

J.K. Vrijling 132

TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep WATERBOUWKUNDE, sectie WATERBOUWKUNDE

College f9c

Waterbouwkundige kunstwerken B.O.

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling
Ir. K.G. Bezuyen

Voorlopig dictaat

Uitgave: mei 1996

Inhoudsopgave

Deel 1 De geboorde tunnel

1.	Inleiding	2
2.	Vorm, diameter en ligging	4
4.	Boormethoden	9
4.1	New Austrian Tunneling Method	11
4.2	Luchtdruk	23
4.3	Handschild, ongesteund front	24
4.4	Schildmethode met mechanisch ontgraven, ongesteund front	25
4.5	Schildmethode met boorkop, ongesteund front	27
4.6	Verdringingsschild, ongesteund front	28
4.7	Schildmethode met luchtdruk	29
4.8	Schildmethode met gronddruk (EPB)	30
4.9	Schildmethode met vloeistofdruk (slurry schild methode)	33
4.10	MIX schild	36
4.11	Overige boormethodes	38
5.	Aspecten van het boorproces	41
5.1	Opbouw TBM's	41
5.2	Het front en de dekking	50
5.3	Stenen	57
5.4	Waterafsluiting	58
5.5	Staartafdichting	61
5.6	Lining	64
5.7	De bouwtijd	68
6.	Instabiliteit van het boorfront	71
7.	Spanningen in de wand t.g.v. de vijzelkracht	76
8.	Opbreken - hoogovaliseren	79
9.	Analytische benadering van de wand (oneindig stijf)	85
10.	Snedekrachten en spanningen in de wand	98
11.	Tunnel technologie ontwikkeling van nieuwe vormen in Japan	101

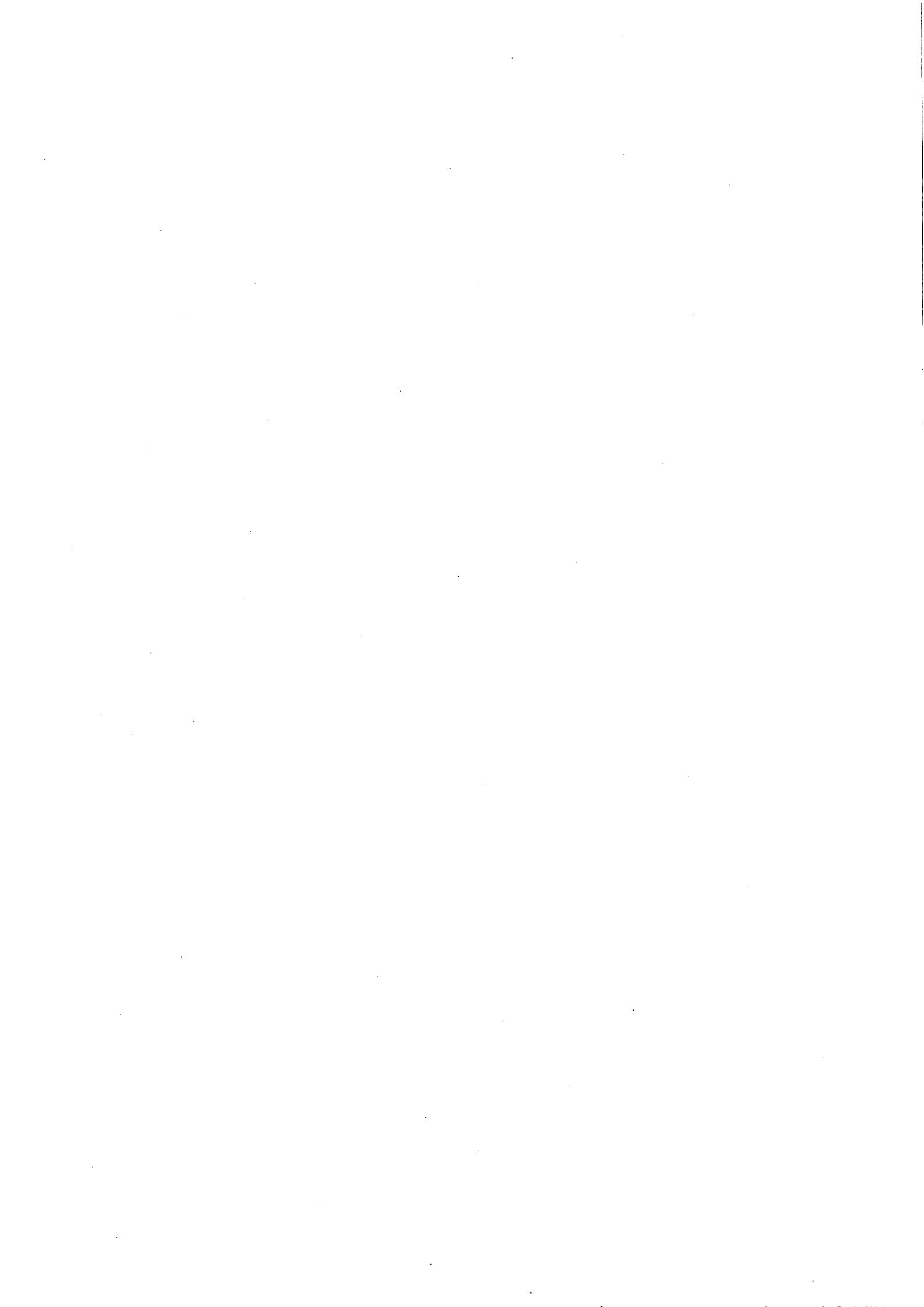
Deel 2 De afgezonken tunnel

8.3	Het lengteprofiel van de tunnel	8-14
8.4	Het dwarsprofiel van de tunnel	8-22
8.5	De uitvoering van het gezonken gedeelte	8-27
8.6	Enige constructieve aspecten van het gezonken gedeelte	8-37
8.7	Literatuur	8-47
8.8	Figuren	

Waterproofing of the tunnel structure

General outlines of the construction of immersed tunnels

The foundation of immersed tunnels



Deel 1

De geboorde tunnel

1.0 Inleiding

Ondergronds bouwen staat momenteel in Nederland in de belangstelling. Nu werd er in Nederland al langer ondergronds gebouwd, daarvan getuigen de vele afgezonken tunnels die in het tweede deel van dit college aan de orde zullen komen, maar er is in Nederland nog nooit een boortunnel aangelegd. Wel zijn er andere ondergrondse werken aangelegd zoals bijv. het station te Rijswijk en het Rijksarchief te Maastricht. Toch is een aanzienlijk deel van de aardgas baten gereserveerd om de kennis te vergroten. Dat geldt in het bijzonder het boren van tunnels, alhoewel ondergronds bouwen meer omvatten kan. Met name in Japan maar ook in Duitsland zijn in de steden betrekkelijk grote delen van de infrastructuur onder de grond aangelegd.

Voor het uitgeven van de circa 40 Mfl uit de aardgasbaten is een organisatie opgezet (fig 1). In de programma adviesraad speelt de TUD een belangrijke rol bij de beoordeling van het programma. De professoren Barends, van Tol en Vrijling hebben er zitting in. In dit kader is ook prof. ir. Horvat benoemd tot hoogleraar "Ondergronds Bouwen" en voorzitter van de programma-adviesraad. In het programma is ook een rol voorzien voor afstuderende en promoverende studenten. Het bedrijfsleven dat met geld aan het studieprogramma moet bijdragen is gematigd enthousiast, omdat men nog geen bouwprojecten ziet waaruit men de kosten kan compenseren.

