrachtig is. Hierbij zij opgemerkt, dat dit al gauw het geval is, omdat de tunnel (althans onder water) weinig weegt; meestal zelfs minder dan de hoeveelheid grond, die oorspronkelijk op de plaats van de tunnel heeft gezeten. Indien toch problemen te verwachten zijn (te grote zettingen bijvoorbeeld) kan men de sleuf te diep uitbaggeren en een grondverbetering aanbrengen of een paalfundering toepassen. Ook hier weer geldt dat het zeer moeilijk zal zijn om alle palen dusdanig nauwkeurig op de hoogte te brengen, dat het element 'gelijkmatig' wordt ondersteund. Daarom zal het in eerste instantie worden neergezet op een beperkt aantal paalkoppen, terwijl de andere iets te diep zijn weggeheid. Deze worden dan later naar boven verlengd, door cement te injecteren in nylon zakken tussen de paalkop en de bodem van het element.

Na het aanbrengen van de definitieve fundatie wordt de tunnelsleuf tot aan de oorspronkelijke bodem opgevuld, meestal met grond die vrij is gekomen bij het maken van de sleuf.

#### 4.4.8 De Afwerking

Onmiddellijk na het aaneenkoppelen worden de richttorens en toegangsschachten verwijderd om op het volgende element geplaatst te worden. Van tevoren wordt de opening welke vanuit de schacht toegang gaf tot het element met een staalplaat dichtgelast. Van nu af aan is het element bereikbaar vanuit het voorgaande via stalen deuren in de kopschotten

Staat het element eenmaal op zijn definitieve ondersteuning dan kan men beginnen met het vervangen van de waterballast door de definitieve: een laag ongewapend beton op de vloer van het element (figuur).



Figuur 4-31, Afdichting met behulp van Gina

Meestal wordt aan de binnenzijde van de Gina een tweede waterkering, een met canvas gewapende rubberslab, die met spanbouten wordt afgeklemd op het beton ter weerszijden. Door in deze slab extra lengte op te nemen zal het, indien de waterdruk er tegen komt te staan een boogvorm krijgen en daardoor de belasting kunnen opnemen. In de figuur is de met een Gina 'dichtgedrukte' voeg aangeduid met zinkvoeg; dit ter onderscheiding van de laatste, met schotten gedichte zogenaamde sluitvoeg.

Na het aanbrengen van deze tweede dichting, worden de kopschotten verwijderd en krijgt men een doorgaande tunnel zonder de moeilijke passages via de deuren in de kopschotten. Dit maakt de uiteindelijke afwerking van de tunnel (wanden verven, wegdek aanbrengen, etc.) mogelijk.

## 4.5 Enige constructieve Aspecten van het gezonken Gedeelte

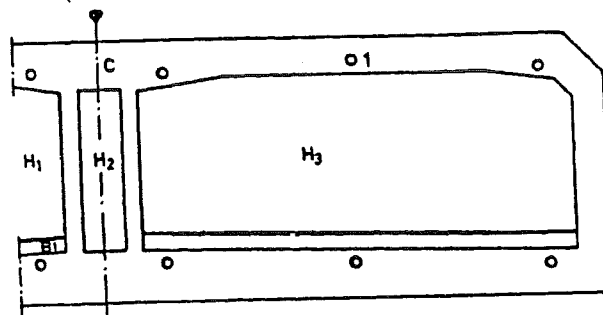
### 4.5.1 Berekningen aan Tunneldoorsnede

#### 4.5.1.1 Vaststelling van het Dwarsprofiel

In paragraaf 2.4 is vastgesteld hoe groot de "holle ruimte" in het dwarsprofiel moet zijn met het oog op het verkeer, de ventilatie etc. Om deze holle ruimte wordt een constructie ontworpen, die sterk en stijf genoeg moet zijn voor het opnemen van de belastingen (grond- en waterdrukken).

De dimensies van de betonconstructie worden echter in de eerste instantie bepaald door eisen met betrekking tot het drijvend transport en de afgezonken toestand.

Om het transport mogelijk te maken zijn de uiteinden voorzien van waterdichte schotten en na opdrijven wordt een zinkuitrusting aangebracht. Om de later aan te brengen ballast zo veel mogelijk te beperken (kosten) wordt er naar gestreefd het vrijboord, in dit stadium, zo klein mogelijk te houden (meestal 0,05 - 0,10 m).



$B = B_1 + B_2$  : oppervlak ballastbeton  
 $C$  : " constructiebeton  
 $H = H_1 + H_2 + H_3$  : " holle ruimte  
 $1$  : sporingen voor tijdelijke Langsvoorspanning

Figuur 4-32, Dwarsdoorsnede Tunnel

Bij een uitwendige hoogte van een tunnel van 8,00 meter (orde van grootte bij een autotunnel), betekend dit dat de bruto inhoud van het element vermenigvuldigd met het volumegewicht van water ( $10 \text{ kN/m}^3$ ) ongeveer 1% groter is dan het gewicht van het element, inclusief zinkuitrusting. Voor een strekkende meter element geeft dit de volgende vergelijking:

$$\text{Gewicht} = 0,99 * \text{Maximum Opdrijvende Kracht} \quad (4.2)$$

of

$$24,6C + 30 = 0,99 * 10 * (B + C + H) \quad (4.3)$$

waarin:

$B$  = oppervlakte ballastbeton [ $\text{m}^2$ ], het ballastbeton wordt pas na plaatsing op de bodem aangebracht;  
 $C$  = oppervlakte constructiebeton [ $\text{m}^2$ ]  
 $H$  = oppervlakte holle ruimte + oppervlakte van het later weer aan te brengen wegdek [ $\text{m}^2$ ]  
 volumegewicht gewapend beton =  $24,6 \text{ [kN/m}^3]$   
 volumegewicht water =  $10,0 \text{ [kN/m}^3]$   
 kopschotten + zinkuitrusting =  $30,0 \text{ [kN/m]}$

Nadat het element is afgezonken, wordt de waterballast vervangen door een definitieve laag (ongewapende) ballastbeton. De zinkuitrusting en kopschotten zijn inmiddels verwijderd. Het element moet nu voldoende extra zekerheid bezitten tegen opdrijven. Meestal wordt dit gesteld op ca. 7,5% van het opdrijvend vermogen, dus gewicht =  $1,075 * \text{opdrijvende kracht}$ .

In een later stadium van het werk zal de zekerheid nog groter worden door het aanbrengen van het wegdek, technische installaties en het aanvullen van de sleuf (dekking op het dak en grondwrijving op de wanden). In een rivier of estuarium moet er rekening gehouden worden, dat de gronddekking door uitschuring kan verdwijnen. Deze extra zekerheid, in dit stadium van het werk, is nodig, omdat in tijgebieden de stijghoogte van het grondwater onder het element niet altijd in fase is met de vrije waterstand van de rivier. Dit kan tot opdrijven leiden, bij laagwater op de rivier en een hoge grondwaterstand. De 7,55 extra gewicht betekend bij een uitwendige hoogte van 8,00 m dat 0,60 m extra stijghoogte kan worden overwonnen. In formule vorm:

$$24,2C + 22,5B = 1,075 * 10 * (B + C + H) \quad (4.4)$$

waarin:

volumegegewicht gewapend beton = 24,2 [kN/m<sup>3</sup>]

volumegegewicht ongewapend beton = 22,5 [kN/m<sup>3</sup>]

### Opmerking

Voor gewapend beton is een lager volumegegewicht aangehouden dan in de vorige formule. Dit is gedaan, omdat de dimensies van de constructie reeds in een vroeg stadium worden vastgesteld, terwijl tijdens de uitvoering nog een aantal onzekerheden kunnen optreden, namelijk:

- het uiteindelijke volumegegewicht van beton kan iets anders uitpakken dan men op grond van de ervaring bij voortgaande werken zou verwachten (bijv. zand of grind met een afwijkende gradering);
- op de tekeningen zijn betondiktes nauwkeurig in millimeters aangegeven. In werkelijkheid zullen t.o.v. de theoretische maten afwijkingen optreden door bijv. niet nauwkeurig stellen van de bekisting of vervormingen tijdens het storten;
- de exacte hoeveelheid wapening en in te storten constructiestaal zijn pas bekend als alle tekeningen zijn gemaakt, dus in een laat stadium van het werk.

Al deze mogelijke afwijkingen worden ondergebracht in een spreiding van het volumegegewicht. Dus:

- een hoge waarde in de eerste vergelijking, omdat we zekerheid willen dat het element inderdaad drijvend vervoerd kan worden;
- een lage waarde in de tweede vergelijking, omdat het element niet omhoog mag komen.

In de vergelijkingen is gewerkt met de waarden van 24,6 en 24,2 die gebaseerd zijn op een volumegegewicht van beton van 23,7 en 23,4 plus 1,2 kN wapening per m<sup>3</sup> beton. De praktijk heeft aangetoond, dat deze veilige grenzen zijn.

Zekerheidshalve wordt voor de ongewapende ballastbeton een lager volumegegewicht aangehouden dan voor het beton (zonder wapening) van de constructie. In de praktijk blijkt namelijk dat de relatief dunne laag minder goed verdicht wordt. Het is natuurlijk wel mogelijk om dit goed te verdichten (met extra kosten) of het volumegegewicht te verhogen door toepassing van zware toeslagmaterialen.

In beide vergelijkingen is voor het water een volumegegewicht van 10 aangehouden, m.a.w. er is met zoet water gerekend. Zeker in tijgebieden zal men ook met brak of zout water te maken hebben. Een voorstudie zal dan moeten uitwijzen wat de hoogste en laagste waarden zijn, die men kan verwachten tijdens transport en het afzinken, waarbij men ook moet denken aan het uitzakken en verzamelen van zout water in de zinksleuf.

In de eerste vergelijking moet men de laagste te verwachten waarde invullen in de tweede de hoogste. Oplossing van de vergelijkingen geeft:

$$C = 0,728H - 1,154 \text{ [m}^2\text{]} \quad (4.5)$$

$$B = 0,081H + 1,319 \text{ [m}^2\text{]} \quad (4.6)$$

Uit het ontwerpcriterium H (de benodigde holle ruimte) kan men dus de vereiste hoeveelheid constructie- en ballastbeton afleiden. Vereist, want meer betekent dat het element niet drijft, minder dat het omhoog komt. Tevens moet men met deze hoeveelheid constructiebeton de belastingen kunnen opnemen.

Indien men echter te weinig oppervlak heeft voor het opnemen van de belastingen dan kan men:

- geheel of gedeeltelijk voorspannen;
- vergroten van de holle ruimte, waardoor men eigenlijk overtollige ruimte creëert en het drijvend vermogen doet toenemen, waardoor de constructie zwaarder kan worden;
- een combinatie van beide.

Uit kostenvergelijkingen kan men de goedkoopste oplossing kiezen.

#### 4.5.1.2 Sterkte berekening van Tunneldoorsnede

Aan het begin van het ontwerpproces is het nog niet nodig om de wapening exact te kennen. Een inschatting van de haalbaarheid van de gekozen constructie is vaak al voldoende. Daarom is het praktisch de tunneldoorsnede sterk te schematiseren, zodat de eerste berekeningen, kunnen worden gemaakt.

Maak voor een eenvoudige ontwerpberekening gebruik van:

- symmetrie van de constructie;
- het splitsen van de op de doorsnede werkende belastingen in een viertal basisgevallen. Dit werkt beter dan het rekenen met alle belastingen samen in één belastinggeval en vergroot de flexibiliteit, want de gelijkblijvende belastinggevallen hoeven in volgende berekeningen niet opnieuw bepaald te worden.

Het doel van deze berekening is de bepaling van de krachten en momenten waarop de tunneldoorsnede te wapenen is. Voor deze berekening zijn nodig:

- Draagweg: in 1 richting (2d) of in 2 richtingen (3d).  
Gegevens te verkrijgen uit de opzet van het ontwerp en vorm van de ondersteuning.
- Afmetingen tunneldoorsnede.  
Gegevens te verkrijgen uit de afzinkberekening en de (ontwerp-) tekeningen.
- Maatgevende water- en grondbelastingen.  
Gegevens uit de (ontwerp-) tekeningen en grondgegevens.
- Voor de definitieve berekening moeten ook de effecten van temperatuursinvloeden, invloed van calamiteiten zoals aanrijdingen, explosies en vallende ankers, worden meegenomen

Omschrijving	2 kokers	3 kokers
1. Bovenbelasting + e.g. dak + oplegdruk vloer		
2. Gelijkmotig verdeelde belasting wand		
3. Driehoekige belasting wand		
4. Eigen gewicht wanden + oplegdruk vloer		

Figuur 4-33, Enkelvoudige Statische Berekening van een Tunneldoorsnede

### Omschrijving & Formules

Gebruik de 4 basis- belastinggevallen en hun schematiseringen, zodat ingewikkelde handmatige berekeningen met trapeziumvormige modellen worden vermeden. In deze belastinggevallen wordt:

- de horizontale grond- en waterdruk ter plaatse van het dak in belastinggeval 2 als over de gehele hoogte werkend ingevoerd;
- de extra grond- en waterdruk tegen de wand ten opzicht van de druk ter plaatse van het dak als driehoeksbelasting in belastinggeval 3 ingevoerd;
- in belastinggeval 4 de gewichten van de wanden als puntlasten op de wanden geschematiseerd;

### Opmerkingen

- De belastingsituatie waarbij het element nog niet onderstroomt is en alleen op de neuzen en vijzels rust, moet apart berekend worden.
- De spanningsverdeling onder de tunnel kan in de loop van de tijd onder invloed van zettingen wijzigen. In eerste instantie veranderen gelijkmatige funderingsdrukken in de loop van de tijd van vorm, zij worden veelal parabolisch van vorm.
- Bij temperatuursinvloeden moet erop gelet worden, waar door omliggende grond of palen geen verplaatsingen mogelijk zijn.
- Bij het gebruik van verende ondersteuning (uit omliggende grond) moet niet vergeten worden dat de grondveren slechts druk op kunnen nemen.



#### 4.5.1.3 Bijzondere belastingen

##### Temperatuurbelasting

In de definitieve berekening moeten ook de invloeden van temperatuurverschillen op de krachtsverdeling worden meegenomen. De rekenmethode daarvan is te vinden in het tijdschrift "De ingenieur" van 07-03-1969 en het rapport "Temperatuursinvloeden op tunnelconstructies" van het Kivl.

In het kort komen de conclusies op het volgende neer:

Voor de beschouwing van sterkte van een tunneldoorsnede is de temperatuurbelasting niet van belang, daarvoor zijn de krachten te klein. Voor de scheurvorming is deze wel van belang. Door ventilatie is de lucht in de tunnel vrijwel altijd gelijk aan die van de buitenlucht. De temperatuur van het (grond-) water op en om de tunnel is trek afhankelijk van de hoeveelheid water. In een rivier of kanaal wisselt de temperatuur weinig.

In een ca. één meter dikke tunnelwand kan de temperatuur in het midden van de wand door het jaar heen schommelen van ca. -3°C tot +21°C. dit temperatuurverschil zorgt voor uitzetten/ krimpen van de tunnel en spanningen in de doorsnede.

Als temperatuurgradiënten in een verkeerstunnel kunnen voor de zomer- en wintertemperaturen worden aangenomen:

<b>BINNENTEMPERATUUR WINTER</b>	<b>BUITENTEMPERATUUR WINTER</b>
stationair - 2,5°C tijdelijk -10°C	stationair +4°C tijdelijk +3°C
<b>BINNENTEMPERATUUR ZOMER</b>	<b>BUITENTEMPERATUUR ZOMER</b>
stationair +16,5°C tijdelijk +21°C	stationair +13°C tijdelijk +12°C

Tabel 4-5, Temperatuurgradiënten in een Verkeerstunnel

De stationaire temperatuurgradiënten worden verondersteld over lange perioden aanwezig te zijn. Bij beschouwing van de spanningen als gevolg van deze gradiënten moet het kruipeffect worden meegerekend:

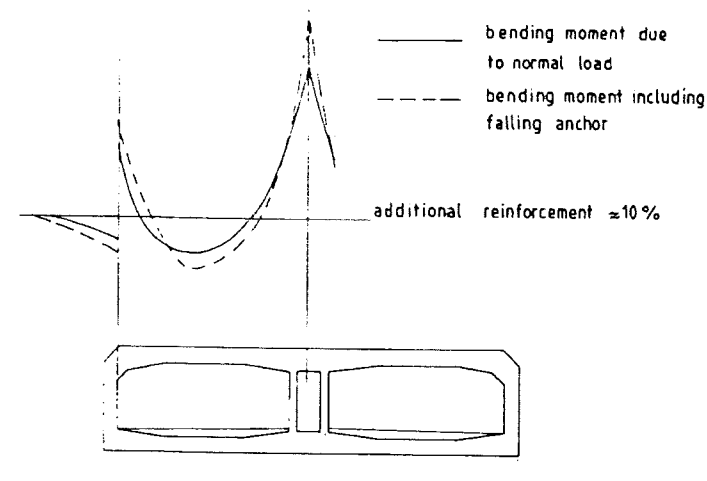
$$\sigma_{\infty} = \sigma_{el} * e^{-\rho} \quad (4.7)$$

De tijdelijk aanwezige gradiënten kunnen worden beschouwd zonder kruipeffect.

##### Explosiebelasting

Vanwege de mogelijkheid dat in een verkeerstunnel een explosie plaatsvindt, moeten tunnelconstructies gecontroleerd worden op een explosiebelasting van 100 kN/m<sup>2</sup> (als statische druk) in één koker. Bij een dergelijke explosie mag de constructie niet bezwijken. Maar de totale belastingfactor die bij deze explosiebelasting overblijft hoeft, vanwege de geringe kans van voorkomen, niet hoger dan 1,0 te zijn.

## Vallende Ankers



Figuur 4-34, Moment op Tunnel ten gevolge van vallend Anker

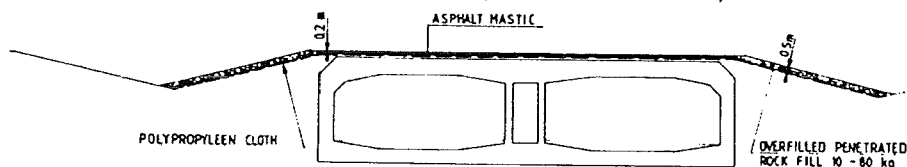
Bij tunnels die geen gronddekking hebben is het van belang om de belasting van een vallend anker op de tunnel te bekijken. Hierbij moet worden gelet op:

- het gewicht van het anker;
- de snelheid van het anker tijdens treffen van de tunnel;
- de veerkracht (elasticiteit) van de betonconstructie.

Het gewicht van het anker is afhankelijk van de afmetingen van het schip. Bij het tunnelontwerp moet dus gekeken worden naar het maatgevende schip.

## Sleepend Anker

Het is van belang dat het anker geen houvast heeft aan de tunnel. Dit kan mijn bereiken door schuine randen toe te passen. Ter bescherming van de tunnel kan men ook een bekleding toe passen. Hiervoor kan gebruik worden gemaakt van stortsteen of asfaltmatten (Figuur 4-34, Moment op Tunnel ten gevolge van vallend Anker).



Figuur 4-35, Voorbeeld Bescherming met Asfaltmat

## Zinkend Schip

De grootte van de belastingen ten gevolge van een zinkend schip zijn moeilijk te schatten, vanwege het dynamische karakter van deze belasting. De belasting is niet alleen afhankelijk van grootte en massa van het schip, maar ook van grootte en plaats van het lek, vanwege de invloed op de zinksnelheid. Voor zowel de Storebaelt-tunnel als voor de Westerschelde oeververbinding is gekozen voor schematisatie als statische belasting van  $100 \text{ kN/m}^2$  over een oppervlak van  $250 \text{ m}^2$ . De gebruikte belastingfactor is hierbij 1,0.

## Aanrijdingen

Voor een doorsnedeberkening van een tunnel wordt de belasting door een aanrijding meestal niet beschouwd. Indien de tunnel tegen een explosie van  $100 \text{ kN/m}^2$  bestand is, wordt deze sterk genoeg geacht om een aanrijding te overleven. Voor detailberekeningen (bijv. Prefab-wanden, geleideprofielen) is wel een aparte berekening vereist. De maximale botskracht kan worden gehaald uit de T.G.B.-belastingen art. 9.4. De maximale hoek waaronder de voertuigen de wand van een tunnel raken is te stellen op  $10^\circ$ , het deel van de botskracht dat op de wand werkt is dus maximaal  $F_{\text{bots}} \cdot \sin 10^\circ$ . De tabel uit de TGB-belastingen kan worden uitgebreid met deze kracht loodrecht op de wand:

soort weg	kinetische energie [kNm]	botskracht [kN]	kracht ⊥ wand [kN] bij botsing onder 10°
snelweg	8400	2200	382
bebouwde kom	3200	1300	225

Tabel 4-6, TGB-Belastingen

Deze krachten zijn gebaseerd op een massa van een vrachtauto van 27000 kg

Met behulp van de kinetische energie en de stijfheidsgegevens van een beschouwde constructie kan ook m.b.v. de dynamica een berekening van de botskracht gemaakt worden.

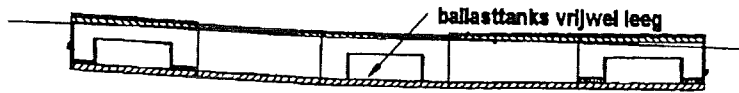
#### 4.5.2 Fasering van de Afzinkberekeningen

Tijdens het afzinken zijn er verschillende fasen te onderscheiden waarin de ballast gewijzigd moet worden. Ballast kan in de vorm van ballastbeton of water in tanks worden aangebracht. De hoeveelheid betonballast wordt berekend, zodanig dat het element met lege ballasttanks kan varen bij de door de gebruiker gewenste diepgang.

Op de volgende afbeeldingen staan de verschillende fasen die men kan onderscheiden en de daarbij benodigde berekeningen:

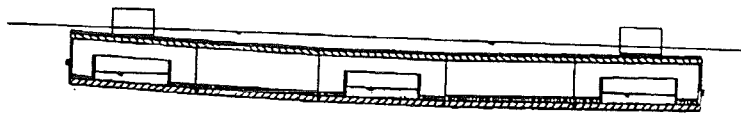
Het doel van deze berekening is de bepaling van de krachten en momenten waarop de tundoorsnede te wapenen is. Voor deze berekening zijn nodig:

- Draagweg: in 1 richting (2d) of in 2 richtingen (3d).  
Gegevens te verkrijgen uit de opzet van het ontwerp en vorm van de ondersteuning.
- Afmetingen tundoorsnede.  
Gegevens te verkrijgen uit de afzinkberekening en de (ontwerp-) tekeningen.
- Maatgevende water- en grondbelastingen.  
Gegevens uit de (ontwerp-) tekeningen en grondgegevens.
- Voor de definitieve berekening moeten ook berekeningen worden meegenomen voor temperatuursinvloeden, invloed van calamiteiten zoals aanrijdingen, explosies en vallende ankers.



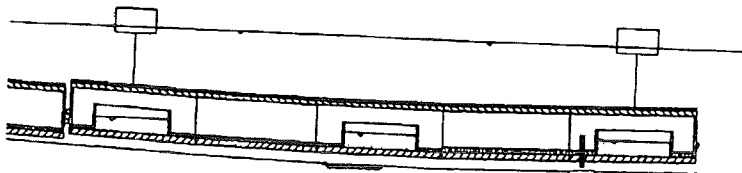
**Fase 4: Fasering ballasten**

bepaling fasering aanbrengen ballast, zodat krachten niet te groot worden



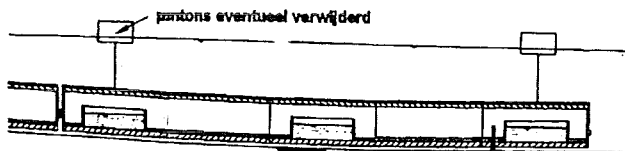
**Fase 5: Hangend aan pontons**

berekening waterstanden in tanks bij pontons juist boven water en benodigde waterstanden om aan gewenste opwaartse pontonkrachten te komen



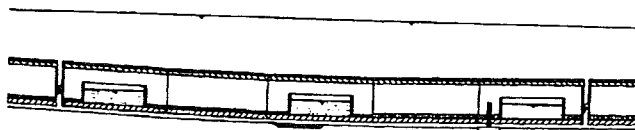
**Fase 6: Juist boven opleggingen**

waterstanden in ballasttanks voor evenwicht element, hangend aan pontons twee lagen water met verschillende volumieke massa's in te voeren



**Fase 7: Op vjzels en neuzen**

benodigde waterstanden in tanks om element vast op opleggingen te houden. invloed onderstromen, scheepvaart en variatie in volumieke massa van water mee te rekenen



**Fase 8: Volgend element geplaatst**

benodigde waterstanden in tanks, om element vast op opleggingen te houden, invloed onderstromen, scheepvaart, variatie in volumieke massa van water en belasting uit volgend element mee te rekenen



**Fase 9: Einde situatie**

evenwichtsberekeningen, per moot: bepaling bodemdruk onder vloer en evenwichtscoefficient voor diverse afzinkberekeningen

Figuur 4-36, Fasering van de Afzinkberekeningen

### 4.5.3 Lengte van de Elementen

Het opdrijven, transporteren, afzinken en plaatsen van een element is een kostbare zaak, die voor een belangrijk gedeelte onafhankelijk is van de lengte van het element. Dit laatste geldt niet voor het aantal sleepboten. Maar er zijn vele handelingen die moeten worden verricht (bijv. het plaatsen en verwijderen van de zinkuitrusting), waarvoor het weinig van belang is of het element kort of lang is. Daarom zal men er naar streven het aantal elementen klein en de lengte groot te maken. Dit heeft ook het voordeel dat er minder kopschotten, Gina's, omega profielen etc. nodig zijn. Ook de scheepvaart is gebaat bij een gering aantal afzinkingmanoeuvres, terwijl de duur per afzinking nauwelijks langer wordt bij grotere elementen.

Een beperkende factor voor de lengte kan de manoeuvreerruimte zijn. Het element moet immers vanuit het dok de waterweg indraaien en later vóór het afzinken weer dwars op de rivier worden gebracht. Hier is niet altijd voldoende ruimte voor aanwezig. Tevens doet het lang maken van de elementen de momenten in langsrichting en daarmee de benodigde voorspankracht toenemen. Bij grotere lengten zal het moment groeien door:

- vooral de plaatsing van de kopschotten aan de uiteinden van het element, deze geven excentrische puntlasten t.o.v. de gelijkmatig over de lengte verdeelde oprijvende kracht
- de verdere boven het watervlak uitstekende uiteinden bij gekromde elementen;
- de stroomkracht, wanneer het element voor en tijdens het afzinken haaks op de rivier ligt.

Ten aanzien van het laatste punt kan worden opgemerkt, dat de twee nabij de einden vastgemaakte verhaalkabels (met 2 en 4 gemerkt in Figuur 4-2, Procedure Afzinken Tunnel) de reactie van de stroomkracht moeten leveren. De verhaalkabels zijn nabij de einden bevestigd om de standzekerheid en manoeuvreerbaarheid zo goed mogelijk te maken. Daardoor vergroten zij echter wel de momenten t.g.v. de stroomdruk. Ter beperking van deze momenten wordt nog een derde dwarskabel in het midden van de constructie aanbrengen geeft extra risico's. Omdat niet bekend is hoeveel van de totale kracht door elk van de kabels wordt opgenomen. Door overbelasting kan één van de kabels losschieten. Naast de hoge momenten kan ook het aantal sleepboten, dat nodig is om het element dwars op de stroom te houden, voordat de verhaalkabels zijn vastgemaakt, een probleem vormen. Zij mogen elkaar immers niet hinderen. De verhaalkabels mogen ook niet te zwaar zijn, omdat ze in relatief korte tijd moeten worden aangebracht en vastgemaakt aan het element. Bij getijrivieren bij voorkeur tijdens de stroomkentering.

Het is onmogelijk een standaard lengte voor de elementen te geven. Per geval zal een vergelijking gemaakt moeten worden, waarbij enerzijds rekening gehouden moet worden met de zinkkosten per element en anderzijds met de kosten van langsvorspanning en eventuele begrenzing m.b.t. de beschikbare manoeuvreerruimte. Voor de meeste riviertunnels varieert de lengte tussen de 110 en 125 meter. Voor de Hemspoortunnel werden elementen van 268 meter gebruikt. Bij deze tunnel onder het Noordzeekanaal speelden stroomkrachten geen rol en werd de lengte bepaald door de beschikbare manoeuvreerruimte bij het uitvaren van het dok.

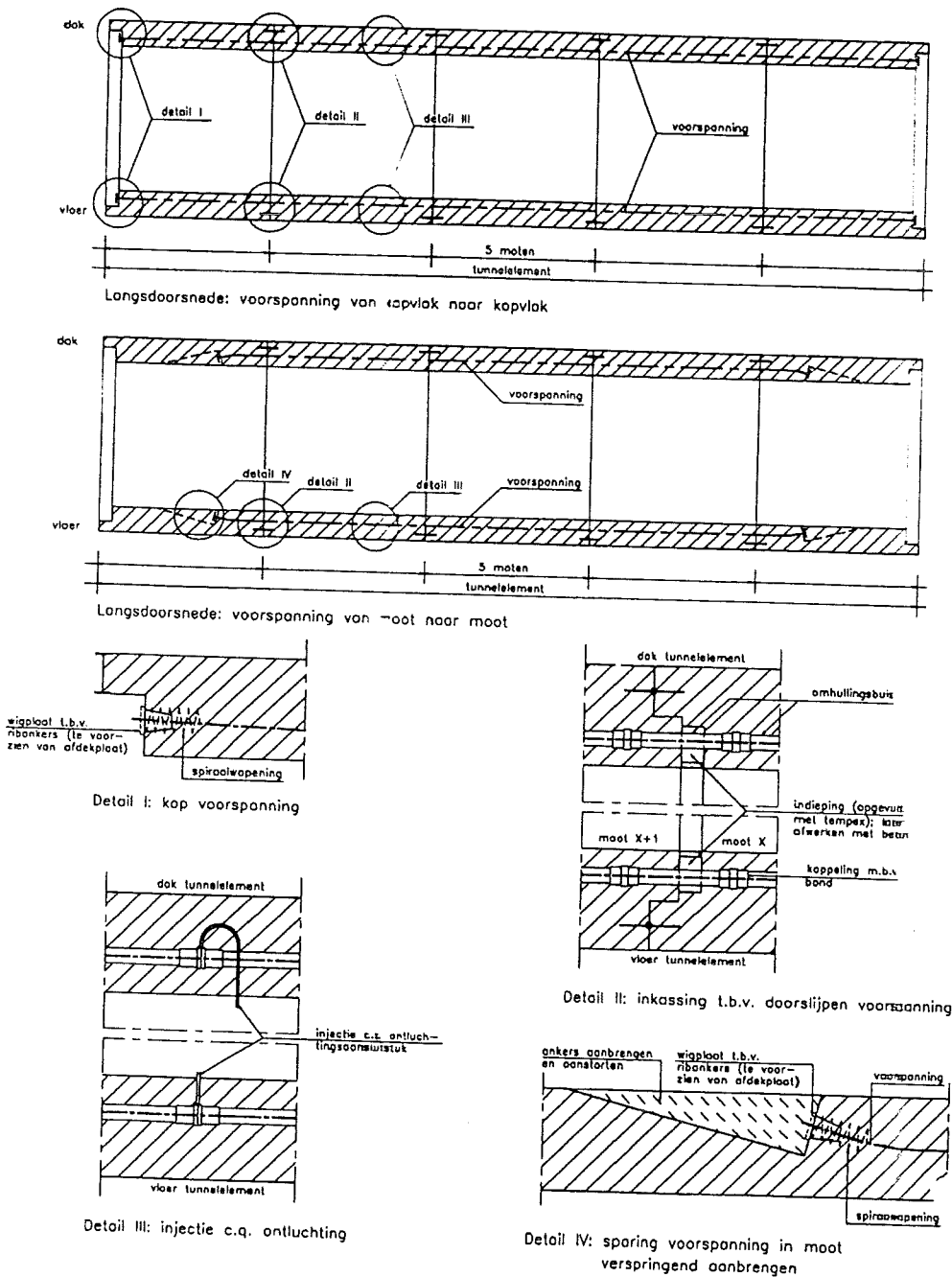
#### 4.5.4 Bepaling Voorspankracht Elementen

De langvoorspanning wordt aangebracht om tunnelmoten tijdens het opdrijven, transport-, afzink- en onderspoelfase te koppelen. In de berekeningen voor het dimensioneren van een tunnelement wordt de langvoorspanning niet beschouwd. De langvoorspanning wordt in de ontwerpfase verondersteld niet van invloed te zijn op het gewicht van het tunnelement. Pas nadat het ontwerp van de tunneldoorsnede en de afzinkberekening gereed is kunnen de voor de berekening van de langvoorspanning benodigde belastingen worden bepaald. In de definitieve afzinkberekening van de aannemer kan het gewicht van de berekende voorspanning meegenomen worden. De in de ontwerpfase berekende langvoorspanning wordt daarna bijgesteld aan de hand van de definitieve afzinkberekening.

Belangrijke invloeden op de langvoorspanning:

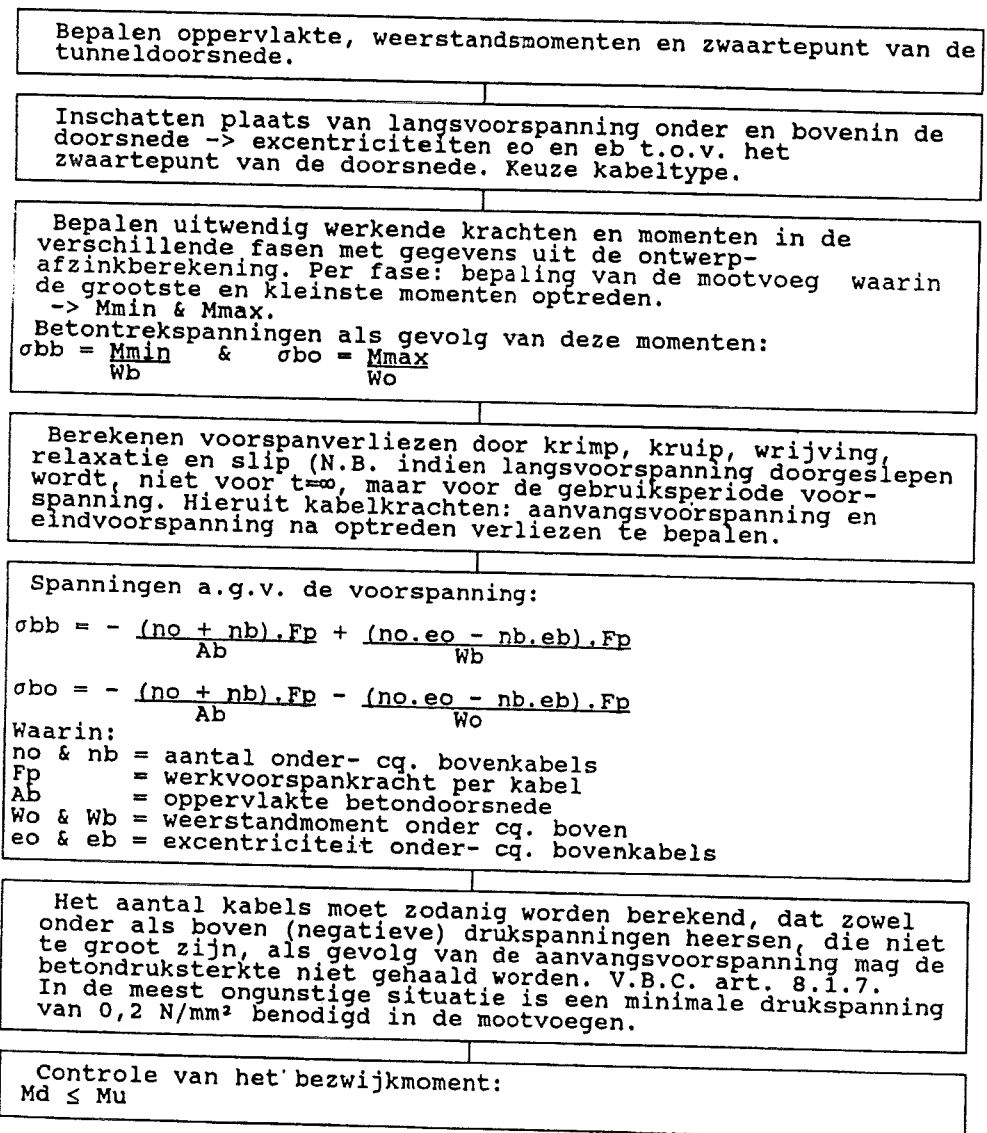
- langvoorspanning dak:
  - lengte tunnelement;
  - puntlasten kopschot / kraag;
  - kromming tunnelement;
  - eventuele golven;
  - sleepkrachten.
- langvoorspanning vloer:
  - lengte tunnelement;
  - plaats en type oplegvijzels;
  - verdeling ballasttanks;
  - diepteligging tunnel.

In Figuur 4-37, Details Voorspanning in een Element, zijn details van de langvoorspanning gegeven en in Figuur 4-38, Rekenwijze Voorspanning volgens SATO de rekenomschrijving.



Figuur 4-37. Details Voorspanning in een Element

**Omschrijving & formules:**  
**Aanbevolen procedure langvoorspanning:**



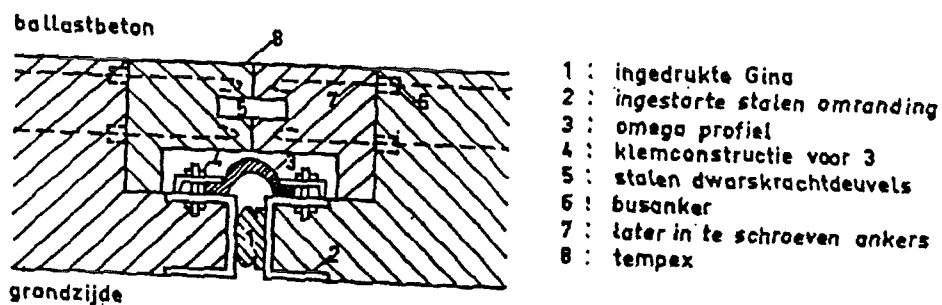
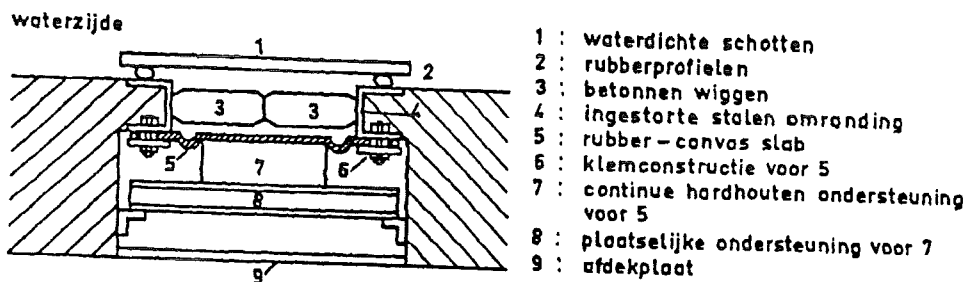
Figuur 4-38, Rekenwijze Voorspanning volgens SATO

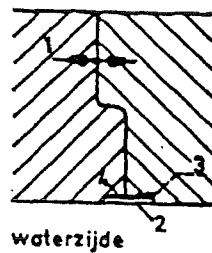


#### 4.5.5 Dilatatievoegen

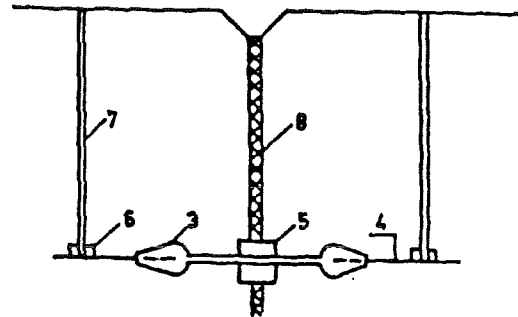
Zoals elke betonconstructie is de tunnel onderworpen aan verkortingen (t.g.v. krimp en lage temperaturen) en verlengingen (hoge temperaturen). Om deze reden worden om de ca. 20 à 25 meter dilatatievoegen aangebracht. Hierdoor kunnen de moten t.o.v. elkaar in de lengterichting bewegen zonder dat al te grote trekspanningen en scheuren ontstaan. De noodzaak om dilatatievoegen te maken wordt nog versterkt door de kans op ongelijke zettingen. De laag die onder de tunnel is gespoten is vrij los van pakking en zal dus wat zetting vertonen. Ook de bovenbelasting op de tunnel (de dekking) is niet overal gelijk en sluit het op staal gefundeerde gezonken gedeelte aan op het in de oever gebouwde tunnelgedeelte, dat vaak op palen is gefundeerd. Deze mogelijkheden tot ongelijke zettingen geven, zonder dilatatievoegen, aanleiding tot grote buigende momenten en scheuren. Het aanbrengen van dilatatievoegen op relatief korte afstanden maakt, dat de tunnel zich als een ketting kan aanpassen aan de vervormingen van de ondergrond, waardoor scheuren worden vermeden.

De voegen moeten dus in langsrichting van de tunnel een verkorting en verlenging van de moten aan weerszijden toelaten, alsmede een verdraaiing t.o.v. elkaar. Ze moeten echter ook zo ontworpen worden, dat de moten in het voegvlak niet verticaal t.o.v. elkaar kunnen bewegen om "sprongen" in het wegdek te voorkomen.





- 1 : rubbermetalen voegstrook  
 2 : staalplaat, eenzijdig ver-  
 ankerd (3), andere zijde  
 met bitume ingesmeerd  
 om beweging mogelijk te  
 maken.



- 3 : rubbermetalen voegstrook  
 4 : ingevulkeniseerde staalstrip  
 5 : schuimrubber om rek lengte te krijgen  
 6 : sponsrubber  
 7 : injectiebuisjes  
 8 : tempex

Figuur 4-39, Verschillende Dilatatievoegen

Ieder element is daarom opgedeeld in 20 à 25 meter lange moten. Door het aanbrengen van tanden in de voegen worden ongelijke verticale verplaatsingen voorkomen. Een rubbermetalen voegstrook zorgt voor de waterafdichting. Tijdens het drijvende transport is het element echter in langsrichting onderworpen aan buigende momenten. Deze worden onder andere veroorzaakt door het feit, dat de opwaartse drijvende kracht gelijkmatig is verdeeld over de gehele lengte, maar dat geldt niet voor bijvoorbeeld de kopschotten en richttorens, die als puntlasten op de uiteinden aangrijpen. Daarnaast kunnen stroom- en golfkrachten momenten veroorzaken, terwijl ditzelfde geldt voor de hoger boven water uitstekende uiteinden bij verticaal gekromde elementen. Ook wanneer het element op de driepuntsoplegging staat op de bodem van de sleuf zullen buigende momenten optreden, welke uiteraard niet door de dilatatievoegen kunnen worden opgenomen. Om deze momenten toch te kunnen opnemen, wordt ieder element voorzien van een tijdelijke langsoverspanning, welke reeds in het dak wordt aangebracht. De voorspankabels zijn opgenomen in langskanalen en passeren dus de voegen. De voorspankracht moet zo groot zijn, dat de door haar in de voegen opgewekte druk altijd groter is dan de trekspanningen veroorzaakt door de buigende momenten tijdens transport en afzinken.

Zodra het element op zijn definitieve ondersteuning (de zandlaag) staat, wordt de voorspanning afgelaten en de kabels uit de kanalen getrokken, zodat het element zich kan aanpassen aan zettingen van de ondergrond tijdens het aankappen van de zinksleuf. Door juiste plaatsing van de ballasttanks kan men de buigende momenten en de daarbij behorende voorspanning zoveel mogelijk beperken. Voor bepaling van de grootte van de voorspankracht zie 4.5.4.

Ook de Gina in de zinkvoegen laat door haar elasticiteit een zekere rotatie toe van de moten aan weerszijde. Ook hier is het noodzakelijk om een voorziening aan te brengen, die ongelijke verticale zettingen van beide moten in het voegvlak tegengaat. Dit kan bijvoorbeeld door in de voeg boven het Omega-profiel de vloeren van beide moten te verlengen en met een tand of met plaatselijke stalen deuvels in elkaar aan te brengen. Door deze voorzieningen pas aan te brengen nadat de sleuf is aangekapt, kan men de over te brengen kracht beperken en hoeft de voeg in de wanden en het dak alleen te worden afgewerkt met een plaat, die de nis aan het zicht onttrekt en het rubberprofiel isoleert bij brand. Dit in een laat stadium aanbrengen kan gepaard gaan met enige ongelijke verplaatsingen in verticale zin. Deze kunnen echter opgevangen worden bij het maken van het wegdek.

## 5. Bijzondere aspecten

### 5.1 Veiligheid en tunnelinrichting

#### 5.1.1 Inleiding

Tunnels en andere ondergrondse ruimten kunnen potentiëel gevaarlijker zijn dan bovengrondse bouwwerken. De reden hiervoor is dat men bij brand of andere gevaarlijke situaties moeilijker kan vluchten. Voorts geldt dat bij brand de rook niet vaak moeilijker kan ontwijken waardoor mensen sneller door de rook ingesloten raken en door verstikking om het leven komen. Hulpdiensten zoals brandweer, politie en ambulance-personeel kunnen in geval van brand moeilijker bij gewonde of ingesloten mensen komen dan bij bovengrondse bouwwerken het geval is.

Dit impliceert dat men reeds in een vroeg stadium van het ontwerp rekening moet houden met de veiligheid van de gebruikers van een tunnel, doch ook met de veiligheid van hulpdiensten voor het geval zij moeten optreden. Voor tunnels in een hoofdwegennet komt daar nog bij dat als een tunnel door een incident zodanig beschadigd raakt dat hij langdurig buiten gebruik is, het verkeer via andere wegen geleid moet worden, met als gevolg een hogere intensiteit op die andere wegen. Dat heeft weer tot gevolg dat de ongevalskans op die wegen toeneemt.

Dit hoofdstuk geeft een overzicht van de maatregelen die men kan treffen om de veiligheid te verhogen. De maatregelen kunnen in 2 categoriën worden onderscheiden:

1. maatregelen die incidenten helpen voorkomen
2. maatregelen die de gevolgen van incidenten helpen beperken

Bij het treffen van veiligheidsmaatregelen mag men niet uit het oog verliezen reeds de tunnel-eigenschappen de veiligheid in hoge mate bepalen, waarbij moet worden gedacht aan:

- de geografische plaats alsmede de plaats in het wegennet
- de vorm binnen de tunnel en de vorm van de tunnelportalen
- het alignement van de weg voor, in en na de tunnel
- eventuele openingen in het dak zoals sleuven, gaten en schachten

Het is zaak reeds in de ontwerpfase de invloed van deze eigenschappen op de veiligheid te kennen en hier rekening mee te houden en vervolgens met aanvullende veiligheidsmaatregelen een aanvaardbaar veiligheidsniveau te bereiken.