Op dit moment zijn er maar twee concrete bouwprojecten de Tweede Heinenoord-tunnel en de Botlekspoortunnel. De eerste is door zijn geringe lengte eigenlijk minder geschikt als boorproject.

Verder spreekt men over de Westerschelde Oever Verbinding (met 2x6km boren in harde klei), die wacht op (private) financiering, de Noord-Zuidlijn in Amsterdam, de Betuwe-lijn in milieudiscussies. Recent wordt ook voor de HSL over tunnels onder het groene hart gesproken.

Een belangrijk argument voor boren boven andere bouwmethoden is het vrijwel ontbreken van bouwhinder. Zo heeft men in Antwerpen gekozen voor het boren van de metro-lijn om de "slijkhinder" in de winkelstraten te vermijden. In Rotterdam heeft men indertijd gedurende een jaar de Coolsingel veranderd in een "kanaal" om daarin de metrotunnel-elementen af te zinken.

Helaas kan men de mogelijkheden van het boren in de steden niet volledig benutten, omdat elke grondeigenaar zeggenschap heeft over zijn grond tot het middelpunt der aarde. Het boren van de kortste verbinding tussen twee halteplaatsen, met ingangen in de straten, stuit daardoor op juridische bezwaren. Voorlopig zal men daarom ook ondergronds het stratenpatroon moeten volgen. Voor juridische oplossingen kijkt men naar de Mijnwetgeving, die delfstof-voorkomens in diepere aardlagen in een bepaald opzicht tot staatsbezit verklaard.

Boren is in Nederland tot nu toe niet vanzelf van de grond gekomen omdat het 10 tot 20% duurder is. Men hoopt echter dat door het groeien van de markt en het ontstaan van verbeterde technieken de kosten zullen dalen, zodat meer mogelijkheden binnen het bereik komen. Bovendien komt de keuze tussen economische groei en milieu anders te liggen. De werknemer van de toekomst zal alleen willen werken in een prettige omgeving, zodat een goed milieu een **voorwaarde** wordt voor economische groei.

Basisopzet van de organisatie COB (Centrum Ondergronds Bouwen)

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.

De Management Eenheid, op hoofdlijnen aangestuurd door de Stuurcommissie, coördineert de uitvoering van de programma's. Het centrum opereert als zelfstandige eenheid binnen de stichting voor collectief onderzoek, CUR (zie hoofdstuk 4.10).

De basisopzet van de voorgestelde organisatiestructuur is weergegeven in Fig. 1.

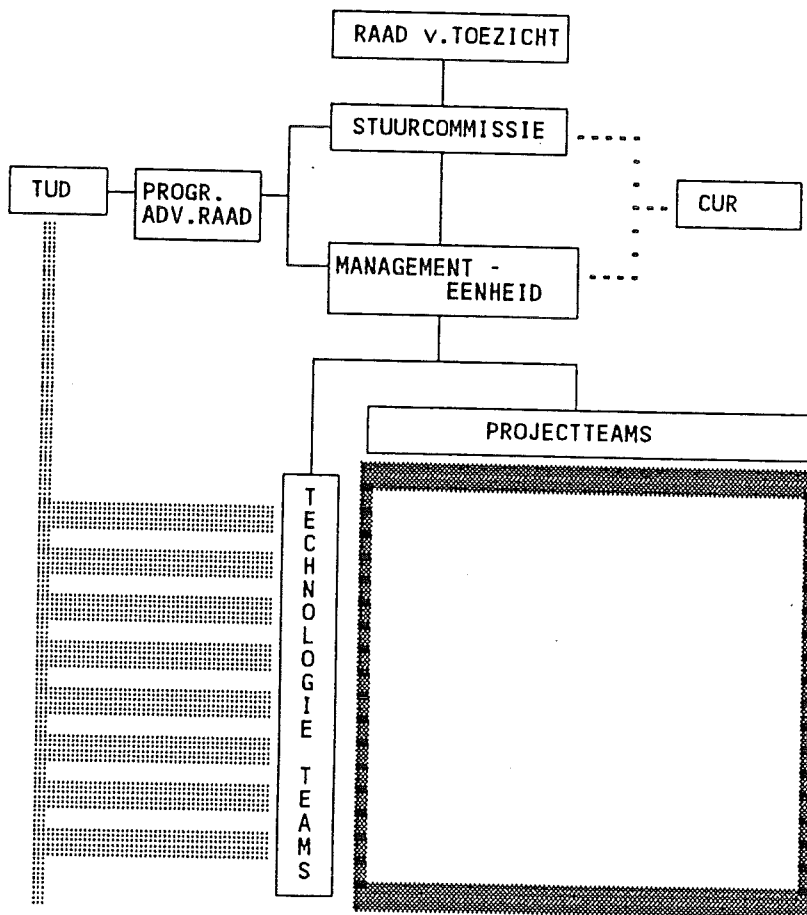


Fig. 1: Basisopzet voorgestelde organisatiestructuur

2.0 Vorm, diameter en ligging

Hoewel de ronde doorsnede van boortunnels gunstig is voor de opname van de uitwendige drukken, lijkt hij in vergelijking met het vereiste profiel van vrije ruimte minder efficiënt. (zie figuren). Sommige eigenaren geven de voorkeur aan een rechthoekige doorsnede, zoals dat van een afgezonken tunnel. De vraag is echter of dit afgezien van een moeilijker boorproces (vierkante gaten-boor) constructief efficiënt is.

De grootste doorsnede die tot nu toe geboord werd is die van de 2300 m lange Trans Tokyo Bay High way tunnel: 14.14 m (fig.)

Een interessante ontwikkeling is de de tunnel bestaande uit twee siamese buizen, die door een dubbele TBM wordt geboord. Deze vorm, de vierkante en ook de driedubbele geboorde tunnel zullen aan de orde komen.

Door het KIVI is een eerste inventarisatie gemaakt van de profielen van vrije ruimte, die nodig zijn voor boortunnels in diverse functies. De buitendiameter varieert van 4.70 m voor een "busbuis" tot 15.40 m voor een driestrooks autobaan.