#### 5.1.2 Wat is veiligheid

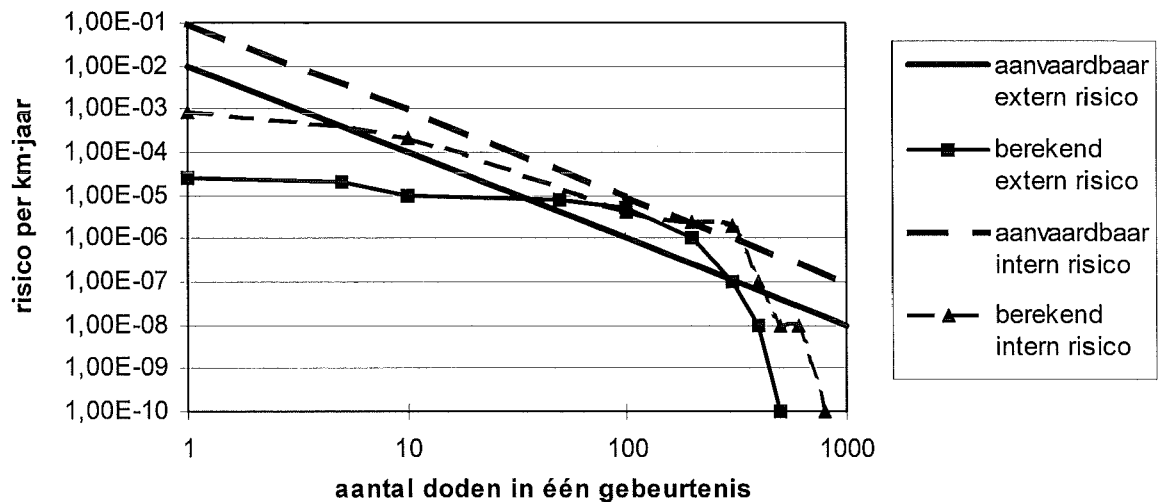
Volgens een woordenboek is "veilig" niet in gevaar verkeren. Dat geeft wel het begrip aan maar geen niveau: er is geen grens waarop getoetst kan worden. Dat komt omdat in veel gevallen geen absolute grens kan worden gesteld waaronder het wel veilig is en waarboven het niet veilig is. In werkelijkheid worden veiligheidsniveaus op maatschappelijk niveau afgesproken, waarbij men rekening houdt met kans op een ongeval, het aantal betrokken personen, de kosten die ermee gemoeid zijn versus de kosten voor veiligheidsmaatregelen, en een vergelijking met andere maatschappelijk aanvaardbaar geachte situaties.

Veiligheid wordt veelal uitgedrukt in het begrip risico dat als volgt is gedefiniëerd:

**Risico = Kans x Resultaat**

Hierbij wordt de kans bepaald dat een zekere gebeurtenis zal optreden, en wordt het resultaat van de gebeurtenis bepaald. Veelal wordt het resultaat uitgedrukt als het aantal doden als gevolg van de gebeurtenis, maar men kan hierbij ook denken begrippen als financiële schade, gevolgen voor de volksgezondheid e.d.

## Extern en Intern Risico



In Nederland is van overheidswege een normstelling gedefinieerd voor het algemeen maatschappelijk aanvaardbaar geachte risico. In de grafiek is dat weergegeven als het "aanvaardbaar extern risico". De term extern is gebruikt omdat in de tunnelomgeving (dus buiten de tunnel) aan deze norm moet worden voldaan. Binnen de tunnel wordt een hoger risico-niveau aanvaardbaar geacht omdat men als verkeersdeelnemer ervoor kiest zich in een potentiële gevaarlijke situatie te begeven, terwijl iemand die in de omgeving van de tunnel woont daarvoor veelal niet (bewust) heeft gekozen.

De grafiek geeft ook een voorbeeld van berekende risico's waarbij blijkt dat de aanvaardbaar geachte risico's worden overschreden voor gebeurtenissen die weliswaar zeldzaam zijn maar grote gevolgen hebben. In een dergelijk geval moeten of aanvullende maatregelen worden getroffen, of nadere afspraken worden gemaakt of het risico in die specifieke situatie wel aanvaardbaar is.

### 5.1.3 Veiligheid tijdens normaal gebruik

Veiligheidsmaatregelen die incidenten helpen voorkomen betreffen vooral weggebruikers en niet de constructie of hulpdiensten. De maatregelen zijn erop gericht weggebruikers te helpen incidenten te voorkomen. Als extra aandachtspunt geldt dat men de gezondheid van tunnelgebruikers zal moeten beschermen tegen een overmaat van uitlaatgassen.

Maatregelen om incidenten te voorkomen zijn:

- herkenbaarheid van de tunnel als veranderend wegbeeld door goede vormgeving van het ingangsportaal
- goed wegbeeld door alignement, wandafwerking en wegdekbelijning
- verlichting

Gezondheidsmaatregelen bestaan uit het voorzien in toevoer van voldoende frisse lucht door openingen en/of mechanische ventilatie.

### 5.1.4 Veiligheid bij incidenten

Veiligheidsmaatregelen die de gevolgen van incidenten helpen beperken betreffen weggebruikers, hulpdiensten, omwonenden en de tunnelconstructie.

Bij het kiezen van de veiligheidsmaatregelen zal men eerst moeten vaststellen welke incidenten men wel en welke incidenten men niet zal kunnen hanteren.

Afgezien van stilstand door pech en botsingen al dan niet met slachtoffers zijn als gevaarlijke situaties in een tunnel aan te duiden brand, explosie en het vrijkomen van giftige

stoffen. Hoewel de gebeurtenissen tegelijkertijd zouden kunnen optreden is de kansverdeling op explosies en het vrijkomen van giftige stoffen slechts ca. 1-2 % van de kans op brand.

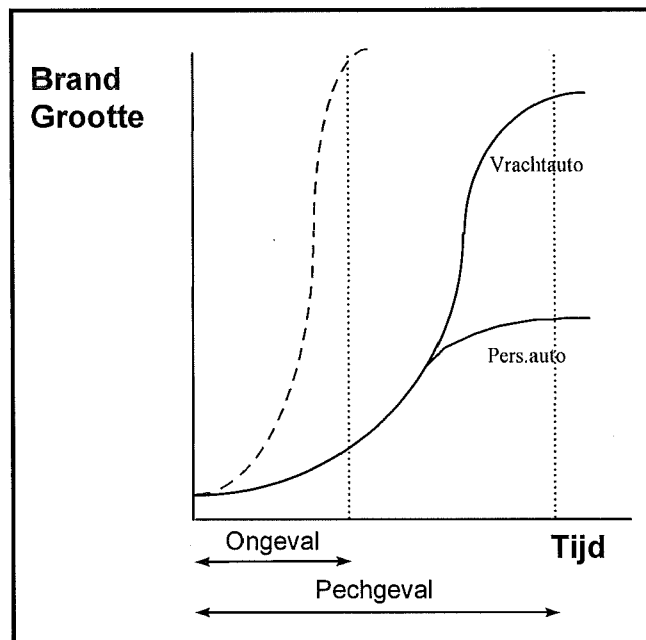
Explosies treden altijd plotseling op, waardoor mensen nooit tijdig kunnen vluchten, terwijl de tunnelconstructie niet zonder uitzonderlijk hoge kosten tegen explosies bestand kan worden gemaakt.

Het vrijkomen van giftige stoffen zal door veel tunnelgebruikers niet worden opgemerkt omdat deze stoffen vaak geurloos zijn, en als ze al een kleur hebben niet worden onderscheiden vanwege het relatief lage lichtniveau in de tunnel. Men zal dus niet vluchten. Op basis van kansen en gevolgen worden daarom de veiligheidsmaatregelen veelal alleen afgestemd op het incident met brand. Het is daarbij van belang te weten wat de brandgrootte, de rookontwikkeling en de brandontwikkelingstijd is. Brandgrootte en rookontwikkeling zijn nauw aan elkaar gerelateerd en hangen sterk af van de grootte van het voertuig. Het toelatingsbeleid in tunnels is dus van invloed op de te verwachten brand. In Nederland, waar in de meeste tunnels nagenoeg alle verkeer behalve LPG-tankauto's e.d. wordt toegelaten, is de volgende verdeling te onderscheiden:

voertuig	brandvermogen	verkeersaandeel	kans op brand
personen auto	5..6 MW	85 %	} 80 %
bus	20..30 MW	1 %	
gemiddelde vrachtwagen	30..100 MW	5 %	} 20 %
grote vrachtwagen	50..150 MW	8 %	
benzine tankauto	200..300 MW	1 %	

Hierbij moet worden opgemerkt dat de meeste branden niet ontstaan vanwege ongevallen, maar dat meer dan 95% van de branden ontstaan vanwege pech en spontane motorbranden door bijvoorbeeld kortsluiting.

In verband met brandontwikkeling blijkt dat nagenoeg alle branden klein beginnen, en dat het enige tijd duurt voordat ze zich tot volledige grootte ontwikkelen. De ontwikkeling tot volledige grootte gaat meestal vrij plotseling en snel nadat de brand eerste enige tijd beperkt is gebleven. Bij pech-gevallen (hetgeen de meeste branden omvat) is er een vrij constante tijd van ca. 5-8 minuten voordat de brand zich plotseling tot volledige grootte ontwikkelt, bij ongevallen mag men verwachten dat de brandontwikkeling zeer snel verloopt, meestal binnen 2-5 minuten. De ontwikkelingstijden hebben invloed op de vluchtmogelijkheden van betrokkenen.



Een ander belangrijk aspect in verband met de te treffen veiligheidsmaatregelen is het menselijk gedrag. Uit onderzoek blijkt dat de meeste mensen zo lang mogelijk proberen te blijven doen waar men al mee bezig was, en dat men de situatie verkeerd inschat of het gevaar gewoon negeert. Het bewustwordingsproces duurt over het algemeen vrij lang terwijl men daarna ook veel tijd verliest men te bedenken wat men zal gaan doen. Het blijkt

dat de veel mensen als eerste een blus poging zullen doen (ca. 40%), dat veel anderen eerst hun medemensen gaan waarschuwen (ca. 24%) en dat slechts een klein deel meten gaat vluchten (ca. 16%). Voor buitenstaanders lijkt het of mensen in paniek zijn, doch in werkelijkheid zijn de betrokkenen vaak juist zeer bewust bezig, maar ze reageren alleen nog maar op sterke signalen.

Uit deze beschouwing kunnen enige conclusies worden getrokken:

- een snelle automatische detectie, alsmede een geautoriseerde waarschuwing, helpen mensen sneller en gericht tot actie te laten overgaan, waardoor zij meer kans hebben zichzelf te redden
- aangezien veel mensen zullen willen blussen is het zinvol te voorzien in adequate en voor ongeoefende weggebruikers geschikte blusmiddelen: elke brand begint klein en is dan vaak nog te blussen hetgeen erger voorkomt
- instructies (zowel zichtbaar als hoorbaar) moeten duidelijk, instructief en zich in de situatie onderscheidend zijn

Een niet onbelangrijke veiligheidsmaatregel is het beschermen van de tunnelconstructie. Hiermee wordt voorkomen dat in het ergste geval de tunnel geheel of gedeeltelijk instort of anderszins onbruikbaar wordt. Hierdoor zouden tijdens het incident aanwezige personen worden bedreigd, maar dit zou ook het toekomstig risico voor weggebruikers op andere wegen in de omgeving groter worden.

### 5.1.5 Veiligheidsvoorzieningen in tunnels van civiele aard

De voorzieningen van civiele aard zijn in de volgende tabel weergegeven, waarbij is aangegeven voor welke situatie de voorziening bedoeld is:

voorziening	normaal	incident
• visuele geleiding / wegdekbelijning	X	
• wegdekhelling / goten / opvangkelders	X	X
• aanrijdingsprofiel		X
• vluchtdeuren en vluchtgangen		X
• brandwerende bekleding		X
• rookmuur bij portaal	(X)	X
• rookgaten in plafond		X

#### *visuele geleiding en wegdekbelijning*

Visuele geleiding helpt weggebruikers 'de weg' te vinden door de tunnel waardoor de kans op aanrijdingen onderling en tegen de wand wordt verkleind. De wegdekbelijning behoort tot de visuele geleiding maar wordt apart genoemd omdat dit één van de belangrijkste hulpmiddelen is.

#### *wegdekhelling*

Door de dwarsverkanting wordt bereikt dat wanneer bij een ongeval brandbare vloeistoffen vrijkomen deze snel naar de afvoergoten worden gebracht en zich niet over een groot oppervlak in de tunnel verspreiden. Brandbare vloeistoffen zoals benzine zijn vaak ook vluchtig en zouden bij uitvloeiing over een groot oppervlak gemakkelijk tot brandbare of explosieve dampen leiden. Reeds brandende vloeistoffen zouden ook andere voertuigen in brand kunnen zetten.

In de normale situatie zorgen wegdekhelling en goten voor snelle afvoer van hemelwater op de toeritten naar de tunnel.

#### *aanrijdingsprofiel*

In tegenstelling tot veel buitenlandse tunnels worden in Nederlandse tunnels geen looppaden op stoepen langs de rijbaan gemaakt, omdat verhoogde stoeppranden gemakkelijk tot ongevallen leiden. Langs de wanden zijn ca. 90cm hoge aanrijdingsprofielen aangebracht met een zodanige vorm dat "opkruipen" van de wielen, waardoor een auto over de kop zou slaan, wordt voorkomen.

#### *vluchtdeuren en vluchtgangen*

In de eerste fase van een ernstig incident zijn weggebruikers op zichzelf aangewezen; men noemt dit de zelfredzaamheidsfase. Het is van belang te voorzien in zodanig vluchtvoorzieningen dat weggebruikers snel uit de gevaarlijke situatie kunnen weggaan. De tunnelbuis zelf hoeft niet altijd de veiligste weg te zijn. In Nederland wordt veelal tussen de tunnelbuizen een zogenaamd middenkanaal aangebracht, waarvan de onderste helft vluchtgang is en de bovenste helft als kabelkanaal voor de tunnelinstallaties wordt gebruikt.

#### *Brandwerende bekleding*

Dit voorkomt enerzijds een te hoge temperatuur van de betonwapening (verlies van sterkte) en anderzijds een te snelle opwarming van het beton waardoor water in het beton snel verdampt en door dampdruk het beton in schollen afdruckt (spalling) waardoor zowel beton als wapening verloren gaan.

Bij rechthoekige tunnels worden alleen het plafond en het bovenste deel van de wanden beschermd, bij geboorde tunnels waar spalling de voornaamste bezwijkvorm is, de hele zichtbare omtrek.

Brandwerende bekleding wordt noodzakelijk geacht als branden van meer dan 100 MW kunnen optreden en verlies van de tunnel maatschappelijk of economisch onaanvaardbaar is.

#### *rookmuur bij portaal*

In het verlengde van de middenwand tussen 2 tunnelbuizen wordt buiten de tunnel een rookmuur met een lengte van ca. 20 meter geplaatst. Het doel is 2-ledig:

- de muur voorkomt dat rook van relatief lage temperatuur, die bij het portaal uit de tunnelbuis komt waar brand is, terugstroomt in de naast gelegen buis waar men zich nu juist veilig waant
- de vluchtweg loopt vaak via de naast gelegen buis of via de vluchtgang in het middentunnelkanaal en komt buiten de tunnel uit op het wegdek van de naast gelegen buis; zonder rookmuur zou men dan alsnog in de rook komen te staan.

Warme rook zal binnen een afstand van ca. 20 m buiten het portaal reeds voldoende zijn opgestegen.

#### *rookgaten in plafond*

Met name in lange tunnels in stedelijk gebied wordt de veiligheid bevorderd door het aanbrengen van rookgaten. Daardoor wordt een kortere tunnallengte bedreigd door rook en is het risico voor de weggebruikers lager.

### 5.1.6 Veiligheidsvoorzieningen in tunnels - installaties

De voorzieningen van installatie-technische aard zijn in de volgende tabel weergegeven, waarbij is aangegeven voor welke situatie de voorziening bedoeld is:

<b>voorziening</b>	<b>normaal</b>	<b>incident</b>
• verlichting	X	X
• ventilatie	X	X
• verkeersgeleidingssystemen		X
• verkeersdetectie-systemen		X
• communicatie-systemen		X
• branddetectie-systemen		X
• brandblus-systemen		X
• pompinstallaties	X	X
• vluchtweg-aanduidingen		X
• elektrisch voedingssysteem	X	X
• besturing	X	X

#### *verlichting*

Voor het onderwerp verlichting gelden 3 hoofdprincipes:

- onderscheiden van medeweggebruikers en objecten
- visuele geleiding
- beleving

Het onderscheiden van medeweggebruikers en objecten speelt vooral een rol bij de tunnelingang, omdat men daar bij daglicht van een lichte omgeving een donkere omgeving binnenrijdt en, nog belangrijker, omdat men vanuit een punt in een lichte omgeving iets in een donkere omgeving (het inwendige van de tunnel) probeert te onderscheiden. De ingangsverlichting is dan ook het gedeelte waar de grootste zorg aan moet worden besteed.

Visuele geleiding is zowel reeds voor de tunnelingang als in de tunnel en vlak na de tunnel van belang. Zowel lampen (die lijnen of rijen punten vormen) als reflectoren (rijen punten) als wegdekbelijning helpen in de visuele geleiding.

Het aspect beleving speelt alleen in tunnels van meer dan 1 km lang en is belangrijk om te voorkomen dat mensen langzaam of juist te hard gaan rijden, of mogelijk zelfs stoppen.

#### ventilatie

Ventilatie is nodig vanwege 2 redenen:

- het wegventileren van voertuigemissies
- het rookvrij houden van vluchtwegen en voorzien in een rookvrije zone zodat de brandweer de brand kan benaderen

→ 5:8 (1)

Aangezien in éénrichting tunnels het verkeer zelf al een aanzienlijke luchtstroom opwekt is in tunnels korter dan ca. 1 km ventilatie i.v.m. voertuigemissie geen mechanische ventilatie nodig.

Bij tunnels korter dan 250 m en voorzien van voldoende vluchtdeuren zijn de vluchtwegen zo kort dat voor de brandsituatie meestal geen mechanische ventilatie wordt aangebracht.

Mechanische ventilatiesystemen kunnen bestaan uit:

- dwarsventilatie: over de hele lengte van de tunnel wordt via luchtkanalen en roosters laag bij het wegdek verse lucht ingeblazen, de vervuilde lucht wordt bij het plafond via roosters en kanalen afgezogen en via schachten of schoorstenen in de vrije buitenlucht gebracht
- langsventilatie: d.m.v. aanjager-ventilatoren wordt een luchtstroom in langsrichting opgewekt, bij voorkeur in de rijrichting

→ 5:8 (2)  
- door  
- schuifdeuren  
- laag  
- langsrichting

Dwarsventilatie is niet in staat te voorkomen dat rook zich over een groot gebied zowel tegen de rijrichting in als met de rijrichting mee in de tunnel verspreid. Langsventilatie houdt de tunnel aan één zijde van de brand rookvrij, bij voorkeur de zijde waar achterop komend verkeer is gestopt. Voor lange tunnels in stedelijk gebied, waar grote kans op file vorming is, kan uitsluitend langsventilatie tot gevaarlijke situaties leiden als men in de rijrichting ventileert en de brand aan de staart van een file ontstaat.

In tunnels met 2-richting verkeer moet per geval de afweging worden gemaakt welk systeem de beste resultaten geeft. Er kan nooit geheel worden voorkomen dat een deel van de weggebruikers in de rook komt te staan.

#### verkeersgeleiding

Verkeersgeleidingssystemen omvatten matrixborden boven de rijbaan met verdrijfpijlen en snelheidsaanduidingen, stoplichten en slagbomen bij de tunnelingang, en matrixborden met verkeersaanwijzingen.

Zonder slagbomen blijkt een groot deel van de verkeersdeelnemers toch door te rijden en kan zich zodanig in een gevaarlijke situatie begeven.

#### verkeersdetectie

Verkeersdetectiesystemen omvatten hoogtemelding voor de tunnelingang (alleen bij tunnels met een vrije hoogte minder dan 5,5 m), lussen in het wegdek die te langzaam rijdende voertuigen onderscheiden, meting van te hoge concentraties voertuigemissie in de tunnel, en CCTV-systemen.

#### communicatie

In elke tunnel worden tenminste intercomsystemen aangebracht waarmee een weggebruiker in contact kan komen met de tunneloperator of een hulpdienst.

In verband met tijdige waarschuwing van weggebruikers bij incidenten door de operator wordt voorzien in een luidsprekersysteem, en een systeem waarmee kan worden ingebroken op de radio-ontvangst.

#### branddetectie

Uit de praktijk blijkt dat meldingen van incidenten waaronder brand meestal het eerst gemeld worden via het intercom-systeem, of dat de aandacht van de operator er al op

→ verhuizen



gevestigd is doordat de detectielussen in het wegdek het langzaam rijdende voertuig hebben opgemerkt en het CCTV-systeem er automatisch op is gericht. Desondanks blijken aanvullende branddetectie-systemen soms door autoriteiten vereist te worden. Deze kunnen vooral nuttig zijn voor het bepalen van de plaats van de brand zodat de brandweer weet hoe de brand te bestrijden.

#### *brandblusinstallatie*

Aangezien een groot aandeel van de aanwezige mensen de neiging zal hebben als eerste te gaan blussen, en door blussing erger kan worden voorkomen, wordt voorzien in zowel draagbare sproeischuim-blussers als in slanghaspels. Beide systemen zijn gebaseerd op blussen met water voorzien van een schuimvormend middel, waardoor vloeistofbranden goed kunnen worden geblust.

In de tunnel en aan de buitenzijde van de tunnel wordt voor de brandweer voorzien in aansluiting voor brandslangen, die worden gevoed met brandbluspompen.

Sprinklersystemen e.d. zijn nog volop in discussie. Omdat tijdens proeven aanzienlijke nadelen (o.a. stoomvorming, die rook wegduwt naar "veilige" gebieden) zijn gevonden worden ze in de meeste landen niet toegepast. Ook in landen waar ze wel worden toegepast (Japan, Australië) worden nog steeds uitgebreide discussies over de voors en tegens gevoerd. Toekomstige proeven zullen een definitief oordeel mogelijk moeten maken.

#### *pompinstallaties*

Pompinstallaties worden toegepast om hemelwater, water dat vrijkomt bij het periodiek reinigen van de tunnel en bluswater af te voeren. De wijze van afvoer moet voldoen aan wettelijke eisen op het gebied van het milieu.

#### *vluchtwegaanduidingen*

Zowel verlichte als onverlichte vluchtwegaanduidingen dienen vluchtenden te ondersteunen in het vinden van de veilige weg naar buiten. Opmerkelijk punten zijn daarbij:

- vluchtenden reageren alleen op sterke en ten opzichte van de omgeving overheersende signalen; vluchtwegaanduidingen moeten dus goed zichtbaar en voldoende groot zijn
- vluchtwegaanduidingen mogen niet onzichtbaar worden door rook (dus niet te hoog plaatsen)
- vluchtwegaanduidingen moeten ook voldoende zichtbaar zijn wanneer de normale verlichting brandt (dat is een zwaardere eis dan wanneer de normale verlichting uit is)

#### *energievoorziening*

Veelal wordt de inkoop van elektrische energie uitgelegd op de basislast. Voor grote stroom-afnemers worden aggregaten bijgeplaatst. Dit beperkt de kosten voor inkoop van elektrische energie aanzienlijk.

Energievoorzieningen moeten een hoge mate van betrouwbaarheid hebben. Systemen die een ononderbroken elektrische voeding behoeven (bijvoorbeeld computersystemen) worden gevoegd met zogenaamde no-break systemen met accu's.

#### *besturing*

De besturing bepaalt in hoge mate of systemen zullen werken en of ze op de goede wijze werken. Waar nodig worden redundante systemen toegepast.

Aangezien de besturing de interface vormt tussen de operator en de tunnelinstallaties moet grote zorg worden besteed aan de wijze van presentatie van de bedrijfssituatie aan de operator.

Naar aanleiding van eventuele aansprakelijkheid van de tunneleigenaar wordt vaak een (in tijd beperkt) historisch overzicht van bedrijfsstanden en CCTV-beelden bewaard.

## **5.2 Ventilatie**

Auto's produceren tijdens de passage door een tunnel uitlaatgassen. Bepaalde gassen zijn zeer giftig (koolmonoxide), andere doen onaangenaam aan of verslechteren het zicht (dieselrook). De productie is een functie van het totale aantal auto's dat zich gelijktijdig in de tunnel bevindt en de samenstelling van het verkeer (vrachtwagens/personenauto's; benzine-/dieselmotoren). Met het oog op gezondheid en zicht zijn slechts bepaalde concentraties van de emissies in de tunnelatmosfeer toelaatbaar.

② →

Teneinde een goede atmosfeer in de tunnel te krijgen, wordt ventilatie toegepast. Het doel van de ventilatie is:

- het verdunnen (met frisse lucht) van voertuig-emissies tot aanvaardbare concentraties (zie ook "technical Committee Report on Road Tunnels", XVIth World Road Congress, Wenen 1979, en het rapport "Ventilatie van autotunnels", aanbevelingen 1991, werkgroep ventilatie van autotunnels, afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs);
- het verdrijven van rook bij brand.

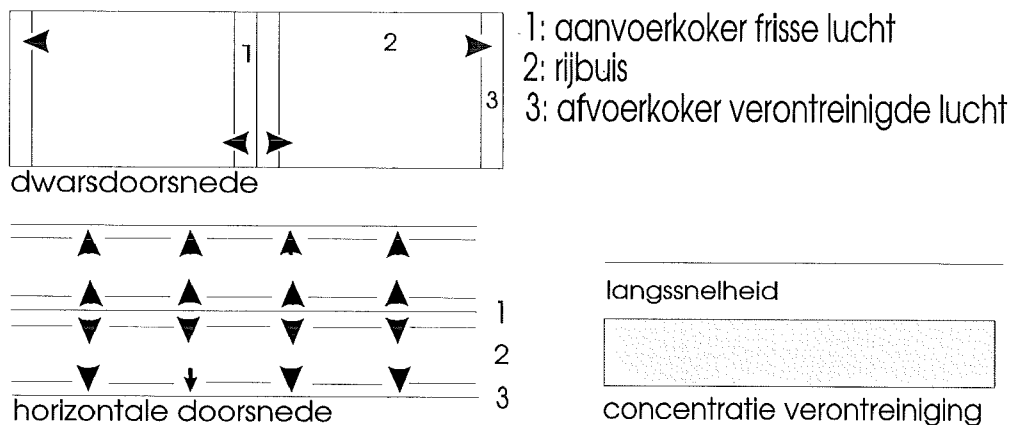
① →

In principe zijn drie ventilatie systemen mogelijk:

- Dwarsventilatie;
- Semi-dwarsventilatie;
- Langs-ventilatie.

### 1. Dwarsventilatie

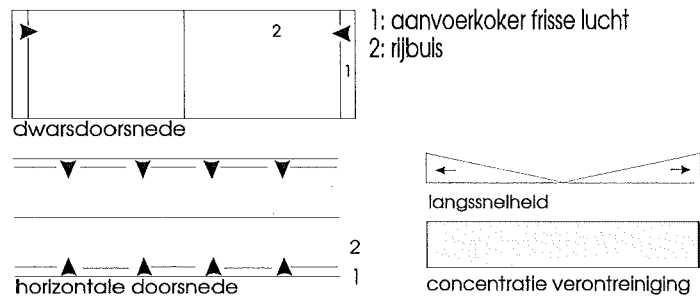
Hierbij bevinden zich buiten de verkeersbuizen aparte kokers voor de aanvoer van frisse respectievelijk de afvoer van verontreinigde lucht (figuur 5.1). In de wanden tussen de verkeersbuis en de luchtkokers bevinden zich op regelmatige afstanden openingen, via welke de luchtstroom de verkeersbuis dwars oversteekt. De luchtkokers gaan op de oevers over in verticale schachten (meestal ter plaatse van het in de oever gebouwde gesloten gedeelte), waarin ventilatoren zijn opgehangen. Boven in de schacht bevinden zich rooster via welke frisse lucht wordt aangezogen en bij de andere verontreinigde lucht wordt uitgestoten. Teneinde "kortsluiting te voorkomen moeten deze roosters zich voldoende ver uit elkaar bevinden (de uitlaatroosters bijvoorbeeld in hoge torens, de inlaat in lagere).



Figuur 5-1, Dwarsventilatie

### 2. Semi-dwarsventilatie:

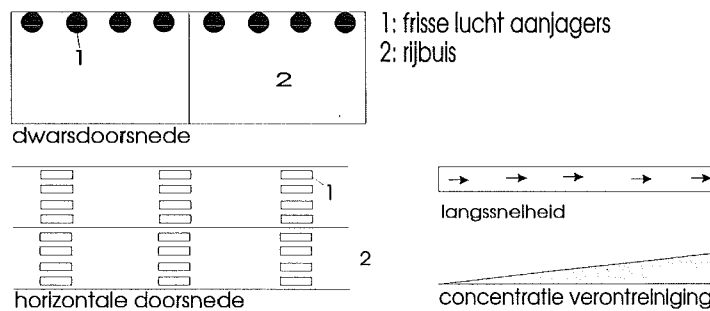
Frisse lucht wordt aangevoerd door afzonderlijke kokers en via op regelmatige afstanden in de scheidingswand aangebracht openingen de verkeersbuis binnenstroomt (Figuur 5-2). Op deze manier bouwt zich een overdruk op in de rijbuis, waardoor de lucht (met verontreinigingen) afvloeit naar beiden uiteinden van de rijbuis en daar de tunnel verlaat. De rijbuis doet dus zelf dienst voor de afvoer van lucht, waardoor hiervoor geen extra kokers nodig zijn zoals bij systeem één. Op de oevers behoeven dus alleen schachten, ventilatoren en aanzuigroosters voor frisse lucht te worden gebouwd.



Figuur 5-2, Semi-dwarsventilatie

3. Langsventilatie:

In de verkeersbuis buiten het profiel van vrije ruimte worden aanjaagventilatoren opgehangen (Figuur 5-3). De ventilatoren geven een impuls aan de luchtmasa, waardoor een luchtstroming in de langsrichting van de buis ontstaat. Door deze stroming zal frisse lucht aan het ene einde van de buis naar binnen komen en zal de verontreinigde lucht aan het andere uiteinde de buis verlaten. Onder normale omstandigheden wordt deze langsluchtstroom door de impulsen van het rijdende verkeer in stand gehouden. Bij intensief of langzaam rijdend verkeer versterkt de kunstmatige ventilatie de impuls van het verkeer. Bij stagnatie (stilstand) van het verkeer zullen de ventilatoren het alleen moeten doen. Er zijn nu geen aparte luchtkokers en ventilatiegebouwen meer nodig, daarentegen moet het dwarsprofiel van de verkeersbuis worden vergroot om de ventilatoren te kunnen onderbrengen.



Figuur 5-3, Langsventilatie

De keuze tussen de systemen wordt bepaald door fysieke mogelijkheden en kosten. Ten aanzien van dit eerst zij opgemerkt, dat langsventilatie minder geschikt is voor buizen met tweerichting-verkeer, daar de verkeersimpuls tegen de impuls van de ventilatoren kan inwerken, en is zij niet geschikt voor zeer lange tunnels. Bij grote lengten kunnen zich namelijk veel auto's gelijktijdig in de tunnel bevinden. Om de uitlaatgassen voldoende te verdunnen is dan veel frisse lucht nodig per tijdseenheid, hetgeen gepaard gaat met hoge lichtsnelheden. Deze snelheden zijn hinderlijk voor het verkeer. Het is derhalve noodzakelijk per geval een berekening te maken. De praktische bovengrens ligt voor langsventilatie bij lengten van 2 à 2,5 km. Bij semi-dwarsventilatoren kan men tot grotere tunnel-lengten gaan, daar de lucht naar beide uiteinden stroomt en dus bij een zelfde tunnellenge kleinere snelheden in het eindportaal zullen optreden dan bij langsventilatie, waar alle lucht in één richting beweegt. Bij dwarsventilatie spelen deze begrenzings niet.

Voor de meestal kortere oeververbindingen zijn alle drie de systemen mogelijk. Aan het gesignaleerde probleem voor langsventilatie en twee-richtingverkeer kan tegemoet gekomen worden door toepassing van omkeerbare aanjaagventilatoren, waarvan de richting van het "blazen" kan worden afgesteld op die van het op dat moment heersende luchtstroom in de tunnel. De keuze wordt bepaald door de kosten. Elementen bij de onderlinge vergelijking zijn bijvoorbeeld:

- kosten van de twee soorten luchtkokers met bijbehorende ventilatieschachten (dwarsventilatie)
- kosten van één luchtkoker met bijbehorende ventilatieschacht (semi-dwarsventilatie)
- kosten van de extra hoogte van de verkeersbuizen (langsventilatie)

Een bijkomend nadeel van semi-dwarsventilatie is de situatie die bij brand ontstaat. Indien de vuurhaard zich nabij het midden van de tunnel bevindt, verdwijnt de rook in beide richtingen, hetgeen het blussen en de evacuatie bemoeilijkt. Hoewel het van geval tot geval moet worden begroot, biedt voor oeverkruisingen langsv ventilatie als regel de goedkoopste oplossing.

De voornaamste ventilatie criteria voor tunnels is de toelaatbare concentratie van verontreiniging binnen het tunnel invloedsgebied. De toelaatbare hoeveelheden van de verschillende verontreinigingen die in de tunnel aanwezig mogen zijn, zijn vastgesteld door de bescherming van de veiligheid en de gezondheid van de tunnelgebruikers. Koolmonoxide (CO) is de meest bedreigende verontreiniging voor de gezondheid en veiligheid in de tunnel. De hoofdmaatregelen zijn dus voor CO vastgesteld, hoewel door de continuerende vermindering van de CO de uitstoot van andere oxiden en stikstof de kritische factor onder bepaalde omstandigheden vormen. Ook zal aandacht geschonken moeten worden aan verontreinigingen dat het zicht in de tunnel belemmert.

Het Permanent International Association of Road Congresses (PIARC) heeft criteria opgesteld voor aanvaardbare CO emissie waarden in tunnels voor snelwegen (zie tabel 2-1). (ppm = parts per minute = het verminderen van de concentratie tot 4 delen van 10.000 )

Tunnel type	doorgaande stroming (ppm)	belemmerde stroming (ppm)
stads tunnels		
elke dag file	100-150	100-150
bijna nooit file	100-150	150-200
inter-stedelijke tunnels (snelweg)	100-150	150-200

Tabel 5-1, emissie waarden voor tunnels

Er zij andere factoren die ook in overweging moeten worden genomen bij de invloed van de tunnelomgeving, zoals het zicht. Het zicht in een tunnel is moeilijk te beschrijven, omdat rookwalm producerende verontreinigingen moeilijk te identificeren en te kwantificeren zijn.

In de toekomst zullen de benodigde hoeveelheden verse lucht in tunnelbuizen misschien verminderen, omdat de uitstoot van uitlaatgassen door auto's ook zal afnemen. Echter dient in gedachte gehouden te worden dat wettelijk vast gestelde concentraties in de toekomst lager liggen, dus dat de huidige situatie van het ventilatie systeem gehandhaafd dient te worden om dit te bereiken.

Een van de meest belangrijke aspecten gedurende een ongeluk in een tunnelbuis is het in de hand houden van rookontwikkeling. Een lange tijd was het CO-gehalte criterium voldoende, om voldoende frisse lucht aangevoerd te krijgen tijdens dit soort ongevallen. Nu er echter veel aandacht wordt besteed aan het limiteren van de uitstoot van CO, is het in de hand houden of het verwijderen van rook uit de tunnelbuis misschien wel overtreffend. Daarom wordt nu gebruik gemaakt van het kritieke snelheids criterium voor luchtstroom in de tunnelbuis. De kritieke snelheid is gedefinieerd als de longitudinale snelheid die benodigd is om het blijven hangen van rook in de tunnelbuis te voorkomen. De kritieke snelheid hangt onder ander van de tunnel dwarsdoorsnede, helling en de grootte van het vuur af. De hoeveelheid CO wordt onder ander bepaald door voermiddel dichtheden, het verkeersvolume en de voertuigsamenstelling. Aan de hand hiervan wordt het ventilatiesysteem direct ontworpen.

Het Memorial Tunnel Fire Ventilation Test Program geeft een unieke gelegenheid om ontwerpmethoden en uitvoeringsstrategieën die leiden tot veilige ondergrondse transportfaciliteiten te evalueren en te ontwikkelen. De resultaten van het programma kunnen worden gebruikt in de ontwikkeling van tunnel ventilatie ontwerp en protocollen voor noodgevallen.

De resultaten zijn samengevat in de volgende conclusies:  
longitudinale ventilatie gebruik makend van jet-ventilatoren voldoen en kunnen worden geïnstalleerd waar zij gepast zijn. Deze toepassing is gelimiteerd tot tunnels met

éénrichtingsverkeer en waar de uitstoot van verontreiniging bij de tunneltoeritten niet milieubezwaarlijk is.

Volledig omkeerbare systemen moeten ontworpen worden met de gedachte een longitudinale stroming te creëren bij een ongebalanceerde luchtvoorziening en uitlaatgassen verspreiding. Aanvullend zou een enkelpunts onttrekking en overgedimensioneerde uitlaatgas ontluchting overwogen moeten worden.

Eén criterium waarde voor de toevoerratio van met ventilatoren toegevoerde lucht is niet voldoende. Elk van deze criteria moet afhankelijk zijn van de tunnelconfiguratie en het type ventilatie systeem. De invloed van hoge temperaturen op ventilatoren zou in het ontwerp van een ventilatiesysteem overwogen moeten worden. De rij of rijen jet-ventilatoren die het dichtst bij de vuurhaard hangen, zouden door de grootte van het vuur en de hitte verloren kunnen gaan.

### 5.3 Brandveiligheid

Enkele grote fatale branden in tunnels (voornamelijk Amerika), hebben geleid tot enkele ontwerpeisen om de brandveiligheid te vergroten. Het omvat onder andere de volgende eisen:

- verbetering van vluchtroute bewijzing;
- lage-hoogte plaatsing van verlichte nooduitgangsborden;
- vaste interval afstanden voor blusapparaten en noodvoorzieningen;
- verlichte borden voor communicatie instructies voor mensen in de tunnel en in de vlucht portalen;
- radio uitzendsysteem om met mensen via de auto-radio te communiceren;
- vluchtroute via een voetgangers verbinding naar een andere tunnelbuis.

Uit ervaring is gebleken dat de meeste tunnelbranden klein van aard zijn en dat mechanische mankementen in auto's de oorzaak zijn. De ernst van de brand is bijna altijd beperkt en de brand kan meestal makkelijk geblust worden, hoewel een snelle reactie noodzakelijk is. Daarom is het van belang om blusapparaten op regelmatige afstanden in een tunnel op te hangen. Uit de statistieken is gebleken dat de meeste kop-staart botsingen met brand als gevolg op een gewone snelweg, niet in een tunnel, gebeuren. Normaal op een gewone weg kan de ontstane rook makkelijk oplossen in de lucht. In tunnels echter vormt het plafond een barrière, zodat de rook logitudinaal door de tunnel verspreid wordt. De rook zal in de hogere luchtlagen een uitweg naar buiten zoeken en de brand zal schone lucht in de lage luchtlagen (nabij het asfalt) toetrekken. Hierdoor kunnen rook en gevaarlijke stoffen een onaanvaardbare concentratie aannemen en een serieuze bedreiging vormen. Uit onderzoek is gebleken dat de concentratie van toxische gassen en stofdeeltjes in rook meer levensbedreigend zijn dan hitte. Het is dus van groot belang dat de ventilatie ervoor zorgt dat de lagere luchtlagen in de tunnel vrij zijn van rook, de tunnel van voldoende lucht en zichtbaarheid voorziet om de mensen de gelegenheid te geven snel uit de tunnel geëvacueerd te worden. De basis factoren die de brandblus en de noodgevallen uitrusting bepalen zijn de lengte van en de verkeersintensiteit in de tunnel. Andere factoren omvatten de locatie van de tunnel (binnen of buiten een stad, onder water), het aantal rijstroken, de hoeveelheid zwaar verkeer en de regels ten aanzien van het vervoer van gevaarlijke stoffen door de tunnel.

De grootte van de brand is ook een functie van het type voertuig dat er bij betrokken is, en als het een vrachtwagen betreft ook het type vracht. In het geval dat het een aanrijding betreft, kan er een breuk in de benzinetank optreden, dat lekken van benzine, dat de gradiënt van de weg volgt, tot gevolg hebben. Hierdoor kan de brand zich zeer snel verspreiden. Het blijft echter een moeilijke zaak om de ernst van een brand te voorspellen. De meest invloedrijke parameter die betrekking heeft op de ernst en het gevolg van een brand in de tunnel is tijd. De invloed van tijd kan het beste aan de hand van de volgende opeenvolgende gebeurtenissen worden omschreven:

- tijd om een brand te detecteren;
- tijd om een alarm uit te sturen;
- tijd om de bron van het vuur te verifiëren;
- tijd om het noodgevallen protocol in uitvoering te brengen.
-

Geconcludeerd kan worden dat een passend systeem voor het bereiken van een effectief brand veiligheidsprogramma voor een tunnel sterk afhangt van de karakteristieken van de stoffen, de locatie en het geplande gebruik van de tunnel.

## 5.4 Waterdichtheid

Meer dan de meeste andere waterbouwkundige kunstwerken heeft een tunnel een goede waterafdichting nodig. Zelfs minieme lekkages onder het wegdek hebben het opdrukken en loskomen van dat wegdek tot gevolg. Druppels vallend op het wegdek kunnen zeker bij vorst gladde plekken geven. En uitholling van het wegdek, zoals bij sommige bergtunnels goed te zien is.

Water in scheuren kan tevens de wapening aantasten. Een ander aspect is dat zelfs minieme lekkages zichtbaar zijn en een negatieve indruk op het kunstwerk achterlaten. De precieze plaats van lekkage is in de praktijk moeilijk te achterhalen, doordat het water, zeker bij afwerkklagen, over enige afstand horizontaal kan stromen. Het lokaliseren en de eigenlijke reparatie van de scheur maken het herstel kostbaar.

Doordat doorgaande poriënkanalen ontbreken is een betonconstructie, mits goed uitgevoerd, waterdicht. Er zijn echter drie zwakke punten:

- de dilatatievoegen;
- de stortnaden, welke uitvoeringstechnisch in de constructie moeten worden aangebracht.
- doorgaande scheuren (momentscheuren die moeten optreden om de wapening te laten werken zijn niet doorgaand).

Scheuren in de beton kunnen ontstaan door:

- uitdroging van de beton;
- klimaatveranderingen;
- temperatuurveranderingen door hydratatie van het cement.

### Dilatatievoegen

De meest gebruikelijke afwerking van een dilatatievoeg is een rubbermetalen voegstrook, welke in beide aangrenzende moten is ingestort. Bij een eventuele verplaatsing van de moten t.o.v. elkaar kan het rubber de verlenging volgen. De staalplaten zijn ingevulcaniseerd in het rubber en voorkomen dat het water een kwelweg vindt rondom het rubber (beton hecht niet op rubber, wel op staal). Een probleem is het goed instorten van het profiel, vooral in de vloer en het dak is dit moeilijk, omdat hier het beton onder de vrij brede horizontale slab moet lopen. Om te voorkomen dat via eventuele grindnesten of andere onvolkomenheden lekkanalen ontstaan, worden op de staalplaten vaak doorgaande strippen van sponsrubber gelijmd. Na het verharden van het beton wordt via op regelmatige afstanden gemonteerde stalen buisjes de ruimte, onder druk geïnjecteerd met een epoxy-hars. Het sponsrubber wordt hierdoor samengeknepen en er ontstaat een doorgaande barrière, die eventuele lekwegen afsluit. Bij het gaan openstaan van de voeg als gevolg van bijv. temperatuursverlagingen zou van buitenaf grond in de voeg kunnen dringen, die het later weer sluiten van de voeg bij hogere temperaturen zou verhinderen. Door de staalplaat aan de buitenzijde, die maar aan één moot is verankerd, wordt dit voorkomen.

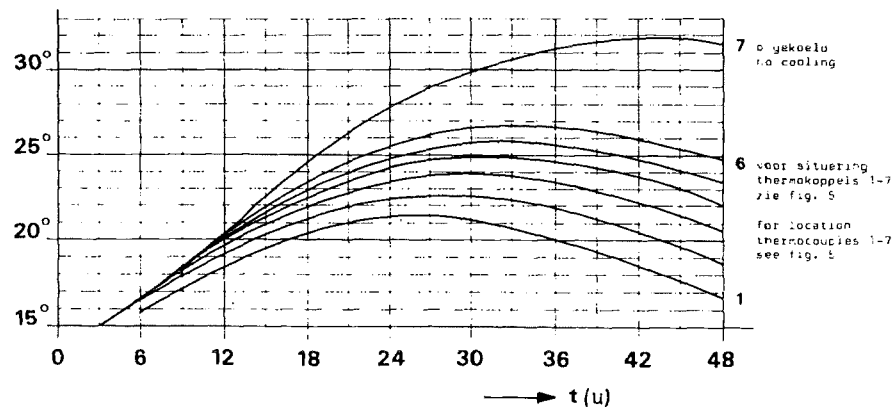
### Stortnaden

Deze worden in een betonconstructie gemaakt om de uitvoering eenvoudig te verlopen. Het storten van het gehele dwarsprofiel van een autotunnel in één keer zou bijv. betekenen, dat de binnenbekisting voor de wanden ergens "zwevend" boven de wapening van de vloer moet worden opgesteld. Plaatsing op de reeds verharde vloer is een eenvoudiger zaak. Bovendien zou de vloer een bovenbekisting moeten krijgen, wil de vloeistofdruk van het nog niet verharde beton in de wanden het beton van de vloer niet omhoog persen. De opwaartse krachten zullen moeten worden opgevangen. Door luchtinsluitingen zal onder deze horizontale bekisting beton van slechte kwaliteit ontstaan. Om deze redenen wordt net boven de vloer een stortnaad boven de wanden aangebracht.

Later worden wanden en dak meestal als één geheel gestort. De aanhechting van verse beton op reeds verharde laat echter te wensen over, waardoor via de stortnaad lekages kunnen ontstaan. Deze lekwegen worden afgesneden door haaks op het stortnaadvlak en staalplaat (bijv. 4x200 mm) in te storten in de vloer en de wand.