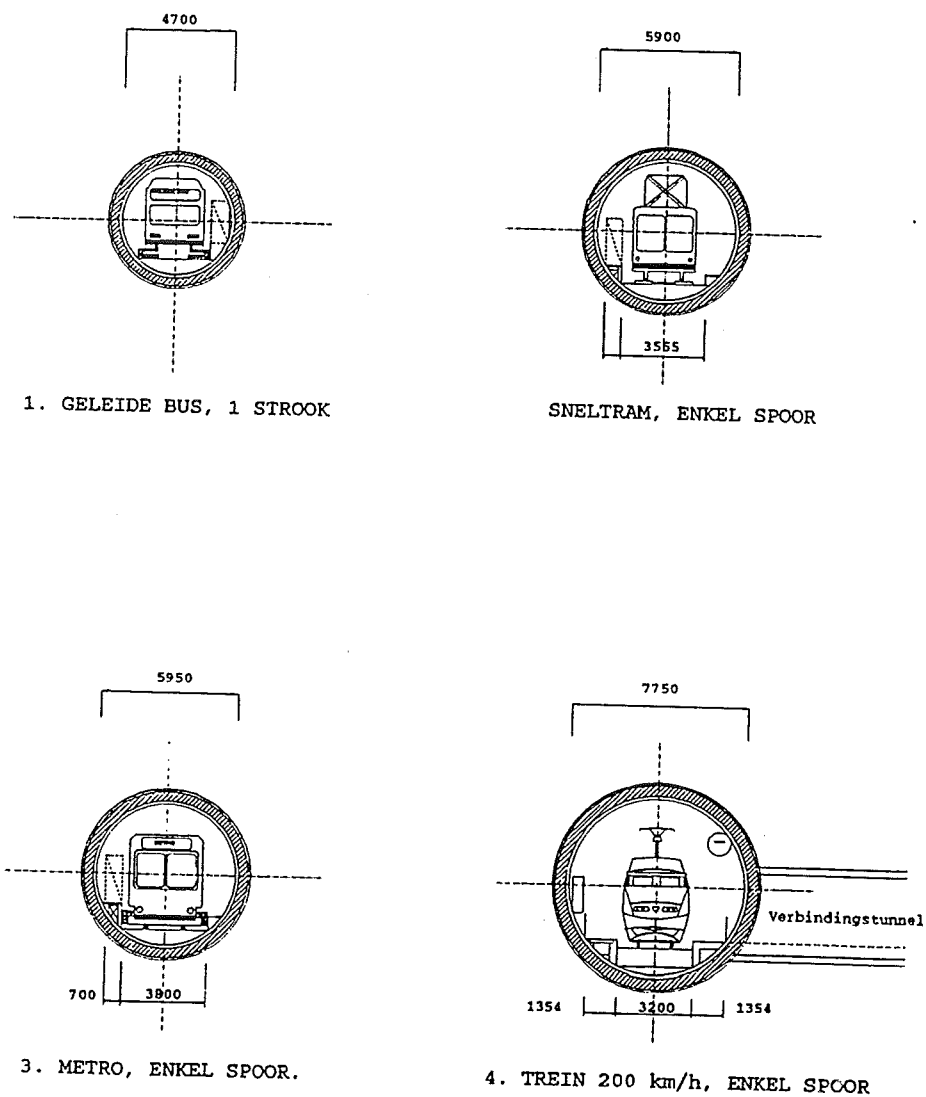
Er is ook een sterke relatie tussen de vereiste diameter en de passage snelheid. Dit is met name onderzocht voor treinen. In de figuur is het verband voor drukkicht en nietdrukkicht materieel weergegeven.

Een belangrijk punt van verschil tussen geboorde en afgezonken tunnels is de minmalediepteligging. 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. Een boortunnel moet evenwel op ongeveer 1x de diameter onder het maaiveld blijven, opdat het gewicht van de bovenliggende grondlagen de opdrijving van de lichte tunnel door het grondwater kan voorkomen. (zie hfdst over berekeningen)

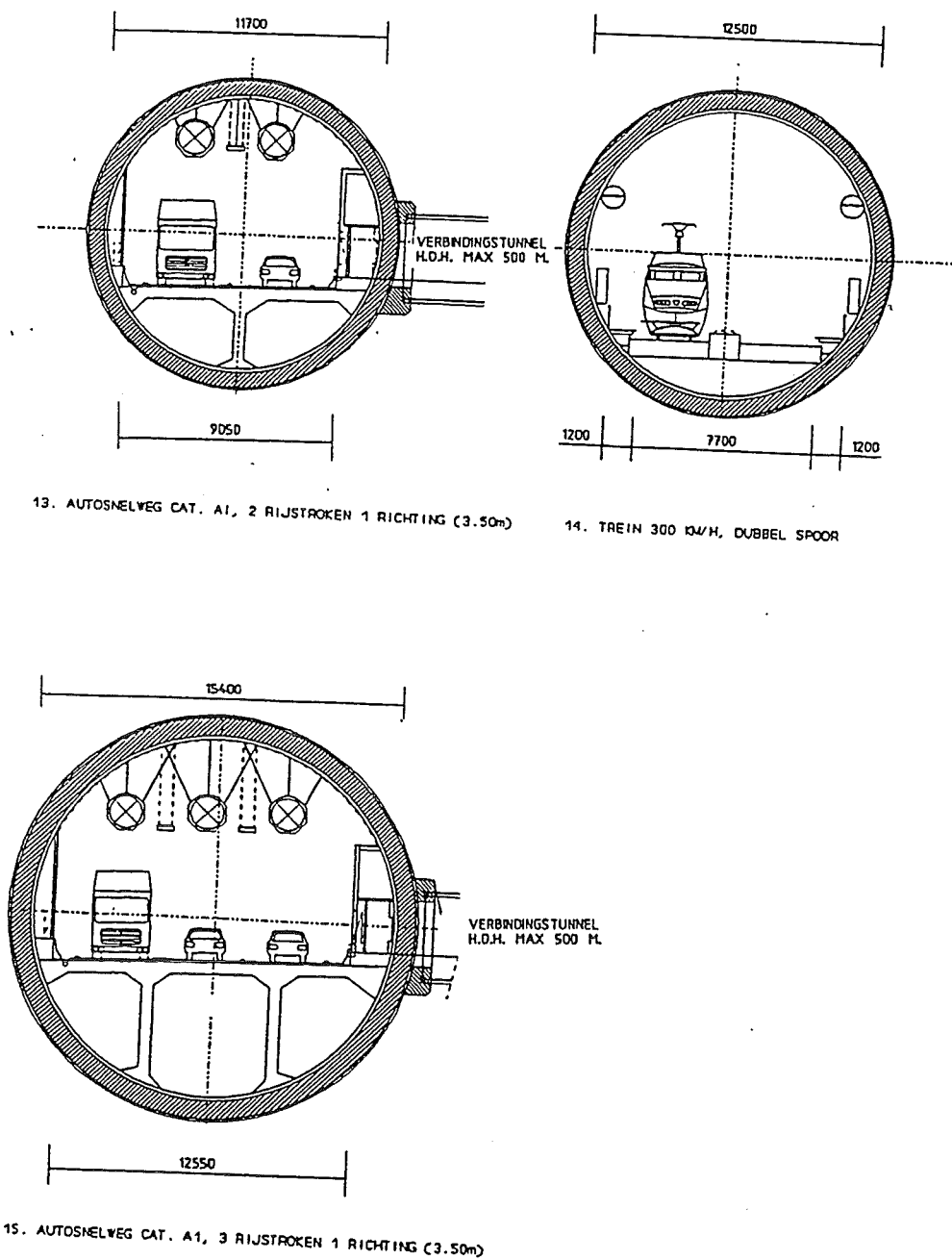
Door deze diepereligging heeft een geboorde tunnel langere opritten nodig, daardoor stijgen de totale lengte en de kosten. Dit is een van de redenen voor het huidige kostennadeel van boren.

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

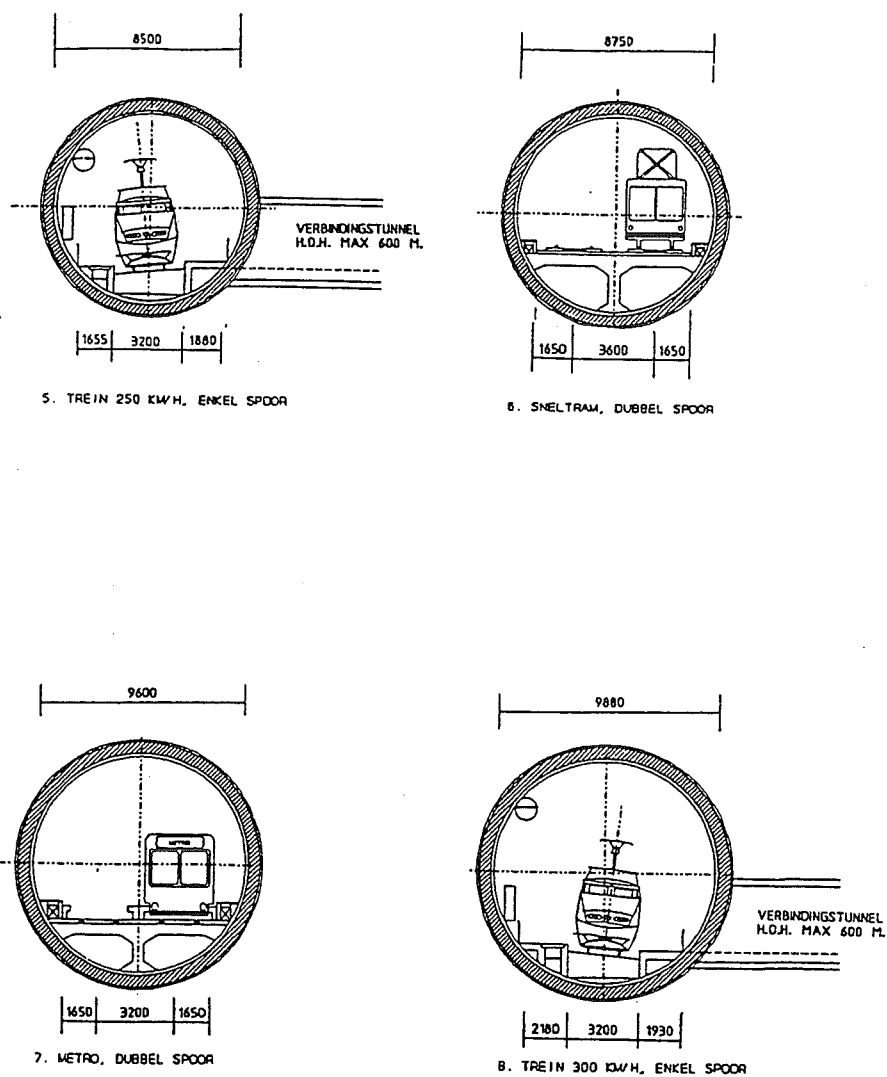
Door bijzonderheden van het boorproces wordt ook de minimale bochtstraal gelimiteerd tot circa 50x de diameter. Ook aandeze vuistregel valt met bijzondere aandacht te tornen.



figuur 2.1 Tunneldoorsnedes 1 t/m 4

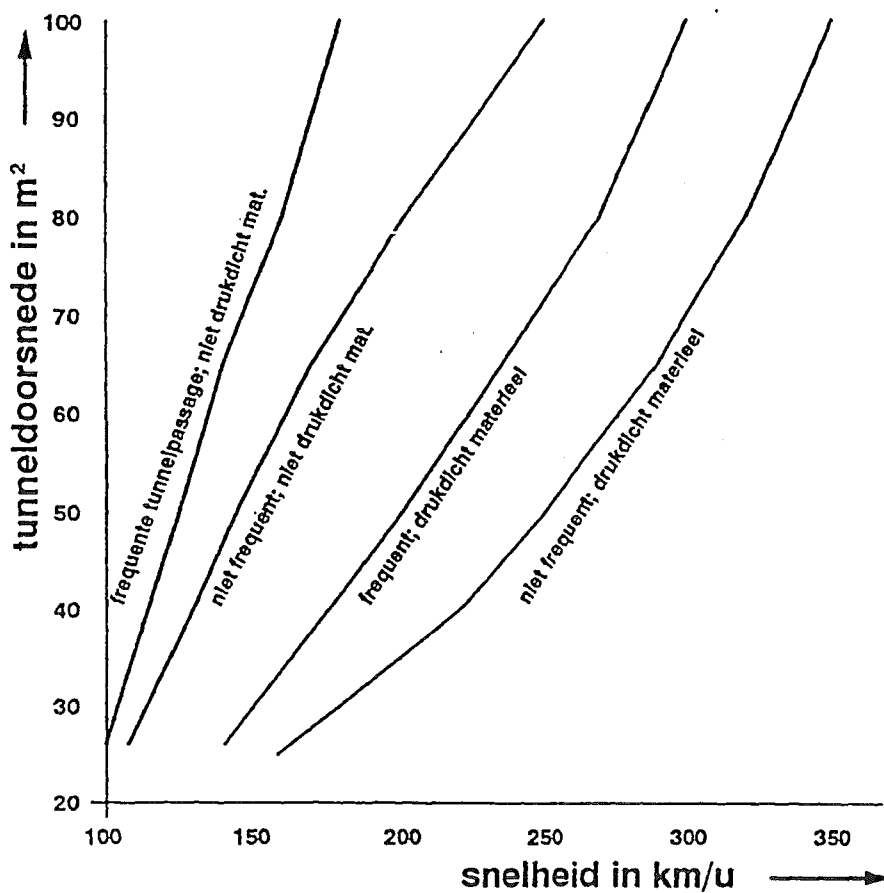


figuur 2.4 Tunneldoorsnedes 13 t/m 15



figuur 2.2 Tunneldoorsnedes 5 t/m 8

Relatie tussen snelheid en tunneldoorsnede



UITGANGSPUNTEN

- * Enkelsporig bedrijf
- * Tunnellengte 2000 m
- * Treinlengte 360 m
- * Comforteis bij FREQUENTE tunnelpassage:
Drukverschil in 3 sec. 0.8 kPa
- * Comforteis bij NIET FREQUENTE tunnelpassage:
Drukverschil in 3 sec. 1.25 kPa
- * Druk dicht materiaal als ICE
($T = 5$ s)

Bron : DB BZA München, Juli 1990
Opsteller : Sector Infra Objecten, IFS.31, tel 5278, januari 1992