### Doorgaande scheuren

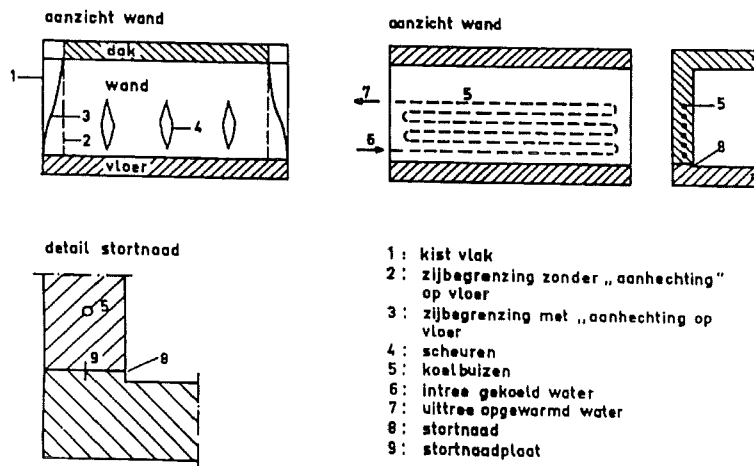
Het belangrijkste mechanisme is het verschil in gedrag tussen de beton van de opbouw en dat van de vloer. De wanden worden immers gestort, nadat de vloer is verhard. Door de hydratatie komt warmte vrij en zal het, dan nog grotendeels vloeibare, beton uitzetten. Na enige tijd (orde van 2 etmalen bij een 1m dikke wand met Hoogoven A-cement) gaat de temperatuur geleidelijk aan afnemen totdat de buitentemperatuur is bereikt.



Figuur 5-4, Verloop temperatuur beton

Indien er geen wrijving en geen aanhechting is tussen wand en vloer zou de wand als gevolg van de afkoeling een verkorting ondergaan en de vorm aannemen, welke in figuur 5-5 met gestreepte lijnen is aangegeven. Er is echter wél aanhechting, waardoor de wand de met getrokken lijnen aangegeven vorm. Onderin de wand wordt door de vloer de verkorting verhinderd, bovenin is vervorming tot op een zekere hoogte wel mogelijk. De belemmerde verkorting zal in de inmiddels verharde wand leiden tot trekspanningen, welke dusdanig hoog zijn, dat de treksterkte wordt overschreden en doorgaande scheuren ontstaan. Voor uitvoeriger informatie wordt verwezen naar het college "Temperatuureffecten in betonconstructies G28"

Deze scheuren waren de reden, waarom de betonconstructie bij de oudere tunnels aan de buitenzijde werden voorzien van een waterdichte bekleding. Deze kon bijvoorbeeld bestaan uit aaneengelaste staalplaten of een zwaar dakleer (gebitumeerd polyvinylalcohol vezelvlies). Het dakleer was kwetsbaar tijdens het transport van de elementen en werd aan de buitenzijde voorzien van een bescherming, bijv. een gewapend betonplaat, die door het dakleer heen, waterdicht, werd verankerd aan de betonconstructie. De waterdichte bekleding is kostbaar en wordt tegenwoordig meestal achterwege gelaten, zij het dat aanvullende maatregelen nodig zijn om scheuren te voorkomen. Dit geschied bij grotere tunnels meestal door het koelen van het beton van de wanden gedurende enige etmalen na het storten. Daartoe worden in de wanden stalen buizen opgenomen, meestal in een "spiraalvormig" tracé.



Figuur 5-5, Koelsysteem in tunnelementen

Onderin wordt koud water in de buis gepompt, dat de hydratatie-warmte van het bindende beton gedeeltelijk zal opnemen. Naarmate het water verder door de buis stroomt en dus hoger in de wand komt, zal de eigen temperatuur zijn toegenomen en zal dus minder warmte aan het beton worden onttrokken. Daardoor bereikt men, dat het koelend effect juist boven de vloer het grootst is en dat het beton hier minder warm zal worden dan hoger in de wand, waar het beton later (dus na het bereiken van de maximum temperatuur, wanneer de kunstmatige koeling wordt beëindigd) min of meer vrij kan vervormen tijdens de geleidelijke daling tot de buitentemperatuur. Op deze wijze worden de beton trekspanningen laag gehouden en scheuren voorkomen. Het water wordt rondgepompt in een gesloten circuit, waarin het koelaggregaat is opgenomen, zodat het bij zijn intree op het laagste punt van de wand weer koud is. Het geheel vereist een zorgvuldige opzet en regeling van de waterdebieten en -temperaturen (Zie ook "Morway tunnels built by the immersed tube method" van ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter, ir. W. D. Eysink en ing. W.F. Heins; Rijkswaterstaat Communication nr. 25).

Bij kleinere tunneldoorsneden (bijv. leidingtunnels) kan men ook overwegen de dwarsdoorsnede in één stort te maken, waardoor ongelijke temperatuurgedrag wordt voorkomen en scheuren worden vermeden. Hiervoor wordt verwezen naar "Prefabricating small cross section tunnels the Dutchway", A. Glerum, Tunnels and tunneling, July/August 1973.



## 5. Bijzondere aspecten

### 5.1 Ventilatie

Auto's produceren tijdens de passage door een tunnel uitlaatgassen. Bepaalde gassen zijn zeer giftig (koolmonoxide), andere doen onaangenaam aan of verslechteren het zicht (dieselrook). De productie is een functie van het totale aantal auto's dat zich gelijktijdig in de tunnel bevindt en de samenstelling van het verkeer (vrachtwagens/personenauto's; benzine-/dieselmotoren). Met het oog op gezondheid en zicht zijn slechts bepaalde concentraties van de emissies in de tunnelatmosfeer toelaatbaar.

Teneinde een goede atmosfeer in de tunnel te krijgen, wordt ventilatie toegepast. Het doel van de ventilatie is:

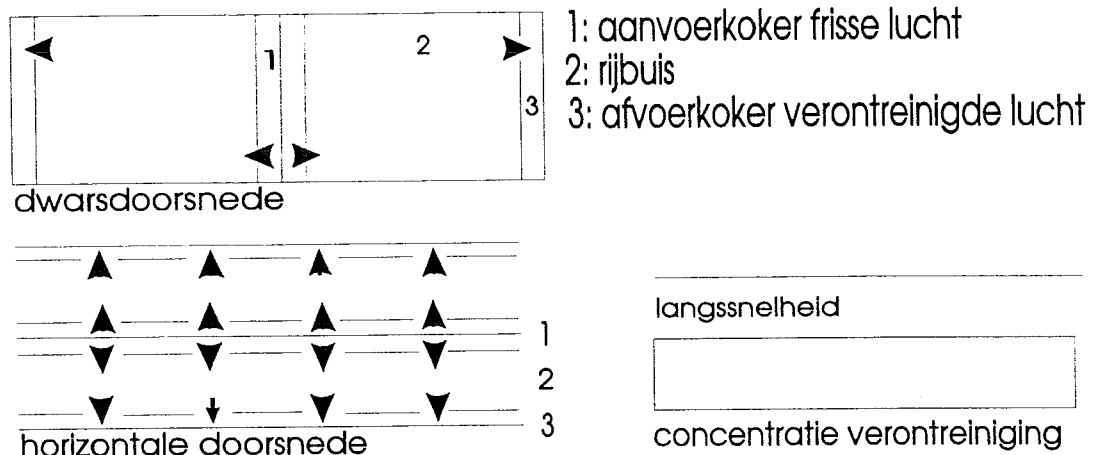
- het verdunnen (met frisse lucht) van voertuig-emissies tot aanvaardbare concentraties (zie ook "technical Committee Report on Road Tunnels", XVIth World Road Congress, Wenen 1979, en het rapport "Ventilatie van autotunnels", aanbevelingen 1991, werkgroep ventilatie van autotunnels, afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs);
- het verdrijven van rook bij brand.

In principe zijn drie ventilatie systemen mogelijk:

- Dwarsventilatie;
- Semi-dwarsventilatie;
- Langs-ventilatie.

#### 1. Dwarsventilatie

Hierbij bevinden zich buiten de verkeersbuis aparte kokers voor de aanvoer van frisse respectievelijk de afvoer van verontreinigde lucht (figuur 5.1). In de wanden tussen de verkeersbuis en de luchtkokers bevinden zich op regelmatige afstanden openingen, via welke de luchtstroom de verkeersbuis dwars oversteekt. De luchtkokers gaan op de oevers over in verticale schachten (meestal ter plaatse van het in de oever gebouwde gesloten gedeelte), waarin ventilatoren zijn opgehangen. Boven in de schacht bevinden zich roosters via welke frisse lucht wordt aangezogen en bij de andere verontreinigde lucht wordt uitgestoten. Teneinde "kortsluiting" te voorkomen moeten deze roosters zich voldoende ver uit elkaar bevinden (de uitlaatroosters bijvoorbeeld in hoge torens, de inlaat in lagere).



Figuur 5-1, Dwarsventilatie

#### 2. Semi-dwarsventilatie:

Frisse lucht wordt aangevoerd door afzonderlijke kokers en via op regelmatige afstanden in de scheidingswand aangebracht openingen de verkeersbuis binnenstroomt (Figuur 5-2). Op deze manier bouwt zich een overdruk op in de rijbuis, waardoor de lucht (met verontreinigingen) afvloeit naar beiden uiteinden van de rijbuis

kosten van de twee soorten luchtkokers met bijbehorende ventilatieschachten (dwarsventilatie)

- kosten van één luchtkoker met bijbehorende ventilatieschacht (semi-dwars ventilatie)
- kosten van de extra hoogte van de verkeersbuizen (langsventilatie)

Een bijkomend nadeel van semi-dwarsventilatie is de situatie die bij brand ontstaat. Indien de vuurhaard zich nabij het midden van de tunnel bevindt, verdwijnt de rook in beide richtingen, hetgeen het blussen en de evacuatie bemoeilijkt. Hoewel het van geval tot geval moet worden begroot, biedt voor oeverkruisingen langsventilatie als regel de goedkoopste oplossing.

De voornaamste ventilatie criteria voor tunnels is de toelaatbare concentratie van verontreiniging binnen het tunnel invloedsgebied. De toelaatbare hoeveelheden van de verschillende verontreinigingen die in de tunnel aanwezig mogen zijn, zijn vastgesteld door de bescherming van de veiligheid en de gezondheid van de tunnelgebruikers. Koolmonoxide (CO) is de meest bedreigende verontreiniging voor de gezondheid en veiligheid in de tunnel. De hoofdmaatregelen zijn dus voor CO vastgesteld, hoewel door de continuerende vermindering van de CO de uitstoot van andere oxiden en stikstof de kritische factor onder bepaalde omstandigheden vormen. Ook zal aandacht geschonken moeten worden aan verontreinigingen dat het zicht in de tunnel belemmert.

Het Permanent International Association of Road Congresses (PIARC) heeft criteria opgesteld voor aanvaardbare CO emissie waarden in tunnels voor snelwegen (zie tabel 2-1). (ppm = parts per minute = het verminderen van de concentratie tot 4 delen van 10.000 )

<b>Tunnel type</b>	<b>doorgaande stroming (ppm)</b>	<b>belemmerde stroming (ppm)</b>
stads tunnels		
elke dag file	100-150	100-150
bijna nooit file	100-150	150-200
inter-stedelijke tunnels (snelweg)	100-150	150-200

Tabel 5-1, emissie waarden voor tunnels

Er zij andere factoren die ook in overweging moeten worden genomen bij de invloed van de tunnelomgeving, zoals het zicht. Het zicht in een tunnel is moeilijk te beschrijven, omdat rookwalm producerende verontreinigingen moeilijk te identificeren en te kwantificeren zijn.

In de toekomst zullen de benodigde hoeveelheden verse lucht in tunnelbuizen misschien verminderen, omdat de uitstoot van uitlaatgassen door auto's ook zal afnemen. Echter dient in gedachte gehouden te worden dat wettelijk vast gestelde concentraties in de toekomst lager liggen, dus dat de huidige situatie van het ventilatie systeem gehandhaafd dient te worden om dit te bereiken.

Een van de meest belangrijke aspecten gedurende een ongeluk in een tunnelbuis is het in de hand houden van rookontwikkeling. Een lange tijd was het CO-gehalte criterium voldoende, om voldoende frisse lucht aangevoerd te krijgen tijdens dit soort ongevallen. Nu er echter veel aandacht wordt besteed aan het limiteren van de uitstoot van CO, is het in de hand houden of het verwijderen van rook uit de tunnelbuis misschien wel overtreffend. Daarom wordt nu gebruik gemaakt van het kritieke snelheids criterium voor luchtstroom in de tunnelbuis. De kritieke snelheid is gedefinieerd als de longitudinale snelheid die benodigd is om het blijven hangen van rook in de tunnelbuis te voorkomen. De kritieke snelheid hangt onder ander van de tunnel dwarsdoorsnede, helling en de grootte van het vuur af. De hoeveelheid CO wordt onder ander bepaald door voermiddel dichtheden, het verkeersvolume en de voertuigsamenstelling. Aan de hand hiervan wordt het ventilatiesysteem direct ontworpen.

Het Memorial Tunnel Fire Ventilation Test Program geeft een unieke gelegenheid om ontwerpmethoden en uitvoeringsstrategieën die leiden tot veilige ondergrondse transportfaciliteiten te evalueren en te ontwikkelen. De resultaten van het programma kunnen worden gebruikt in de ontwikkeling van tunnel ventilatie ontwerp en protocollen voor noodgevallen.

De resultaten zijn samengevat in de volgende conclusies:

longitudinale ventilatie gebruik makend van jet-ventilatoren voldoen en kunnen worden geïnstalleerd waar zij gepast zijn. Deze toepassing is gelimiteerd tot tunnels met éénrichtingsverkeer en waar de uitstoot van verontreiniging bij de tunneltoeritten niet milieubezwaarlijk is.

Volledig omkeerbare systemen moeten ontworpen worden met de gedachte een longitudinale stroming te creëren bij een ongebalanceerde luchtvoorziening en uitlaatgassen verspreiding. Aanvullend zou een enkelpunts onttrekking en overgedimensioneerde uitlaatgas ontluchting overwogen moeten worden.

Eén criterium waarde voor de toevoerratio van met ventilatoren toegevoerde lucht is niet voldoende. Elk van deze criteria moet afhankelijk zijn van de tunnelconfiguratie en het type ventilatie systeem. De invloed van hoge temperaturen op ventilatoren zou in het ontwerp van een ventilatiesysteem overwogen moeten worden. De rij of rijen jet-ventilatoren die het dichtst bij de vuurhaard hangen, zouden door de grootte van het vuur en de hitte verloren kunnen gaan.

## 5.2 Brandveiligheid

Enkele grote fatale branden in tunnels (voornamelijk Amerika), hebben geleid tot enkele ontwerpisen om de brandveiligheid te vergroten. Het omvat onder andere de volgende eisen:

- verbetering van vluchtroute bewijzering;
- lage-hoogte plaatsing van verlichte nooduitgangsborden;
- vaste interval afstanden voor blusapparaten en noodvoorzieningen;
- verlichte borden voor communicatie instructies voor mensen in de tunnel en in de vlucht portalen;
- radio uitzendsysteem om met mensen via de auto-radio te communiceren;
- vluchtroute via een voetgangers verbinding naar een andere tunnelbuis.

Uit ervaring is gebleken dat de meeste tunnelbranden klein van aard zijn en dat mechanische mankementen in auto's de oorzaak zijn. De ernst van de brand is bijna altijd beperkt en de brand kan meestal makkelijk geblust worden, hoewel een snelle reactie noodzakelijk is. Daarom is het van belang om blusapparaten op regelmatige afstanden in een tunnel op te hangen. Uit de statistieken is gebleken dat de meeste kop-staart botsingen met brand als gevolg op een gewone snelweg, niet in een tunnel, gebeuren. Normaal op een gewone weg kan de ontstane rook makkelijk oplossen in de lucht. In tunnels echter vormt het plafond een barrière, zodat de rook logitudinaal door de tunnel verspreid wordt. De rook zal in de hogere luchtlagen een uitweg naar buiten zoeken en de brand zal schone lucht in de lage luchtlagen (nabij het asfalt) toetrekken. Hierdoor kunnen rook en gevaarlijke stoffen een onaantwoordbare concentratie aannemen en een serieuze bedreiging vormen. Uit onderzoek is gebleken dat de concentratie van toxische gassen en stofdeeltjes in rook meer levensbedreigend zijn dan hitte. Het is dus van groot belang dat de ventilatie ervoor zorgt dat de lagere luchtlagen in de tunnel vrij zijn van rook, de tunnel van voldoende lucht en zichtbaarheid voorziet om de mensen de gelegenheid te geven snel uit de tunnel geëvacueerd te worden. De basis factoren die de brandblus en de noodgevallen uitrusting bepalen zijn de lengte van en de verkeersintensiteit in de tunnel. Andere factoren omvatten de locatie van de tunnel (binnen of buiten een stad, onder water), het aantal rijstroken, de hoeveelheid zwaar verkeer en de regels ten aanzien van het vervoer van gevaarlijke stoffen door de tunnel.

De grootte van de brand is ook een functie van het type voertuig dat er bij betrokken is, en als het een vrachtwagen betreft ook het type vracht. In het geval dat het een aanrijding

betreft, kan er een breuk in de benzinetank optreden, dat lekken van benzine, dat de gradiënt van de weg volgt, tot gevolg hebben. Hierdoor kan de brand zich zeer snel verspreiden. Het blijft echter een moeilijke zaak om de ernst van een brand te voorspellen. De meest invloedrijke parameter die betrekking heeft op de ernst en het gevolg van een brand in de tunnel is tijd. De invloed van tijd kan het beste aan de hand van de volgende opeenvolgende gebeurtenissen worden omschreven:

- tijd om een brand te detecteren;
- tijd om een alarm uit te sturen;
- tijd om de bron van het vuur te verifiëren;
- tijd om het noodgeval protocol in uitvoering te brengen.
- 

Geconcludeerd kan worden dat een passend systeem voor het bereiken van een effectief brand veiligheidsprogramma voor een tunnel sterk afhangt van de karakteristieken van de stoffen, de locatie en het geplande gebruik van de tunnel.

### 5.3 Waterdichtheid

Meer dan de meeste andere waterbouwkundige kunstwerken heeft een tunnel een goede waterafdichting nodig. Zelfs minieme lekkages onder het wegdek hebben het opdrukken en loskomen van dat wegdek tot gevolg. Druppels vallend op het wegdek kunnen zeker bij vorst gladde plekken geven. En uitholling van het wegdek, zoals bij sommige bergtunnels goed te zien is.

Water in scheuren kan tevens de wapening aantasten. Een ander aspect is dat zelfs minieme lekkages zichtbaar zijn en een negatieve indruk op het kunstwerk achterlaten. De precieze plaats van lekkage is in de praktijk moeilijk te achterhalen, doordat het water, zeker bij afwerkklagen, over enige afstand horizontaal kan stromen. Het lokaliseren en de eigenlijke reparatie van de scheur maken het herstel kostbaar.

Doordat doorgaande poriëkanalen ontbreken is een betonconstructie, mits goed uitgevoerd, waterdicht. Er zijn echter drie zwakke punten:

- de dilatatievoegen;
- de stornaden, welke uitvoeringstechnisch in de constructie moeten worden aangebracht.
- doorgaande scheuren (momentscheuren die moeten optreden om de wapening te laten werken zijn niet doorgaand).

Scheuren in de beton kunnen ontstaan door:

- uitdroging van de beton;
- klimaatveranderingen;
- temperatuurveranderingen door hydratatie van het cement.

#### Dilatatievoegen

De meest gebruikelijke afwerking van een dilatatievoeg is een rubbermetalen voegstrook, welke in beide aangrenzende moten is ingestort. Bij een eventuele verplaatsing van de moten t.o.v. elkaar kan het rubber de verlenging volgen. De staalplaten zijn ingevulcaniseerd in het rubber en voorkomen dat het water een kwelweg vindt rondom het rubber (beton hecht niet op rubber, wel op staal). Een probleem is het goed instorten van het profiel, vooral in de vloer en het dak is dit moeilijk, omdat hier het beton onder de vrij brede horizontale slab moet lopen. Om te voorkomen dat via eventuele grindnesten of andere onvolkomenheden lekkanalen ontstaan, worden op de staalplaten vaak doorgaande strippen van sponsrubber gelijmd. Na het verharden van het beton wordt via op regelmatige afstanden gemonteerde stalen buisjes de ruimte, onder druk geïnjecteerd met een epoxy-hars. Het sponsrubber wordt hierdoor samengeknepen en er ontstaat een doorgaande barrière, die eventuele lekwegen afsluit. Bij het gaan openstaan van de voeg als gevolg van bijv. temperatuursverlagingen zou van buitenaf grond in de voeg kunnen dringen, die het later weer sluiten van de voeg bij hogere temperaturen zou verhinderen. Door de staalplaat aan de buitenzijde, die maar aan één moot is verankerd, wordt dit voorkomen.

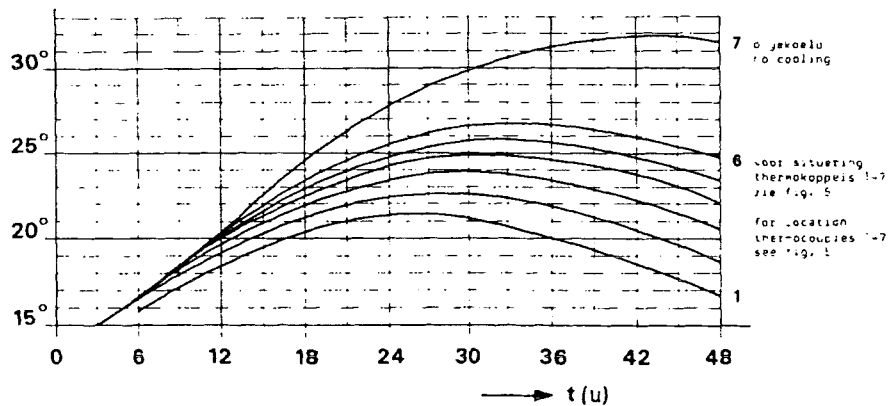
### Stortnaden

Deze worden in een betonconstructie gemaakt om de uitvoering eenvoudig te verlopen. Het storten van het gehele dwarsprofiel van een autotunnel in één keer zou bijv. betekenen, dat de binnenbekisting voor de wanden ergens "zwevend" boven de wapening van de vloer moet worden opgesteld. Plaatsing op de reeds verharde vloer is een eenvoudiger zaak. Bovendien zou de vloer een bovenbekisting moeten krijgen, wil de vloeistofdruk van het nog niet verharde beton in de wanden het beton van de vloer niet omhoog persen. De opwaartse krachten zullen moeten worden opgevangen. Door luchtinsluitingen zal onder deze horizontale bekisting beton van slechte kwaliteit ontstaan. Om deze redenen wordt net boven de vloer een stortnaad boven de wanden aangebracht.

Later worden wanden en dak meestal als één geheel gestort. De aanhechting van verse beton op reeds verharde laat echter te wensen over, waardoor via de stortnaad lekages kunnen ontstaan. Deze lekwegen worden afgesneden door haaks op het stortnaadvlak en staalplaat (bijv. 4x200 mm) in te storten in de vloer en de wand.

### Doorgaande scheuren

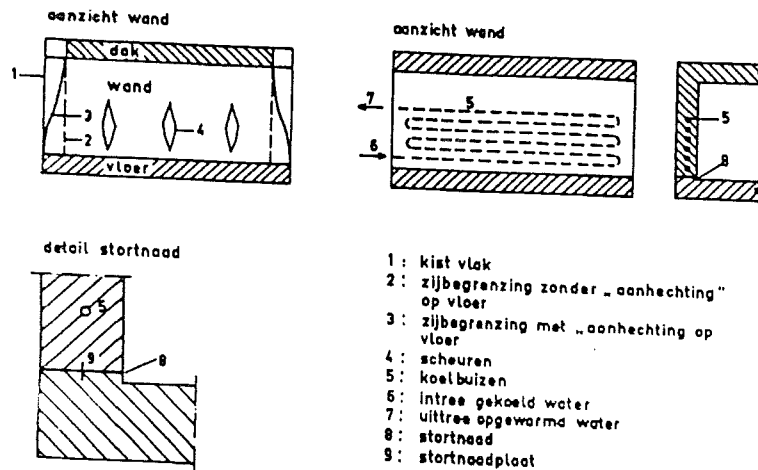
Het belangrijkste mechanisme is het verschil in gedrag tussen de beton van de opbouw en dat van de vloer. De wanden worden immers gestort, nadat de vloer is verhard. Door de hydratatie komt warmte vrij en zal het, dan nog grotendeels vloeibare, beton uitzetten. Na enige tijd (orde van 2 etmalen bij een 1m dikke wand met Hoogoven A-cement) gaat de temperatuur geleidelijk aan afnemen totdat de buitentemperatuur is bereikt.



Figuur 5-4, Verloop temperatuur beton

Indien er geen wrijving en geen aanhechting is tussen wand en vloer zou de wand als gevolg van de afkoeling een verkorting ondergaan en de vorm aannemen, welke in figuur 5-5 met gestreepte lijnen is aangegeven. Er is echter wél aanhechting, waardoor de wand de met getrokken lijnen aangegeven vorm. Onderin de wand wordt door de vloer de verkorting verhinderd, bovenin is vervorming tot op een zekere hoogte wel mogelijk. De belemmerde verkorting zal in de inmiddels verharde wand leiden tot trekspanningen, welke dusdanig hoog zijn, dat de treksterkte wordt overschreden en doorgaande scheuren ontstaan. Voor uitvoeriger informatie wordt verwezen naar het college "Temperatuuffecten in betonconstructies G28"

Deze scheuren waren de reden, waarom de betonconstructie bij de oudere tunnels aan de buitenzijde werden voorzien van een waterdichte bekleding. Deze kon bijvoorbeeld bestaan uit aaneengelaste staalplaten of een zwaar dakleer (gebitumeerd polyvinylalcohol vezelvlies). Het dakleer was kwetsbaar tijdens het transport van de elementen en werd aan de buitenzijde voorzien van een bescherming, bijv. een gewapend betonplaat, die door het dakleer heen, waterdicht, werd verankerd aan de betonconstructie. De waterdichte bekleding is kostbaar en wordt tegenwoordig meestal achterwege gelaten, zij het dat aanvullende maatregelen nodig zijn om scheuren te voorkomen. Dit geschied bij grotere tunnels meestal door het koelen van het beton van de wanden gedurende enige etmalen na het storten. Daartoe worden in de wanden stalen buizen opgenomen, meestal in een "spiraalvormig" tracé.



Figuur 5-5, Koelsysteem in tunnelementen

Onderin wordt koud water in de buis gepompt, dat de hydratatie-warmte van het bindende beton gedeeltelijk zal opnemen. Naarmate het water verder door de buis stroomt en dus hoger in de wand komt, zal de eigen temperatuur zijn toegenomen en zal dus minder warmte aan het beton worden onttrokken. Daardoor bereikt men, dat het koelend effect juist boven de vloer het grootst is en dat het beton hier minder warm zal worden dan hoger in de wand, waar het beton later (dus na het bereiken van de maximum temperatuur, wanneer de kunstmatige koeling wordt beëindigd) min of meer vrij kan vervormen tijdens de geleidelijke daling tot de buitentemperatuur. Op deze wijze worden de beton trekspanningen laag gehouden en scheuren voorkomen. Het water wordt rondgepompt in een gesloten circuit, waarin het koelaggregaat is opgenomen, zodat het bij zijn intree op het laagste punt van de wand weer koud is. Het geheel vereist een zorgvuldige opzet en regeling van de waterdebieten en -temperaturen (Zie ook "Morway tunnels built by the immersed tube method" van ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter, ir. W. D. Eysink en ing. W.F. Heins; Rijkswaterstaat Communication nr. 25).

Bij kleinere tunneldoorsneden (bijv. leidingtunnels) kan men ook overwegen de dwarsdoorsnede in één stort te maken, waardoor ongelijke temperatuurgedrag wordt voorkomen en scheuren worden vermeden. Hiervoor wordt verwezen naar "Prefabricating small cross section tunnels the Dutchway", A. Glerum, Tunnels and tunneling, July/August 1973.

## 6. Bijlage

### 6.1 Capaciteitsbepaling

Bepaling theoretische capaciteit van de Coentunnel onder het Noordzee-kanaal aan de hand van de Highway Capacity Manual 1965.

$$C = 2000 N.W.T_C$$

Bepaling N en W: De tunnel bevat per richting 1 buis met 2 rijstroken. Dus  $N = 2$ . Iedere rijstrook is 3,625 m breed (ongeveer gelijk aan 12 ft). De afstand van zijkant rijbaan tot aan de wand bedraagt 1,20 m aan de linker- en 0,80 m aan de rechterzijde, gemiddeld dus 1,00 m (ongeveer 3,3 ft). Uit tabel 9.2 van de H.C.M. volgt uit deze 2 maten een waarde voor W van 0,966.

Bepaling  $T_C$ : De opgaande weg in de tunnel heeft een helling van 3,5% over een lengte van 434 m (ongeveer 0,27 mijl). Het vrachtwagen-percentages tijdens het spitsuur bedraagt 8%. Met deze gegevens vindt men in tabel 9.4 een waarde van  $E_t$  (het zogenaamde personenautoequivalent) van 6,4. Terzijde zij opgemerkt, dat een vrachtwagen op de vlakke weg voor 2 personenauto's telt, maar op hellingen een groter "gewicht" krijgt als functie van de grootte en de lengte van de helling en het percentage vrachtwagens. Met deze  $E_t$  vinden we in tabel 9.6 een waarde voor  $T_C$  van 0,698.

N.B.

De berekening is opgezet voor de rechte strekking van 3,5%. Deze helling is echter slechts over een beperkte lengte aanwezig, daar in werkelijkheid de auto's het hoogteverschil van het diepste naar het hoogste punt van het lengteprofiel moeten overwinnen, dus niet alleen over de rechte strekking maar ook over de aansluitende verticale onder- en bovenafrondingsstralen. Het totale hoogteverschil bedraagt voor de Coentunnel 22,85 m over een lengte van ca. 871,5, een gemiddelde helling derhalve van + 2,6%. Hieruit volgt op overeenkomstige wijze een  $T_C$  van 0,745. Deze waarde geeft een grotere capaciteit en is dus niet maatgevend.

Bepaling C:  $C = 2000 \cdot 2 \cdot 0,966 \cdot 0,698 = 2697$  motorvoertuigen per uur per richting.

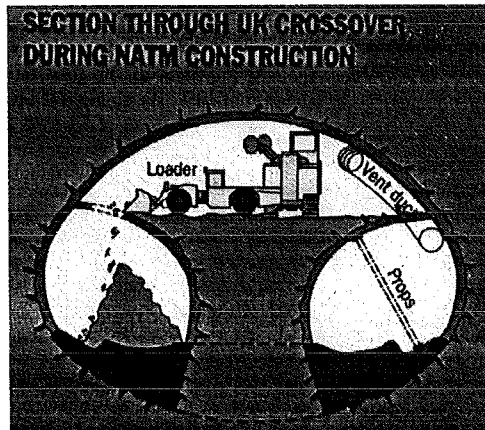
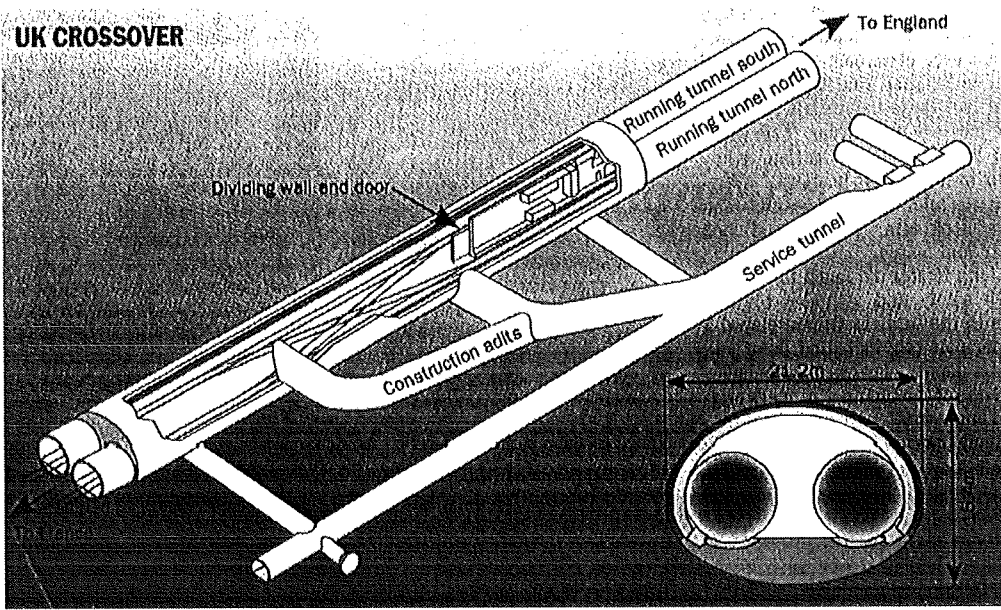
Vergelijking theoretische met werkelijke capaciteit.  
In werkelijkheid kunnen ca. 4500 motorvoertuigen (waarvan 8% vrachtwagens) per uur door de tunnel, dus ca. 67% meer dan de theoretisch berekende waarde.

## 6.2 Literatuurlijst

1. Handboek Specifieke aspecten Tunnel Ontwerp (SATO); Bouwdienst RWS.
2. Literatuur verslag afstuderen "Geboorde Tunnels"; Dick Boeve (1996).
3. Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen, Eindrapportage; KIVI (1993).
4. The art of tunnelling; K. Scéchy (1967).
5. Collegedictaat G81: Fundering en constructie; Prof. ir. A.F. van Tol (1997).
6. Risicoanalyse van een geboorde tunnel; S. van Kinderen (1995).
7. Immersed tunnels deel 1 & 2; The Board of the Tunnelling Section of the Royal Institution of Engineers in the Netherlands (1987).
8. Rijkswaterstaat communications no. 25: Motorway tunnels built by the immersed tube method; ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter, ir. W.D. Eysink en W.F. Heins (1976).
9. Voorlopig dictaat F9; Prof. Ir. A. Glerum.
10. Ventilatie van autotunnels, aanbeveling 1991; Werkgroep van de Afdeling voor tunneltechniek en Ondergrondse werken, KIVI.
11. Deformaties van de grond, spanningsveranderingen in de omgeving en gronddrukken op de tunnelling; RWS: Projectbureau Boortunnels, ing. E.A. Kwast, ir. J.W. Plekkenpol.
12. Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein, Die Bautechnik (1980); H. Duddeck.
13. Statik der Tunnel im Lockergestein -Vergleich der Berechnungsmodelle, Bauingenieur 58; H. Duddeck, J. Erdmann.
14. Underground construction, tunnel, underground transportation, K. Fujita (1994).
15. Ontwerpberekeningen Civiel deel C, studie / ontwerp Langzaamverkeertunnel Heinenoord Boortunnel, Combinatie Ballast Nedam Beton en Waterbouw en Wayss & Freytag A.G (1994).
16. Ontwerp Boortunnel Heinenoord, Dimensionering Boortunnel, Combinatie bouwdienst Rijkswaterstaat, Ballast Nedam Beton en Waterbouw en Wayss & Freytag A.G.
17. Risico's en storingen bij geboorde tunnels, W. Broere (1995).
18. Dywidag Anchor Systems, Dywidag International (1994).
19. New Austrian Tunnelling method, IACES (1995).
20. Unterwassertunnel in offener und geschlossener Bauweise, Kretschmer, Fliegner (1987).
21. Maschinelles Tunnelbau im Schildvortrieb, B. Maidl, Herrenknecht, L. Anheuser (1995).
22. Inventarisatie Geotechnische Ontwerpaspecten Boortunnels, Molendijk (1994).
23. Ondergronds bouwen in Japan, Verslag van rapporteursmissie, Ministerie van Verkeer en Waterstaat (1991).
24. Plaxis handleiding, Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity (1994).
25. Design & consulting of tunnelling, waterproofing, G. Sauer (1994).
26. WOV, Eindrapportage studiereis Japan, boortunnels en hangbruggen (1993), Ministerie van Verkeer en Waterstaat, provincie Zeeland (1993).



**UK CROSSOVER**



# Police probe repeat Munich tunnel breach

Work on the DM156M (\$100M) second phase of Munich's U-Bahn U2 underground extension has been suspended pending the outcome of a criminal investigation into a major tunnel collapse.

Two people died and 30 were injured when a crowded bus was sucked into a hole that suddenly opened up in the middle of the main road leading to the eastern suburb of Trudering.

The New Austrian Tunnelling Method was being used by a contracting consortium when the collapse occurred at 6pm Tuesday 27 September, leaving a hole about 20m wide and 18.5m deep.

The accident bore all the hallmarks of a very similar collapse in the same city in 1980 (see box).

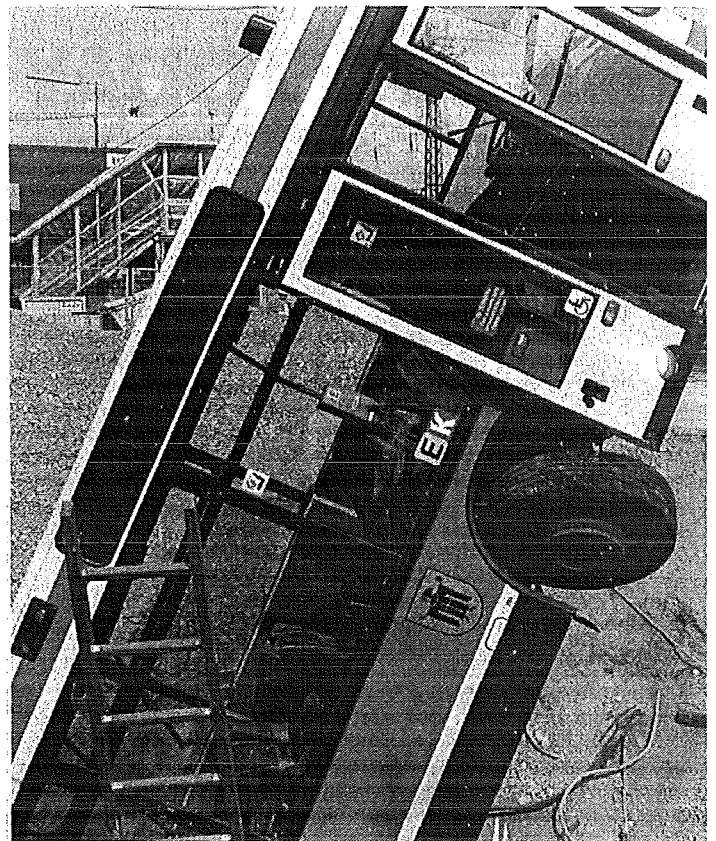
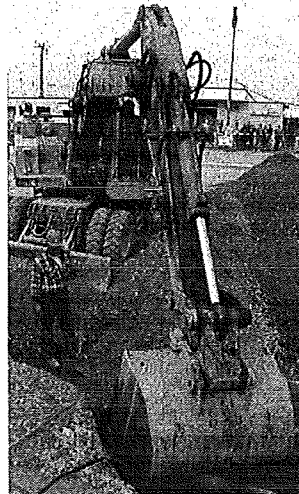
Work stopped to allow the two bodies to be recovered from the hole and is expected to remain suspended until a police investigation is completed.

The tunnel affected was one of twin running tunnels being driven west during 24 hour working from a central access shaft. NATM was being used in a strata of flinty marl, overlain by some 15.5m of ground-water bearing gravel. The Munich area has a high water table, just 4m below ground level. The tunnel had a cover of between 3m and 1.5m of marl above the soffit, but it appears that the drive to the east hit an unforeseen local depression in the marl stratum after less than 50m of progress, prompting the collapse.

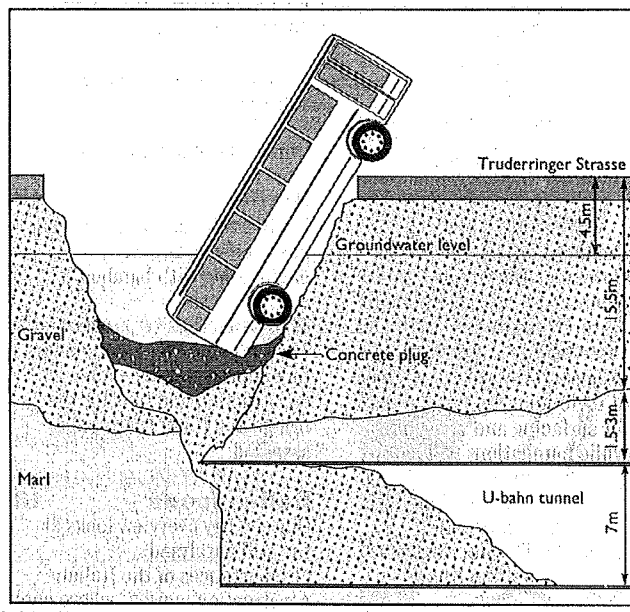
City of Munich divisional engineering director Dr Stephan Scharrer told *CT* the collapse was preceded by an influx of water at the tunnel face and caused by a breach of the tunnel soffit. However, he said the exact nature of the breach had yet to be determined.

NATM is being used for the entire length of the 5km of tunnels from Kreillerstrasse to the east of a new station at Trudering. The Trudering station will also provide a connection with the existing S-Bahn overground railway line S6.

Workers in the tunnel had enough warning to flee before the tunnel



Collapse was preceded by an influx of water at the tunnel face.



was flooded with tonnes of water and gravel for 20m along its length, but nothing could prevent the bus from plunging into the void.

The collapse also undermined the foundations of an adjacent apartment block and a shop. They were temporarily stabilised after the

hole was plugged with concrete and supported with crushed stone fill ordered by City of Munich engineers.

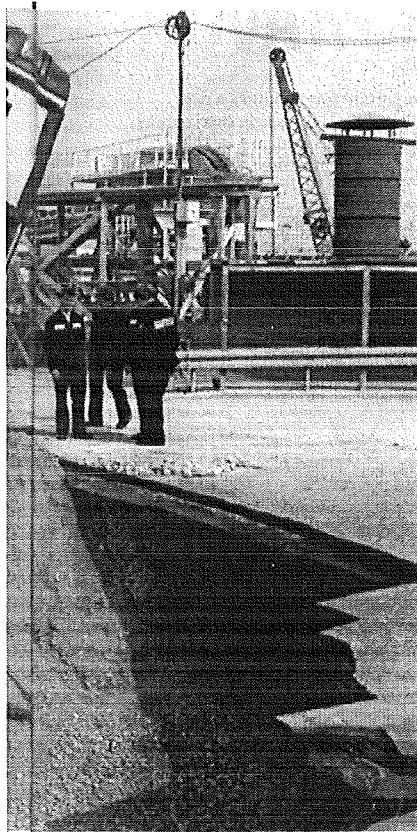
The bus, which was partially embedded in the concrete that was poured in, was later cut in two and lifted free by crane.

Police, state and city authorities were still discussing how to remove the bodies without inundating the cavity with the fast flowing groundwater and disturbing evidence. A diaphragm wall around the accident site was being considered.

The second phase of the underground link started in December 1993 and is due for completion at the end of 1996. It is being built by a contracting consortium of four of Germany's largest contractors - Dyckerhoff & Widmann (Dywidag), Hochtief, Bilfinger & Berger, and Wayss & Freytag.

Police imposed a publicity ban and all those involved were forbidden to talk about the accident.

**Neil Doyle in Munich**



## Similar conditions

The Trudering collapse is almost a carbon copy of an incident in 1980 in the same city during the construction of the U-Bahn West U1 line. The earlier one involved two of the contractors working on the ill-fated U2 contract.

Like the Trudering collapse, the New Austrian Tunneling Method was being used to construct twin 6m diameter running tunnels on the Stiglmayerplatz to Maillingerstrasse when one of the tunnels collapsed according to a report in *CT's* UK sister magazine *New Civil Engineer* in March 1980.

No-one was injured in the accident, which left a hole 10m wide and 14m deep in similar geological conditions.

The tunnels were being driven through a flinty marl with 3m of cover above the tunnels, overlain by 12.5m of soft clay. However, the contracting consortium – which included Bilfinger & Berger and Hochtief – hit a local dip in the strata which reduced the cover to between 1m and 1.5m.

This led to overstraining of the sprayed concrete temporary lining, leading to a huge flow of soft clay into the tunnel.

The void was later backfilled with crushed rock and cement and then pressure grouted in an attempt to save the tunnel.



*CT's* sister magazine, *NCE*  
6 March 1980.



## Choice for London clay

The New Austrian Tunneling Method was first developed more than 40 years ago for driving through rock, and has been used in marl and clay since the 1970s. It is said to be ideal for short drives in soft, homogeneous ground and for the formation of complex junctions and intersections.

Essentially an in-situ method which dispenses with preformed linings, NATM was the obvious choice for London's Jubilee Line Extension's Waterloo station in London clay. Access is severely restricted.

Standard hydraulic excavators, sometimes mounting rotary cutters, are used to form the tunnel. On small diameter bores the complete cross section will be excavated at one time. On larger jobs the face is usually opened up in sections from the crown downwards.

After advancing the face a metre or so, the excavator retreats to make

way for the shotcreting team. A primary layer of rapid setting and hardening, mesh reinforced shotcrete is applied before preformed reinforcement arches are placed. A second layer of shotcrete encapsulates the arches and builds the total thickness of the concrete skin up to a typical 200mm-250mm.

On a classic NATM contract the spacing of the reinforcement arches

and the final thickness of the shotcrete is varied to suit changing conditions as they are encountered. For the Jubilee Line Extension, however, these parameters are fixed by the designers – hence the term "modified NATM" used by the JLE team.

The final stage is to bring in and set up shuttering and pour a reinforced concrete permanent

lining against the shotcrete. Both the shotcrete and the concrete for the permanent lining are usually batched and mixed outside the tunnel proper and pumped in.

Main concerns over the technique centre on the possibility of settlement before the permanent skin is in place. In urban areas and under major structures like Heathrow Airport terminals where a rail tunnel is under construction, contractors need to have elaborate monitoring and be prepared to carry out mitigation measures if agreed settlement levels are exceeded.

Pre-construction trials on the JLE line were designed to test both NATM and the proposed mitigation methods in London Clay. Three separate trial sections were driven from the bottom of a 30m deep access shaft. Two different tunnel diameters were used, 5.3m and 11.3m, and settlements were measured both with and without compensation grouting.

The results were much better than expected, as were the measured stresses in the shotcrete lining.



Shotcreting is a key part of NATM.