figuur 2.5

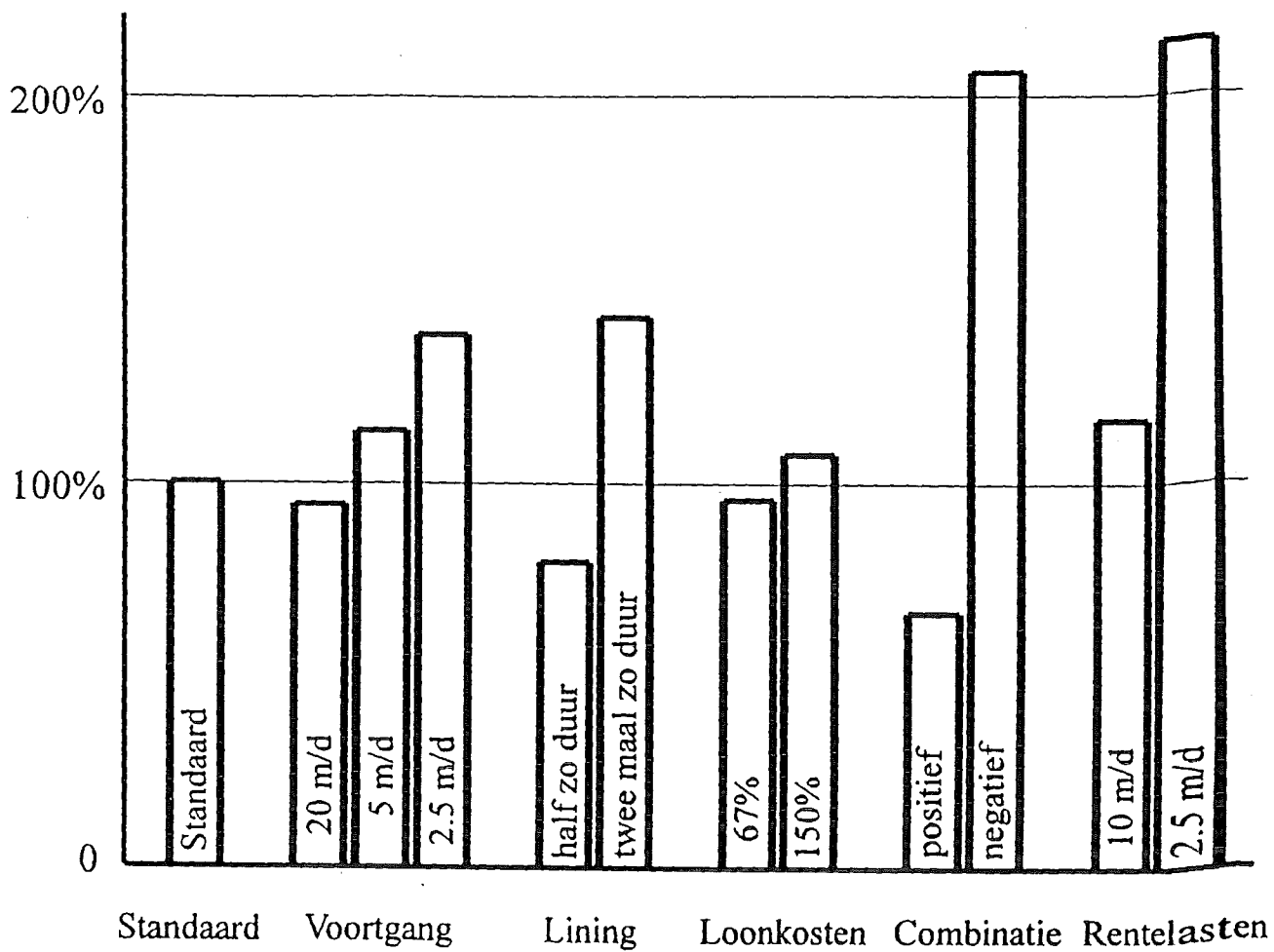
RAMING		Probabilistische raming, onafhankelijke posten															
item	hoeveelheid	eenheid	prijs/eenh.	totaal	v hoeve	v prijs	si hoev	si prijs	si totaal	afhank	si afh	si onafh	si onafh^2	si tot^2	si tot	v totaal	
	(aantal)		kfl	kfl			kfl	kfl	kfl		kfl	kfl		kfl			
viaduct	3	stuk	2500	7500.00	0	0.2	0	500	1500	0	0	1500	2.25E+06				
weg	5	km	15000	75000.00	0.1	0.2	0.5	3000	16770.51	0	0	16770.51	2.81E+08				
tunnel	1	stuk	15000	15000.00	0	0.2	0	3000	3000	0	0	3000	9.00E+06				
				+									+				
DIRECTE KOSTEN				97500.00										2.93E+08	292500000	17102.631	0.175
indirecte kosten	0.3	1/1	97500	29250.00	0.1	0.1754118	0.03	17102.631	5905.9821	0	0	5905.9821	3.49E+07				
				+									+				
PRIMAIRE KOSTEN				126750.00										3.27E+08	327380625	18093.663	0.143
bijkomende kosten	0.15	1/1	126750	19012.50	0.1	0.1427508	0.015	18093.663	3313.7314	0	0	3313.7314	1.10E+07				
diversen	0.1	1/1	126750	12675.00	0.1	0.1427508	0.01	18093.663	2209.1542	0	0	2209.1542	4.88E+06				
				+									+				
BASISRAMING				158437.50										3.43E+08	343241803	18526.786	0.117
onvoorzien	0.25	1/1	158437.5	39609.38	1	0.1169344	0.25	18526.786	39879.258	0	0	39879.258	1.59E+09				
				+									+				
RAMING				198046.88										1.93E+09	1.934E+09	43972.685	0.222

figuur 2.6

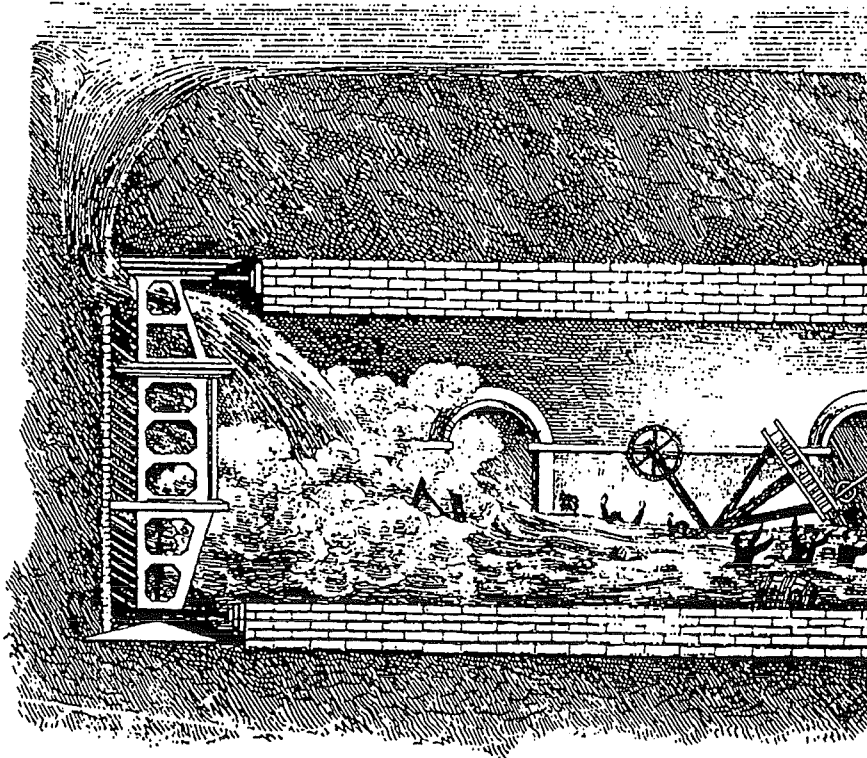
Totale kosten (bedragen x f 1000)

	Boordiameter [m]			
	6	8	10	13
Bouwplaats				
Vast	1.150	1.300	1.500	2.200
Variabel	9.006	12.892	18.933	27.402
Boorinstallatie				
Aankoop	12.000	17.500	26.000	40.000
Mobilisatie	1.250	1.650	2.100	3.000
Omzetten	900	1.100	1.300	1.700
Demobilisatie	400	500	650	950
Restwaarde	-1.500	-2.000	-2.500	-3.500
Afvoer grond	3.535	6.280	9.815	16.585
Scheidingsinstallatie				
Aankoop	1.200	2.000	3.100	5.000
Mobilisatie	750	1.000	1.500	2.500
Demobilisatie	350	450	600	1.000
Restwaarde	-600	-1.000	-1.550	-2.500
Lining	36.250	56.850	91.150	132.500
Groutinjectie	1.770	2.355	2.945	3.825
Leidingen en Kabels	3.000	3.750	4.750	6.250
Bentoniet	1.555	2.765	4.320	7.295
Energie	3.495	4.230	5.225	6.195
Onderh., repar., verv.	3.535	6.280	9.940	16.580
Loonkosten	22.175	25.210	29.990	36.640
Totaal	100.221	143.112	209.768	303.622
AK, winst en risico opslag	20 %	20 %	20 %	20 %
Kosten ruwbouw	120.265	171.734	251.721	364.346
Prijs per m. tunnelbuis	24.000	34.000	50.000	73.000

De bovenvermelde bedragen betreffen de kosten voor ruwbouw van de tunnel. Nog niet inbegrepen zijn de kosten voor onderzoek, ontwerp, procedurezaken en andere specifieke advieskosten voor rekening van de opdrachtgever.