# Heathrow collapse puts NATM on trial

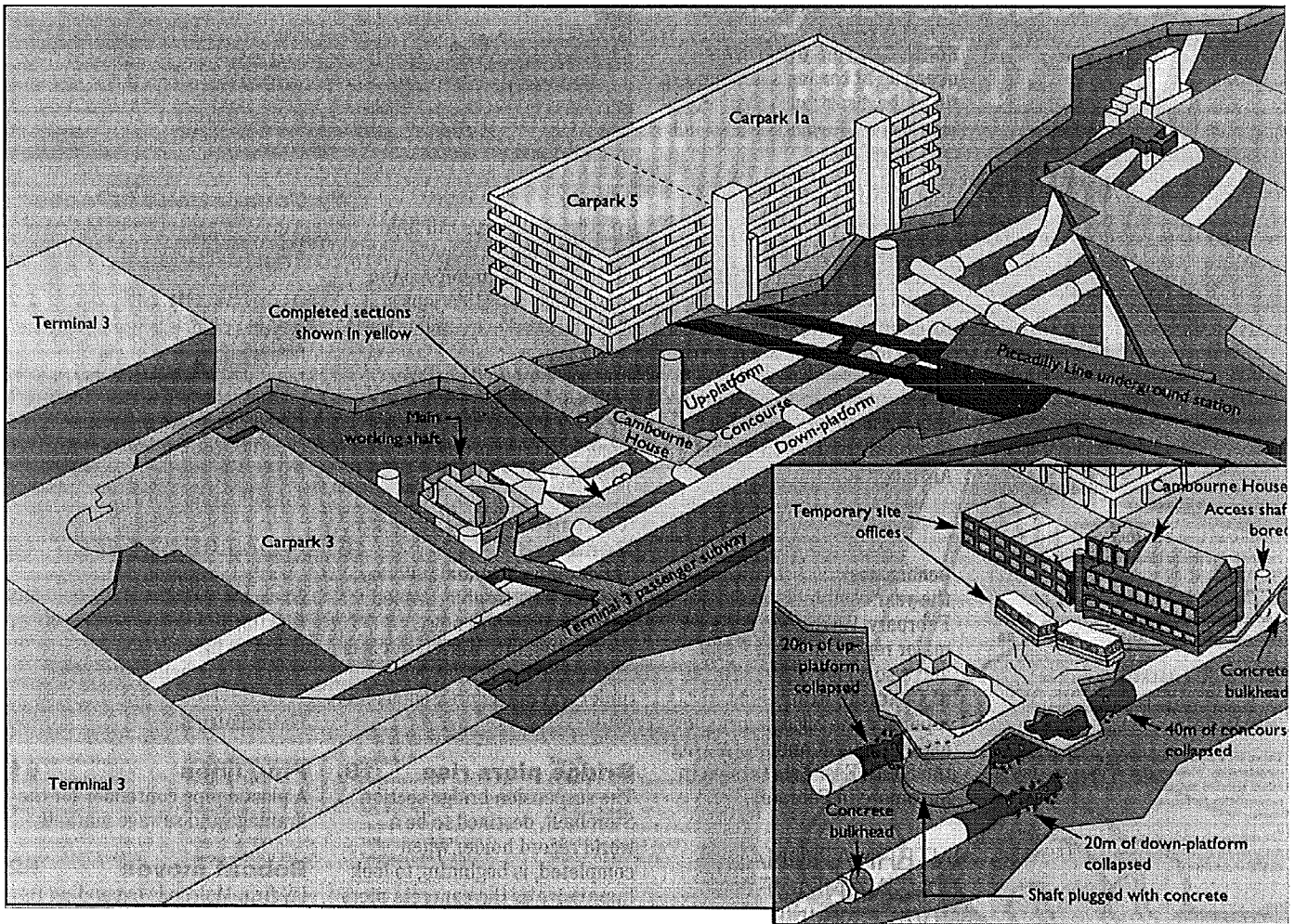
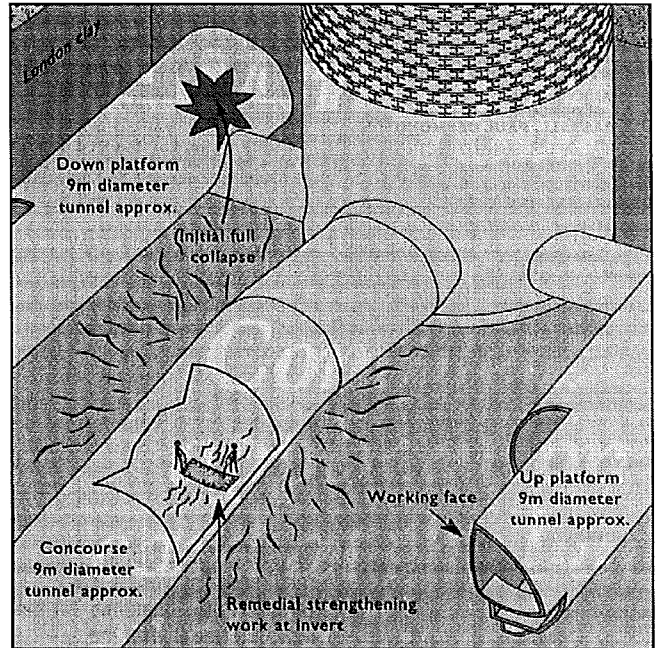
Tunnel collapse and near disaster at the world's busiest international airport, London's Heathrow, has led to fundamentally questioning of the New Austrian Tunneling Method and its use in soft ground.

Collapse struck in the heart of the airport at the new underground station of the prestigious £300M (\$450M) Heathrow Express rail project linking the airport to national railway network. It is due for opening in 1997.

More than four month of

tunnelling work was lost as 25 operatives were hastily evacuated to the surface just moments before the roof of the new station complex caved in some 20m below in the early hours of 21 October.

Site buildings and equipment began subsiding into the slowly extending crater as engineers struggled to contain and arrest the collapse and prevent further damage to the airport. During the next week over 13,500m<sup>3</sup> of structural and foam concrete was





## What went wrong

The new station complex will comprise three huge caverns around 9m in diameter which form the central concourse area and the two up and down running platforms. A network of tunnels and escalator shaft will link the station to the surface and to the main airport terminals.

At the time of the collapse work on the central concourse tunnel of the project was progressing well with over 180m of the total completed.

Balfour Beatty began the NATM work in April this year but only recently started on the platform tunnels on either side using a half face three stage excavation technique, gaining access via two connecting tunnels from the main access shaft.

Ground monitoring equipment measured movements "off the scale" at around 1am on the morning of the tunnel collapse at Heathrow, alerting tunnellers in the tunnel to the impending disaster. Twenty minutes later the collapse had begun.

Dawn light revealed a scene of chaos and confusion as engineers

from contractor Balfour Beatty and client Heathrow Express struggled to halt the collapse and stabilise the site in the heart of one of the busiest airports in the world.

David Williams technical director for the client British Airports Authority insisted that "an important point was that our monitoring and safety measures on site enabled everyone to be taken out safely before the collapse occurred".

The £700,000 electronic ground movement system was installed around the entire Heathrow complex to keep a watchful eye on the settlements of the airport's sometimes critically sensitive buildings and the equipment in them.

It has been claimed, by geotechnical instrumentation specialist Mike Savage that equipment should even have given "days of warning" about the collapse rather than the minute that operatives actually got.

Ironically many of the optical discs crammed with raw data readings that will form a vital part of the investigation were trapped inside one of the office buildings crippled by the tunnel collapse.

Passenger chaos followed early on the following morning, morning as Underground services into Heathrow were suspended as a precautionary measure. The situation eased slightly when the service to terminals 1, 2 & 3

resumed although terminal 4 tube station remains closed in the subsequent weeks, because the track passes just a small distance above the failed tunnels.

Although the "down" platform tunnel was the first to cave in completely, it appears that the collapse was initiated by a failure at the invert of the central concourse tunnel about 30m from the main shaft, where remedial work was taking place. "Visual inspection immediately after the collapse showed the roof of the concourse to be intact, but that original failure had occurred in the invert of the tunnel," said Williams.

It is thought that either resulting changes in the ground stresses around the area of this first failure, or possibly movement in the main shaft then led to damage and complete collapse that followed.

"All three tunnels went into severe distress after the initial collapse occurred," confirmed Balfour Beatty Construction MD David Fison. And with overburden material pouring into the fractured tunnel, the semi complete cavern was soon severely breached and the ground above swiftly sinking.

The moment the failure occurred, the priority of the site team once the safety of workers was ensured, was to quickly stabilise the ground around the failure and prevent damage to the airport's vital and delicate infrastructure.

Securing the stability of the main

shaft to prevent further damage to this important structure was the first task. At a rate of up to 27 loads per hour, structural concrete was pumped into the shaft forming a 9m deep plug at the bottom covering the tunnel accesses completely.

Teams of surveyors roamed the site taking continuous line and level measurements to determine just what was still moving and at what rate.

As a precaution against the possibility that Heathrow would progressively lose buildings through subsidence prompted the complete evacuation of all carparks in the area.

his, together with the closure of all roads around the site, quickly led to traffic congestion and long delays for passengers trying to catch flights.

Two days later despite pouring thousands of cubic metres of structural and lightweight foamed concrete, the ground was still sinking into the hole. Evidence of the seriousness of the situation was thrust before the world's media as Cambourne House, the site headquarters building, tilted on its foundation and crumbled towards the ever increasing hole.

With extra pumps and cranes drafted in, Balfour Beatty eventually pumped around 13,500m<sup>3</sup> of mostly foamed concrete to fill stabilise the whole of the station complex eventually stopping the collapse after around one week.

pumped into over 250m of completed tunnel (see box "What went wrong")

Coming just three weeks after NATM failure in Munich the collapse throws doubts on the future of the technique's controversial use in soft ground, certainly in the UK.

UK projects using the tunnelling technique in London Clay, including the £1900M London Underground Jubilee Line Extension, the £40M baggage tunnel at Heathrow Airport ground have been forced into "voluntary" suspension. It was announced as CT went to press that one section of the LU job would revert, at extra cost, to conventional tunnelling methods, avoiding possible problems with NATM.

Investigations into the causes and implications of the catastrophic collapse of all three NATM caverns at the new rail station under the sensitive central terminal area, are now in full swing and look likely to continue for some months.

Collapse is thought to have started in the central tunnel and that either resulting changes in the ground stresses around the failure,

or possibly movement in the main shaft then led to collapse of the rest of the station tunnels.

Contractor Balfour Beatty was busy carrying out repairs (see box "Repairs") to the completed central concourse tunnel lining at the time of the collapse, after unexpected cracks appeared in the joint at the tunnel invert. Large sections of the base of the NATM shell had been removed "in controlled lengths" according to client BAA technical director David Williams.

The New Austrian Tunnelling Method was adopted for construction of this difficult piece of work, as the method's flexibility is ideally suited to building such intricate caverns. Initial doubts about using this method in such soft material (never previously carried out in London Clay) were dispelled in 1992 after a £1.2M trial tunnel showed settlements well within the tolerances permitted in such sensitive areas at Heathrow.

But catastrophic collapses have punctuated the history of NATM with its proponents appearing to accept occasional failures at the

face as being normal occurrences whether through human error, materials problems or unforeseen ground conditions. It is however rare that failure should occur away from the tunnel face.

One expert in tunnelling is Austrian consultant Dr Gerhard Sauer. He emphasised that the NATM system had been "very successful" in soft ground around the world since it was developed in 1954. "Regardless of tunnelling method, collapses occur from time to time," said Sauer.

Engineers from BAA, Balfour Beatty, designers Mott MacDonald and GeoConsult, plus tunnelling advisor Ove Arup are now conducting extensive investigations to find out just what went wrong at Heathrow.

The team will try to determine whether the failure was due to the method or simply down to poor design and workmanship.

And a separate inquiry is being conducted by Health & Safety Executive engineers who will also look carefully at the safety of the tunnelling method and to determine

its future suitability for other tunnels in the UK.

Balfour Beatty is beginning site investigation works now around the area of the collapse in the hope of finding more information about the cause of failure. A stable work platform has just been built on the surface above the now infilled tunnels from which to bore down to damaged sections and recover cores of material from around the failed sections for analysis. Design calculations and records of the tunnelling are also being studied by both investigating teams before making any decisions on the best way to proceed with recovery of the project.

The Heathrow Express project, which began earlier this year, was due to be opened in 1997 linking the airport to Britain's major cities without necessarily going through London. Although NATM tunnelling only forms a small part of the work, the majority of underground line being built with conventional shield machines, it is likely now that the project will be delayed by months.

**Antony Oliver**

## Repairs

Repairs to the invert joints of the Heathrow Express concourse NATM tunnel were being carried out at the point of initial failure on the night of the catastrophic collapse.

BAA projects director David Williams confirmed that sections of the NATM lining shell inverts in the central tunnel were being cut out and replaced as part of "a programme of remedial strengthening works". Repairs were initiated when cracks were found around the invert of the concourse tunnel during routine inspection.

"Sections of the invert were being taken out and replaced in controlled lengths and widths of not more than about 2m at a time," Williams said. "This work was being carried out over the night of the collapse in an area close to the original failure, but we cannot at this stage say that the two incidents are linked."

Cracks that prompted initial repairs are understood to have been caused by insufficient lapping of steel reinforcement, but poor shotcreting may also have been the cause. This will only be confirmed by the official investigations.

In the NATM tunnelling at

Heathrow, the 9m wide station tunnels were being advanced one half ahead of the other, with each side excavated as a top, middle and bottom heading. This technique ensured that only a small face was exposed at any one time. It left a redundant shotcrete dividing wall along the centre of the completed station tunnel which had to be broken out.

The central supporting wall was usually removed only after the whole of the shell circle was complete down to the invert. This allowed a strong shape to be maintained throughout tunnelling, but careful design and construction was required to form the joint adequately between the two halves of the lining. It was this joint that Balfour Beatty was working to strengthen at the time of the collapse.

Reinforcement continuity across the two halves of the crown and invert lining was vital to ensure continuity of the thin shell of shotcrete which had to resist any bending stresses and the high compressive forces imposed by the surrounding clay.

Williams confirmed that shotcrete cores were taken at very regular intervals as a check and had so far showed that "in both thickness and strength they were



coming up to the specification required by the contract".

Regarding the possible lack of reinforcement lap in the invert, Williams said no evidence was available yet.

Sources on the project claimed there had been a failure in one section of the central temporary supporting wall a month previously,

but it is unclear whether this had an effect on either the remedial works of the time or the tunnel collapse that followed.

"I honestly don't know of this incident," said Williams, "and it would be wrong to speculate at this point. Only the investigation will determine whether these factors played a part in the failure."

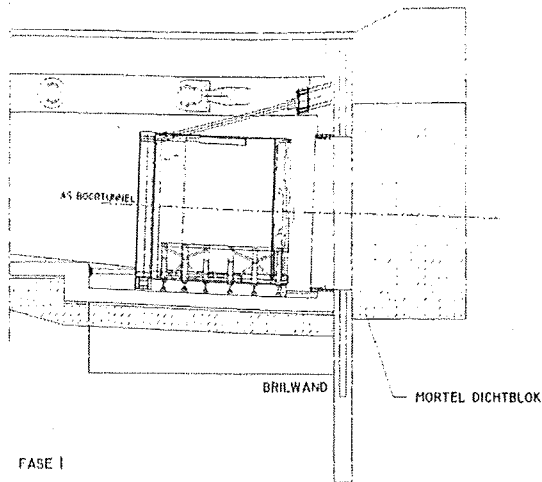
### **3.6.6.2.1 Startschacht**

Voor het uitgewerkte voorbeeld dat hier wordt gegeven wordt uitgegaan van een situatie waarbij met behulp van een dichtblok, een ter plaatse gemaakte grondvervanging met lage sterkte beton, een overgang wordt gemaakt tussen startschacht en grond. Het dichtblok geeft een waterafsluiting. Daarbij zal echter in elke fase van de passage afdichting en stabiliteit verzekerd moeten worden. Teneinde in de startschacht een afzetkracht te kunnen leveren, wordt achter de TBM een frame opgebouwd waarmee de krachten uit de TBM op de putconstructie worden overgebracht. Bij het voorwaarts boren door de overgangsconstructie, door de putwand heen; vaak de brilwand genaamd als er twee tunnels worden gebouwd wordt de ontstane ruimte tussen machine en afzetframe opgevuld met zogenaamde blindringen. Ringen die na afloop van het boorproces, voor de afbouw van de tunnel, weer zullen worden verwijderd. In de nu volgende fasebeschrijving wordt een voorbeeld gegeven hoe een boorproject vanuit de startschacht opgestart kan worden.

#### **startprocedures**

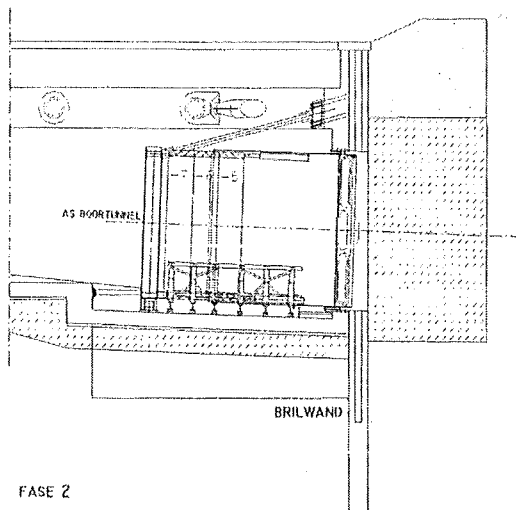
Tijdens het boorproces wordt een definitieve afdichting van de staartspleet pas verkregen nadat het boorschild gepasseerd is. Wanneer dus bij de start of de ontvangst door de brilwand wordt geboord zou er dus een lekweg ontstaan zonder bijkomende voorzieningen. Om dit te voorkomen wordt er een overgangsconstructie toegepast. Van de meest gangbare overgangsconstructie, de blokvariant, wordt de start- en/of de ontvangstprocedures hier beschreven.

## Passage van het dichtblok



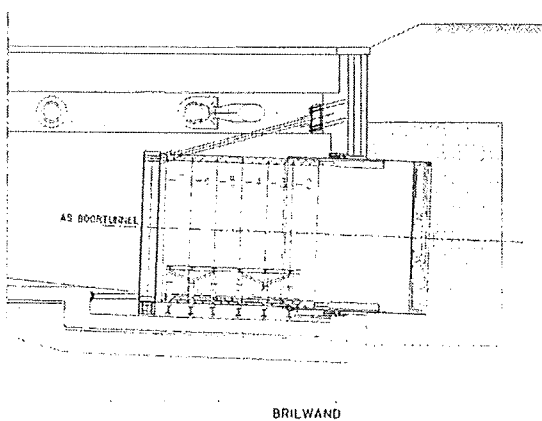
### Fase 1

Voor het opbouwen van de eerste blindring dient de vlakheid van de drukring gecontroleerd te worden. Ook het schildzadel moet uitgevuld worden totdat het in de juiste positie staat. Voor het plaatsen van de eerste blindring dient het boorschild vastgelast te worden aan het schildzadel voor het verkrijgen van voldoende stabiliteit en tegendruk. De eerste blindring wordt na plaatsen vastgemaakt aan zowel de drukring als het schildzadel.



### Fase 2

Voor het plaatsen van een blindring wordt het boorschild steeds vastgelast aan het schildzadel. Tijdens de voortgang van het schild dient het vrijkomende deel van de desbetreffende ring onderstept te worden met hardhouten vulblokken. Er wordt doorgegaan totdat de kop van het boorschild zich 200 mm voor het dichtblok in de mantelring bevindt. Nu wordt de ruimte tussen boorkop en dichtblok gevuld met water (hydro-schild) of met een zand-bentoniet mengsel (EPB-schild). Het afzetframe werd tot nu toe gedimensioneerd op de vijzelkrachten die bij start boren optreden, deze krachten zijn kleiner dan de maximale krachten die de vijzels kunnen leveren. Om echter te voorkomen dat het afzetframe kapot gedrukt wordt door te grote vijzelkrachten dient het afzetframe gedimensioneerd te worden op de maximale vijzelkrachten van de TBM. Nu kan het dichtblok doorboord worden.



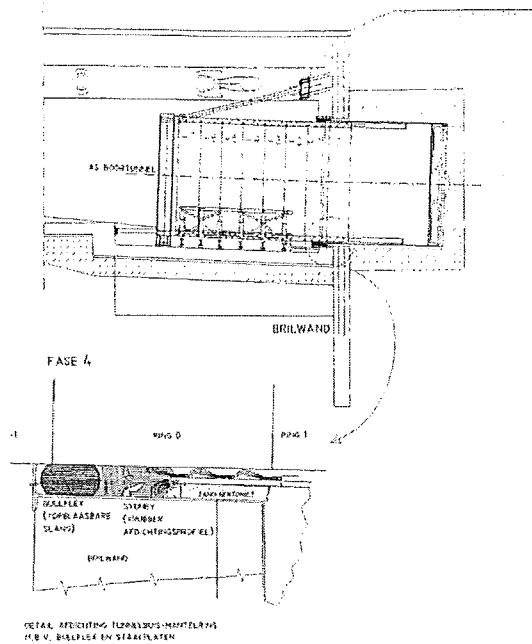
### Fase 3

Boren en plaatsen van een aantal blindringen. Het rubber afdichtingsprofiel sluit aan op de schildmantel (zie voor detail van deze aansluiting 9.3 Detaillering brilwand).

FASE 3

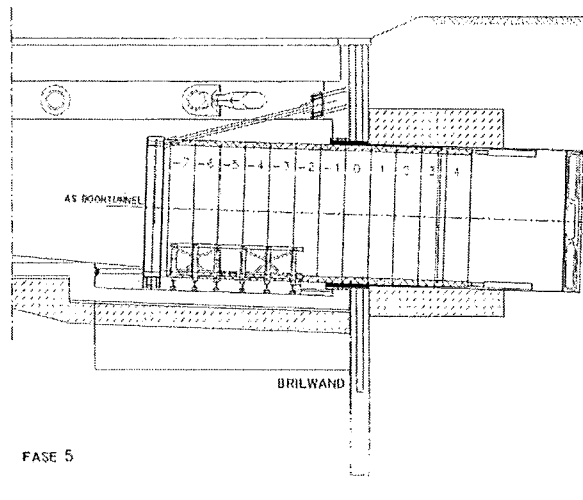


#### Fase 4



Boren Urn ring 1. De schildmantel mag het rubber afdichtingsprofiel absoluut niet passeren. Nu kan het voorste oplegblok verwijderd worden waarna de opblaasbare slang op zijn plaats wordt gelegd. Voordat de slang opgeblazen wordt, moeten er staalplaten bevestigd worden aan de brilwand die de opblaasbare slang op zijn positie moeten houden tijdens het injecteren van de staartspleet. De staalplaten moeten aansluiten op de reeds geplaatste tunnelbuis. Nu kan de opblaasbare slang gevuld worden met mortel. Na vullen moet de slang 24 uur uitharden. Vervolgens boren en plaatsen ring 2 en deels boren ring 3 (circa 60 cm). Ruimte tussen opgeblazen slang en rubber afdichtingsprofiel wordt opgevuld met mortel. Het vullen opbouwen vanaf onderste lisenen naar boven om de opgesloten lucht tussen mantelring en boorschild kwijt te raken. Hiervoor moet wel een ontluchtingspijp boven in de mantelring worden opgenomen. Na injecteren TBM wederom 24 uur stilleggen. Na 24 uur het boorschild circa 2 cm naar voren schuiven.