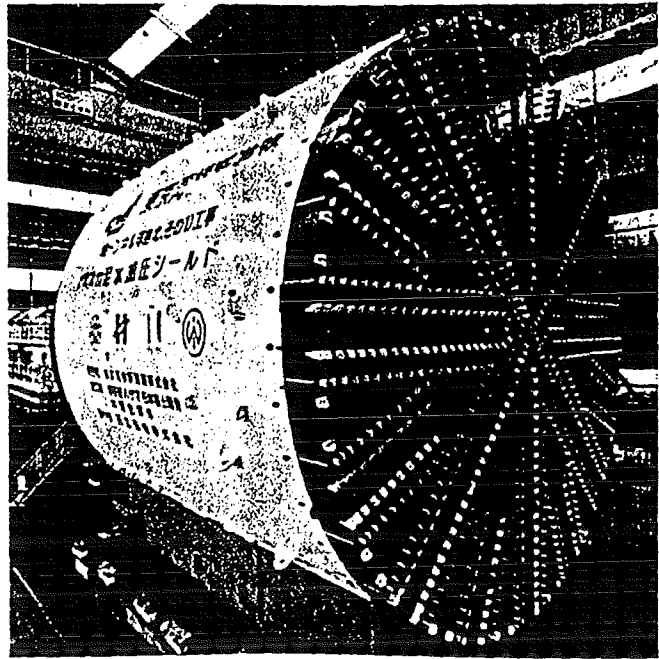


figuur 2.7 Vergelijking totaalkosten verschillende gepresenteerde scenario's



figuur 2.8
Wassereinbruch in den Tunnel am 12.01.1828 bei der Unterföhrung der Themse [137]

SUBSEA SHIELD: A specially designed 14.14m diameter slurry shield tunnelling machine, said to be the largest of its type in the world, has recently begun work on a 2300m undersea link for the Trans-Tokyo Bay highway. Produced at its Kanagawa works, Hitachi Zosen Corporation's 800th machine is now excavating the first of eight sections. The 13.5m long tunneller is equipped with an automatic segment erector, designed by Hitachi Zosen to ensure safe, high speed assembly of its 10t segments. As well as employing a gross driving force of 24,000t and a cutter torque of 3511tm, the machine has a silt opening/closing device to prevent its cutting face from crumbling in the soft, viscous soil layers anticipated. Contractors on owner Trans-Tokyo Bay Highway Corporation's job is Kumagai Gumi, Hazama Corporation and JDC Corporation.



figuur 2.9

4. Boormethodes

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:

1. zonder stalen cylinder.
2. met een stalen cylinder en een ongesteund front
3. met een stalen cylinder en een gesteund front

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

Een stalen cylinder is een cilindervormige schildmantel waarbinnen veilig gewerkt kan worden.

Een gesteund front betekent hier: het front wordt gesteund door een regelbare, niet mechanische druk (e.g. luchtdruk, vloeistofdruk, gronddruk, etc.).

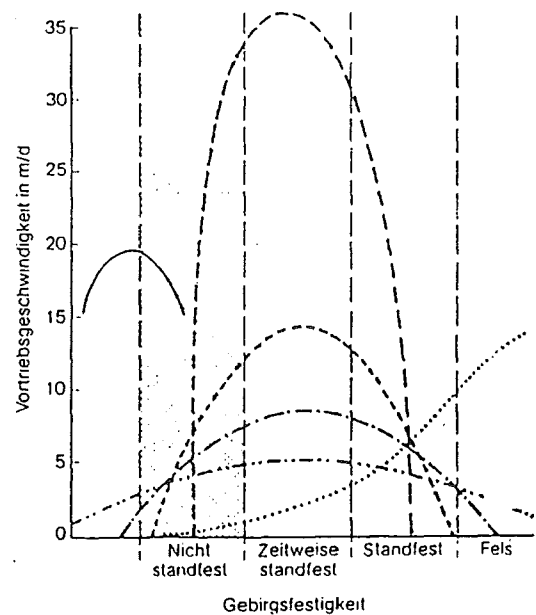
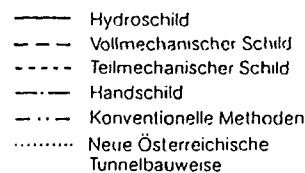
Een front dat mechanisch gesteund wordt is in deze indeling een ongesteund front (water kan bijvoorbeeld naar binnen sijpelen).

De grafiek geeft globaal de toepassings gebieden aan.

Het gebied aangegeven met Hydroschild is de grond waarin een frontondersteuning nodig is.

In het gebied van de New Austrain 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.



toepassings gebied tunnelmethodes, uit lit. Jodl

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). Zie hiervoor § 5.2.1.

Dit hoofdstuk beschrijft 11 tunnelmethodes:

Tunnelmethodes zonder stalen cylinder:

1. NATM
2. Luchtdruk

Tunnelmethodes met een stalen cylinder en een ongesteund front:

3. Handschild
4. Mechanisch ontgraven
5. Boorkop met tanden of spaakwielen

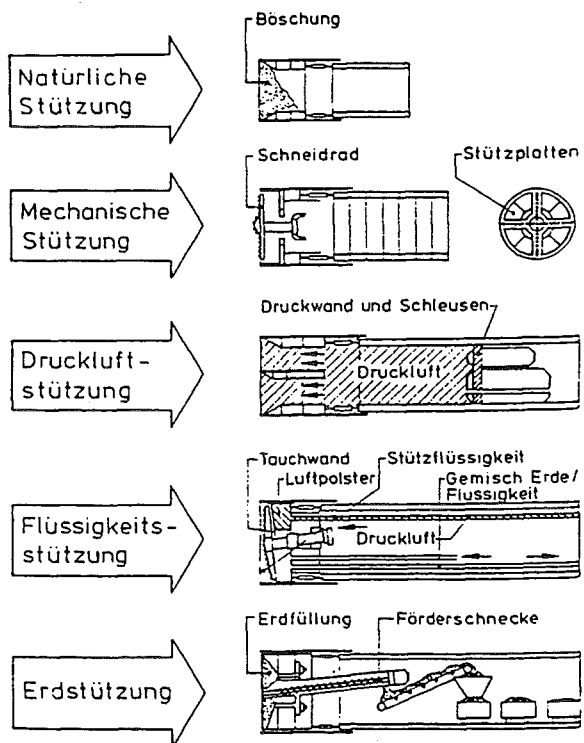
Tunnelmethodes met een stalen cylinder en een gesteund front:

6. Verdringings schild
7. Luchtdruk schild
8. EPB schild
9. Vloeistof schild
10. MIX schild
11. Overige boormethodes

De figuur geeft een aantal van deze verschillende schildsystemen weer. De drie onderste plaatjes zijn de schildsystemen met een gesteund front.

Dit hoofdstuk beschrijft deze tunnelmethodes beknopt.

Hoofdstuk 5 beschrijft enkele specifieke aspecten van het boorproces, zoals algemene theorieën en enkele speciale op Nederland toegespitste onderwerpen.



overzicht schildsystemen

4.1 NATM (New Austrian Tunnelling Method)

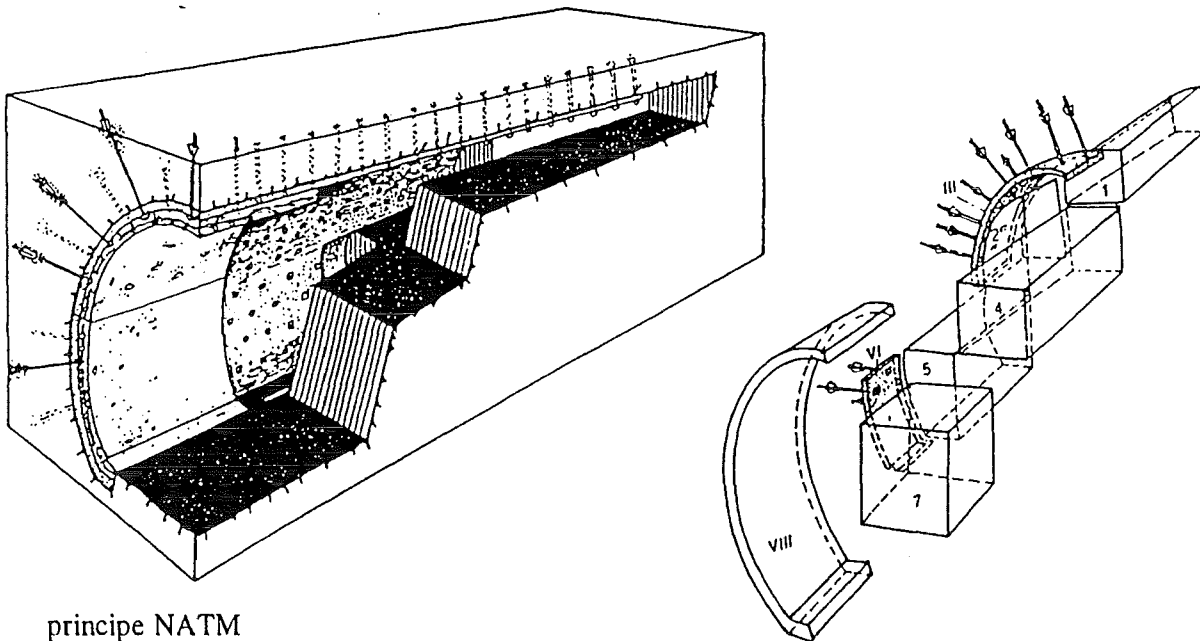
4.1.1 Toepassing

- 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.

Recentelijk is NATM enkele malen in het nieuws geweest omdat in München en Londen tunnels van dit type tijdens de bouw zijn ingestort.

Volgens de grondleggers van de methode zijn deze ongelukken niet veroorzaakt doordat de methode slecht is, maar door fouten in de uitvoering.



principe NATM

In de figuur is een mogelijke (tamelijk gecompliceerde) 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 tunnelling toe te passen en 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 (zie deelparagraaf lining).

Indien NATM in Nederland toegepast zou worden moet de grond voldoende standtijd krijgen (de grond moet enigszins kunnen vervormen, maar moet door de plaatselijk optredende spanningstoename niet bezwijken) en moet de toestroom van water beperkt blijven.

NATM zou in Nederland bijvoorbeeld interessant kunnen zijn voor het aanleggen van schachten of verbindingstunnels, het tijdelijk ondersteunen van boorfronten, het uitbreiden van tunnels bij stations of voor het aanleggen van korte tunnels in "cut en cover". Tevens zou NATM te gebruiken zijn voor het boren van zeer korte tunnels.

Ankers en spuitbeton zouden in Nederland toegepast kunnen worden als grondverstevigingsmiddelen.

NATM is vanwege de benodigde grondverstevingen te duur in aanmerking te komen voor de bouw van lange tunnels. Toch worden een aantal aspecten van NATM beschreven, omdat de methode wel een aantal interessante inzichten verschaft.

In goede grondsoorten is NATM eigenlijk een soort "ideale manier van tunnels maken": de shifts van 8 uur zijn meestal gelijk aan de cyclustijd (zie § 4.1.2), 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.

Dit laatste is heel belangrijk voor toepassing in sterk geplooid gebergte.

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.

4.1.2 De New Austrian Tunnelling Method

Er wordt gewerkt in duidelijke cycli, achtereenvolgens:

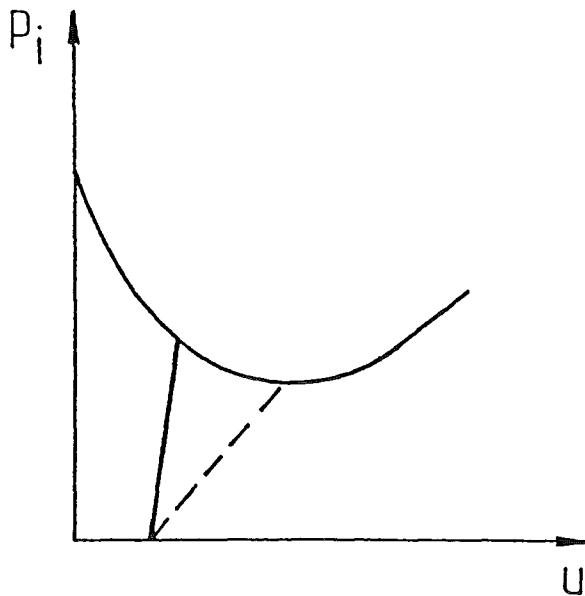
- * het tunnelfront uitgraven (0,75 à 3 meter)
- * grond afvoeren
- * wapening van de lining aanbrengen
- * stalen bogen aanbrengen
- * spuitbeton (shotcrete) aanbrengen
- * ankers aanbrengen

Meestal wordt de tunneldoorsnede in delen uitgegraven (zie de vorige figuur).

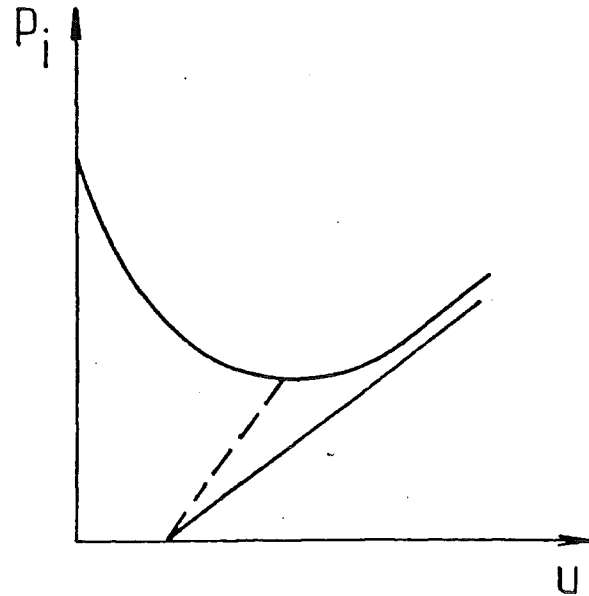
Om een goede boogwerking te laten ontstaan bevinden de ontgravingen zich zo ver achter elkaar dat tussen de fronten onderling geen beïnvloeding plaats vindt. Toch bevindt een opvolgende ontgraving zich wel zo dicht achter de vorige dat de zettingen ten gevolge van de vorige ontgraving nog niet de eindwaarde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

Tijdens de 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 stand-tijd heeft (tussen een half en anderhalf uur).



support too stiff



support too weak

bepaling van het juiste moment van ondersteunen

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 (zie de figuur in de paragraaf lining).

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.

Zoals in de figuur te zien is moet de lining dus pas na enige tijd aangebracht worden: de grond neemt dan een groot deel van de spanningen zelf op en de lining kan dun zijn.

De vervormingen (grotendeels) voorkomen is mogelijk, maar zou een oneconomisch dikke lining vereisen.