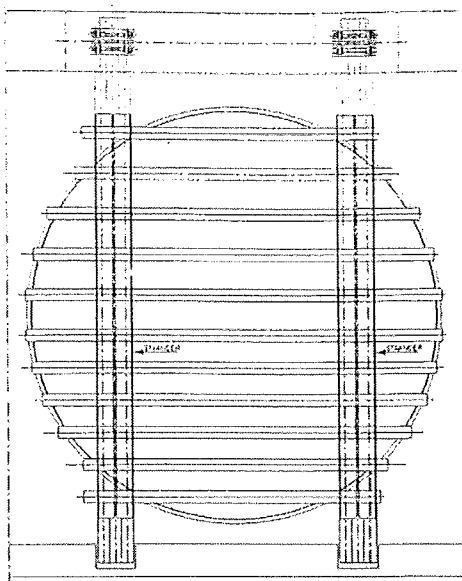
#### Fase 5



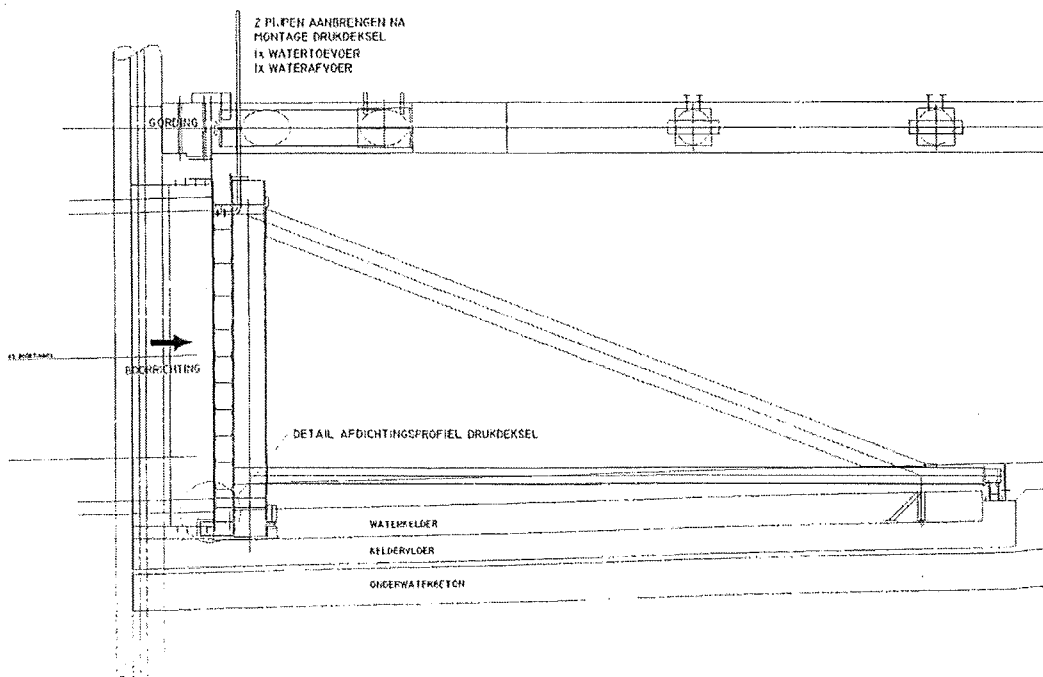
Nu kan uit het dichtblok gebroken worden. Als boorvloeistof wordt overgestapt op bentoniet (hydro-schild) of er wordt een conditioneringmiddel aan de grond in de werkkamer toegevoegd (EPB-schild). Er kan nu circa 200 meter geboord worden voordat de blindringen en het afzetframe verwijderd kunnen worden.

### 3.6.6.2.2 Ontvangtschacht

Ook voor de ontvangst van de tunnel in de ontvangtschacht zijn aanvullende voorzieningen nodig. Niet alleen om te voorkomen dat er grond en water langs de machine de bouwput in stroomt, maar ook om zoals al eerder aangegeven in paragraaf 3.6.6.1 te verzekeren dat de axiale voorspanning die tijdens het bouwen wordt gerealiseerd niet plotseling wegvalt. Een in Nederland al enkele malen met succes toegepaste methode is de opvang van de boormachine achter een zogenaamde drukdeksel (zie ook het onderstaande figuur ).



VOORAANZICHT DRUKDEKSEL



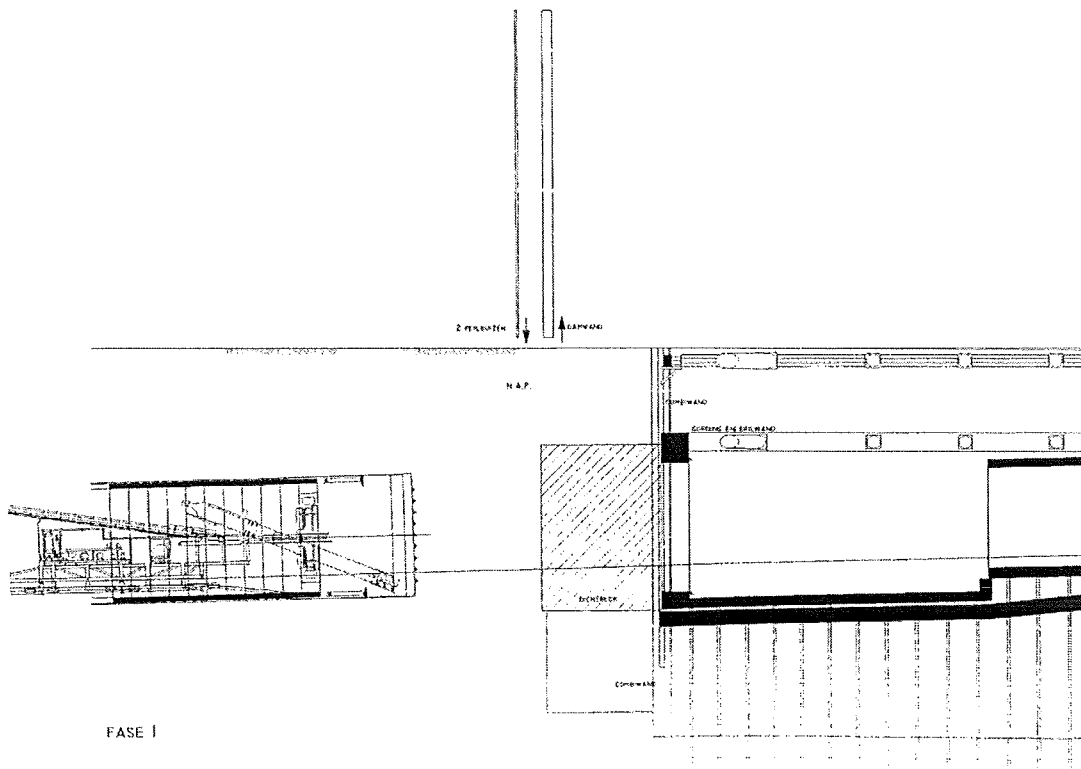
DOGRSNEDE DRUKDEKSEL NIET SCHOORCONSTRUCTIE

### Ontvangstprocedure met drukdeksel

De ontvangstprocedure waarbij het drukdeksel wordt toegepast is onderverdeeld in 6 fasen. Bij elke fase is een tekening gevoegd die de situatie aan het eind van de desbetreffende fase weergeeft. De ontvangstprocedure is uitgewerkt voor een dichtblok dat aangebracht is in een damwandkuip. De kuip sluit aan op een combiwand die onderdeel uitmaakt van de brilwand.

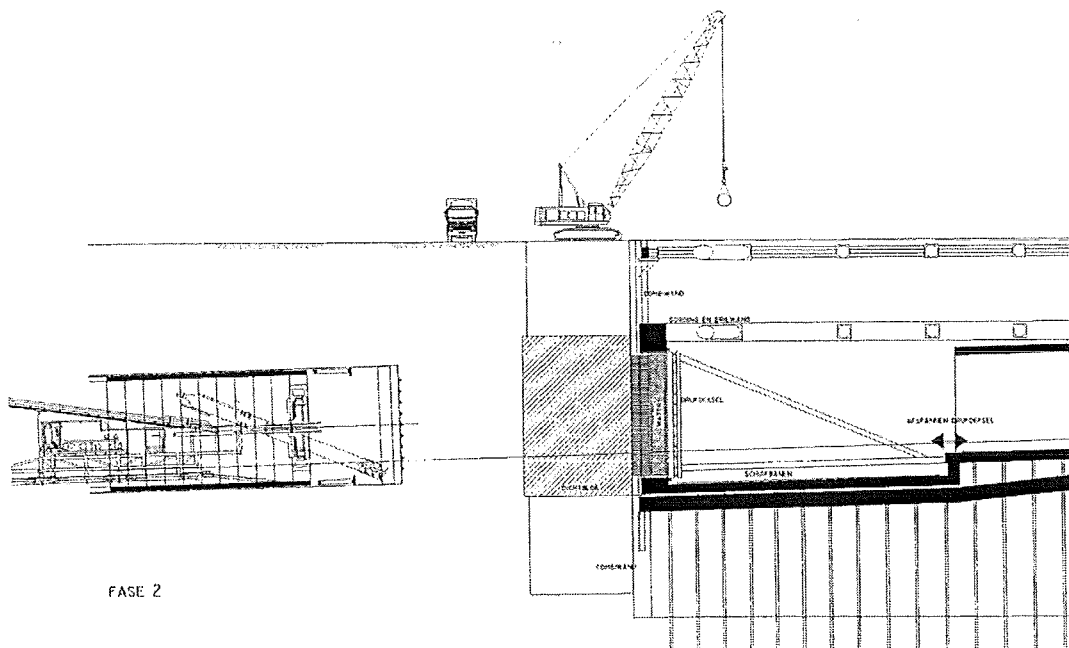
#### Fase 1

De damwand die het kopscherm van de kuip vormt moet voor aankomst van de TBM bij het dichtblok getrokken worden. Aan de kopse kant van het dichtblok, boortunnelzijde, worden twee peilbuizen geplaatst aan weerszijden van de aan te leggen tunnelbuis. Met deze peilbuizen wordt gecontroleerd of de waterdruk voor het boorschild gelijk is aan die achter het boorschild. Dit is nodig om stroming van water of mortellangs het boorschild te voorkomen.



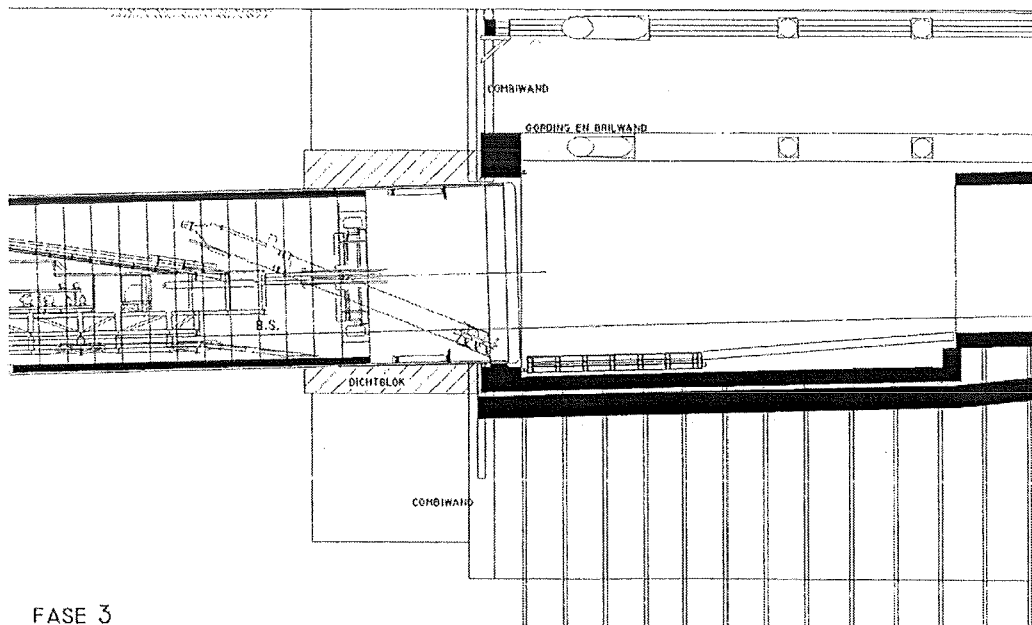
## Fase 2

De combiwand moet weggebrand worden. Eerst dient gecontroleerd te worden of de wand waterdicht aansluit op het dichtblok. Dit kan gecontroleerd worden door een aantal kleine afsluitbare openingen in de combiwand te branden. Indien er teveel water uittreedt moet er geïnjecteerd worden tussen dichtblok en combiwand. Als voorzorg moeten ook injectiepunten aangebracht zijn die langs de omtrek van de mantelring een mogelijkheid geven tot na-injectie voor het geval de aansluiting van het dichtblok op de combiwand enigszins gaat lekken. Ook moet gecontroleerd worden of de aangebrachte betonproppen in de buispaal op de goede de hoogte aangebracht zijn. Dit is om te voorkomen dat de buispalen bij eventuele horizontale belasting uit de vloer plat gedrukt worden. Na het doorbranden van de buispalen wordt het achtergebleven onderste deel van de buispalen gevuld met beton. Het bovenste deel wordt dichtgelast met staalplaat. Dit voorkomt bij het vermortelen van de laatste ring verlies van mortel in de buispalen. Eén buispaal wordt echter open gelaten om water in het drukdeksel af te laten en bij te vullen tijdens het ontvangstproces. Door deze grote opening kunnen drukschommelingen achter het drukdeksel bovendien goed opgevangen worden. Vervolgens wordt het drukdeksel geplaatst tegen de brilwand. Belangrijk hierbij is dat het rubber profiel dat rondom het drukdeksel is bevestigd goed aansluit op de brilwand. Nu kan het drukdeksel gevuld worden met water. Tenslotte worden de schuifbanen in de ontvangtschacht geplaatst voor het langsschuiven en het eventuele zijdelings verschuiven van het schildzadel voor het demonteren van het boorschild.



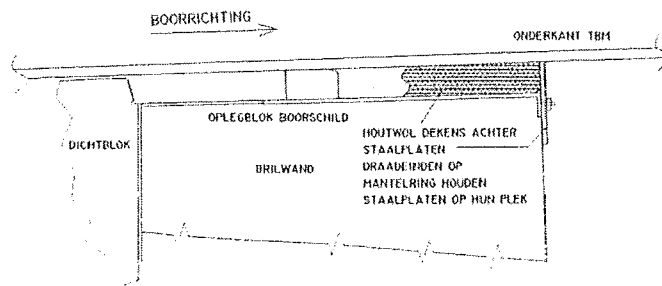
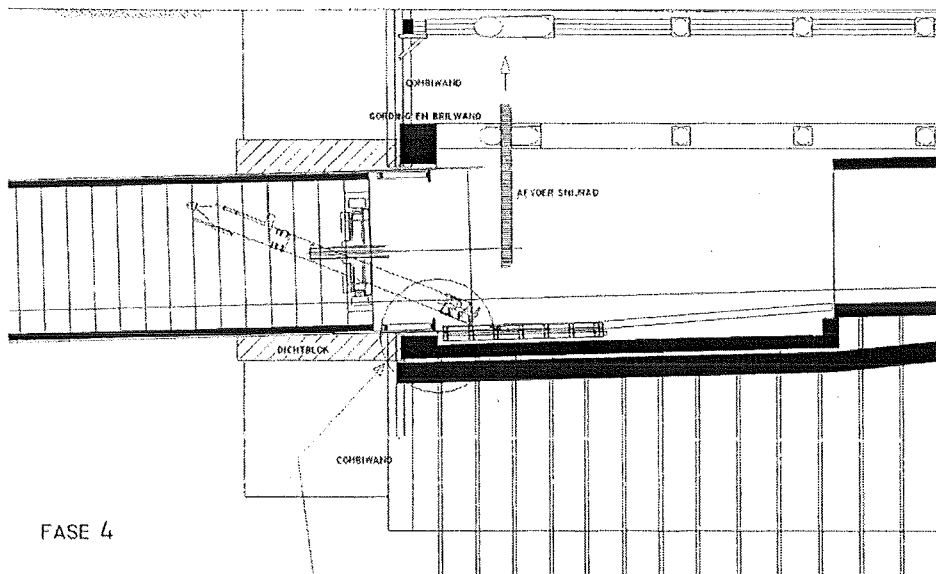
### Fase 3

Over de laatste 10 ringen moet een langsdookoppeling worden aangebracht. Deze langsdookoppeling wordt aangebracht om te voorkomen dat na het verwijderen van het drukdeksel en vooral na het uitduwen van het boorschild de spanning in de lengterichting van de tunnelling wegvalt. Bij ontspanning bestaat het gevaar dat er tussendoor de rubber profielen van de segmenten lekkage optreedt. Er wordt verder geboord tot het boorschild zich vlak voor het drukdeksel bevindt. Nu wordt het boorproces gestopt om een waterdichte aansluiting tussen tunnelling en het dichtblok te maken met grout. De mortel heeft 48 uur nodig om uit te harden, tijdens het uitharden moet het boorschild om de twee uur een paar mm naar voren worden geschoven zodat de mortel zich niet aan het boorschild kan hechten. Nu kan het water uit het drukdeksel afgelaten worden, indien er nog lekkage optreedt kan er geïnjecteerd worden door geboorde gaten in de desbetreffende ring. Als dit de lekkage niet oplost moeten de na-injectiepunten die bij het aanbrengen van het drukdeksel zijn aangebracht worden gebruikt (zie ook 10.2 Ontvangst in dichtblok). Het drukdeksel kan worden verwijderd. De exacte positie van de TBM is nu bekend dus het schildzadel kan geplaatst worden. Tevens kunnen de glijblokken in de mantelring geplaatst worden.



#### Fase 4

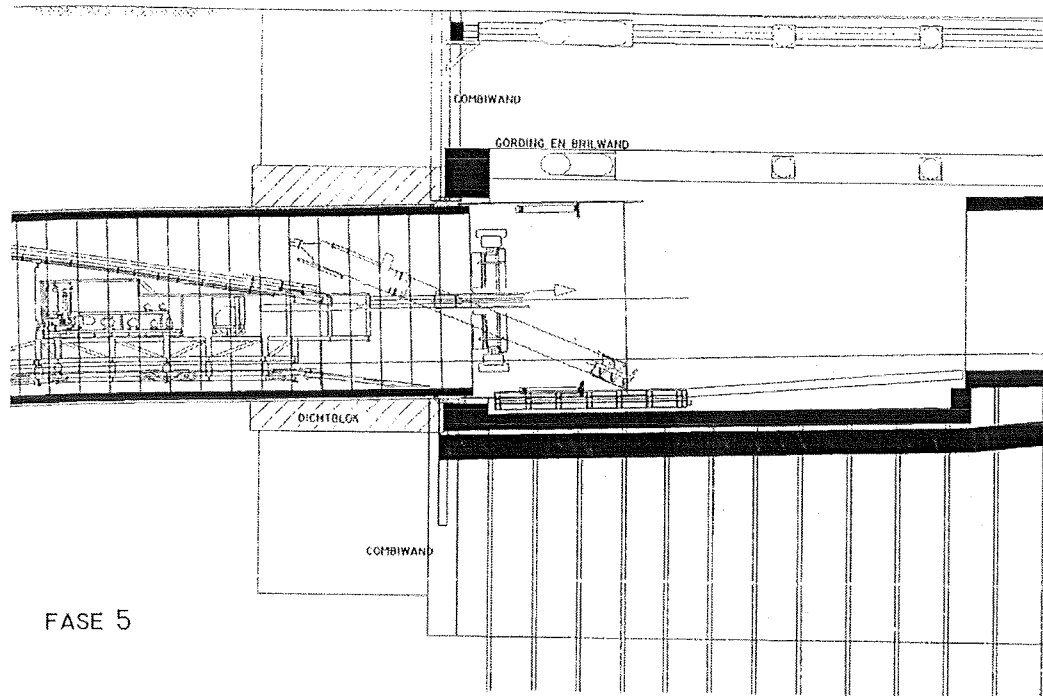
Er moeten nokken op het schildzadel gelast worden om tegendruk te bieden aan het boorschild zodat de rubber profielen tussen de segmenten voldoende ingedrukt worden. Na het plaatsen van een ring worden de nokken weggebrand en wordt de volgende ring "geboord". Direct na het verwijderen van het drukdeksel worden op de mantelring lasdraadeinden gestiftast. Nu kan weer verder "geboord" worden totdat het graafwiel buiten de mantelring steekt. Nu worden staalplaten met slobgaten aangebracht die door lasdraadeinden op hun plaats worden gehouden: Achter de platen wordt houtwol gestopt. Vervolgens kan aan de achterzijde van de schildmantel de desbetreffende ring vermorteld worden. Dit gebeurt in twee stappen om de druk op de onderste platen niet te groot te laten worden. Omdat het graafwiel nu geen functie meer heeft en dit veel weegt wordt het gedemonteerd en afgevoerd.



DETAIL AFDICHTING SCHILDMANTEL-MANTELRING  
BIJ ONTVANGST IN DICHTBLOK

## Fase 5

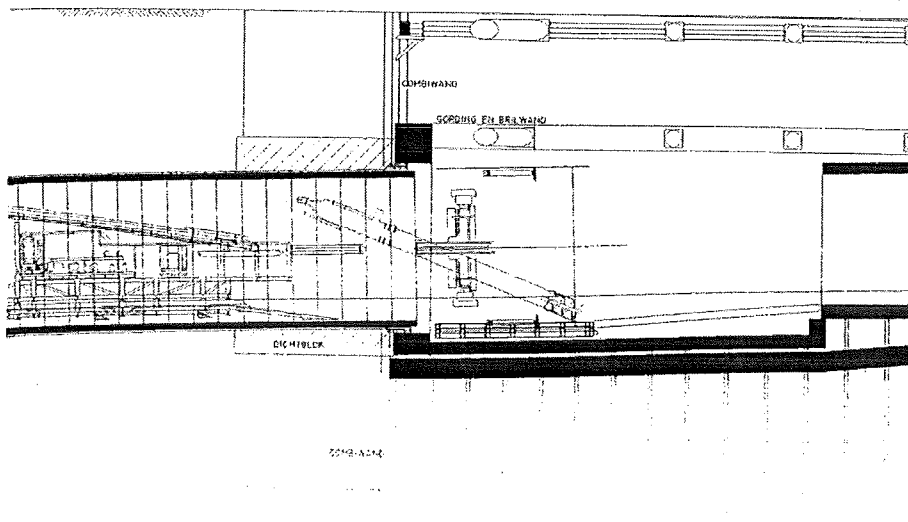
De laatste ringen worden nu "geboord" en gegroot. Na het plaatsen van de laatste ring kan het boorschild uitgeduwd en schoongemaakt worden. Hiervoor wordt het normale proces van vijzels intrekken en plaatsen van een segment doorlopen, er worden echter geen segmenten meer geplaatst. In plaats van segmenten worden nu uitvulblokken gebruikt. Deze worden alleen bij de onderste twee vijzelgroepen geplaatst, omdat de horizontale kracht alleen nog evenwicht moet maken met de wrijving van de TBM ondersteuning.



FASE 5

## Fase 6

Volgwagens moeten worden gezekerd, waarna de eerste volgwagen kan worden losgekoppeld van het boorschild. Vervolgens kunnen alle volgwagens stuk voor stuk uit de tunnelbuis worden getrokken.



FASE 6