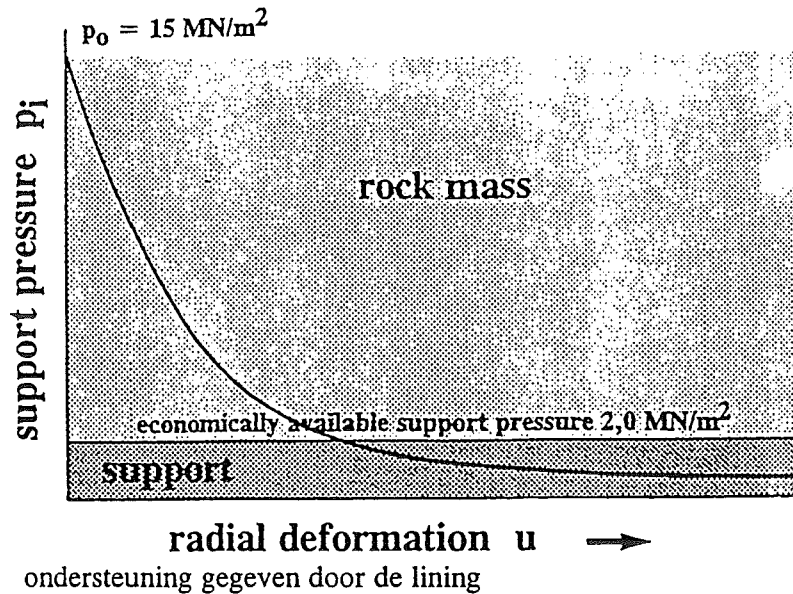
De bepaling van het juiste moment waarop de lining opgespoten moet worden is zeer ingewikkeld: de wijze waarop de grond ontspant moet gecombineerd worden met de tijd die de spuitbeton nodig heeft om voldoende sterkte te ontwikkelen om de benodigde ondersteuning te kunnen leveren.

In de figuur is de gestippelde lijn de ideale lijn. De weergegeven linings harden te snel uit (links) of te langzaam (rechts).

In de figuur is aangegeven dat de grond blijft vervormen en na enige tijd zelf de ontspanning compenseert. De lining moet ondersteuning gaan bieden op het moment dat er een minimum aan kracht benodigd is om de vervormingen te stoppen.

Met een te snel of te langzaam uithardende lining wordt niet het juiste resultaat bereikt. Dit is natuurlijk te corrigeren door het tijdstip waarop de lining wordt aangebracht aan te passen.

Het gedrag van de spuitbeton tijdens het uitharden moet dus goed bekend zijn.



ondersteuning gegeven door de lining

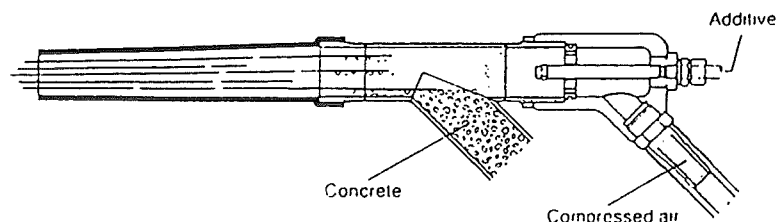
4.1.4 De lining

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.

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

spuitkop shotcrete



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 brandwerendheid 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.

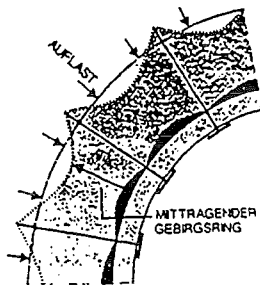
De outer lining mag vooral niet te dik zijn. Dit om vervormingen toe te staan en grote momenten te voorkomen. Indien scheuren ontstaan in een uithardend deel van de lining moet die niet verstevigd worden door extra beton aan te brengen, maar door het plaatsen van extra ankers of rockbolts, zie de volgende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

De grond moet immers ook belasting gaan dragen en niet alleen de lining!!

4.1.5 De 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.



werking ankers

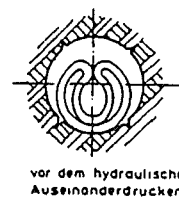
In harde rots zijn ankers niet nodig, terwijl in slechte grond wel 20 ankers per strekkende meter tunnel nodig kunnen zijn. Ze worden aangebracht nadat de lining is opgespoten.

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.

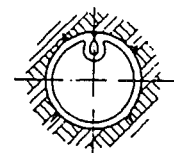
Er worden verschillende ankers gebruikt (zie lit. Dywidag Anchor Systems).

Ankers zijn bijvoorbeeld:

- wel of niet voorgespannen
- pas na enige tijd of direct kracht afdragend
- wel of niet corrosie bestendig
- tijdelijk
- etc.



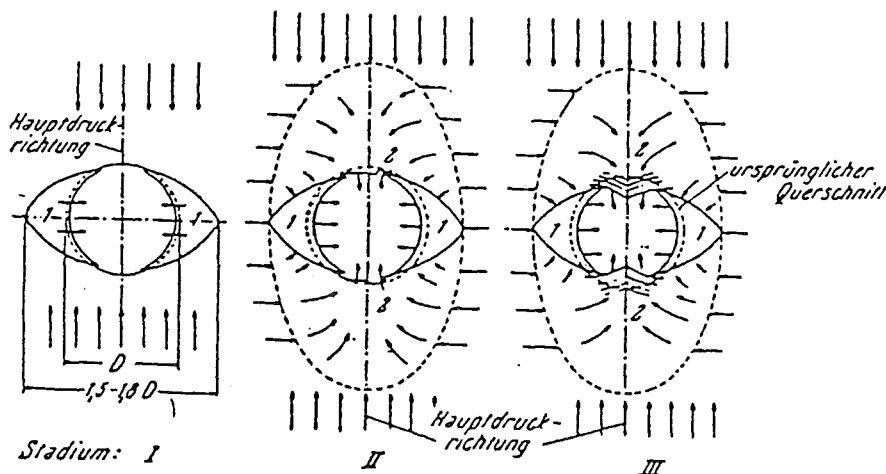
vor dem hydraulischen Auseinanderdrücken



nach dem hydraulischen Auseinanderdrücken

Swellex anker

Een anker dat voor Nederlandse omstandigheden mogelijk interessant kan zijn, is het in Zweden ontwikkelde "Swellex" anker (zie de figuur uit lit. IACES NATM). Het kan door het inbrengen van grout onder hoge druk gebracht worden nadat het in de grond is ingebracht en zet dan uit (als een ballon), waardoor het zichzelf vastklemt in de omringende grond. Het voordeel van het Swellex anker is dat het direct kracht over kan brengen, in tegenstelling tot normale ankers die voor krachtsafdracht moeten wachten tot de beton die met een anker wordt meegespoten is uitgehard.



mechanisme instorten dak

In de figuur "mechanisme instorten dak" is schematisch weergegeven welke stadia achtereenvolgens doorlopen worden indien het dak van een NATM tunnel instort.

In stadium 1 zijn afschuifvlakken van de grond aangegeven. Deze vlakken kunnen ook onder een helling liggen.

Binnen deze vlakken vindt afschuiven van de grond in de richting van de tunnel plaats. Als gevolg hiervan vermindert de boogwerking en vinden verdere vervormingen plaats, zoals weergegeven in stadium twee. Dit ziet er vanuit de tunnel onschuldig uit. Het duidelijk merkbare gevolg is echter dat het dak bezwijkt (stadium 3).

Om dit proces te voorkomen moet het ontstaan van de afschuifvlakken uit stadium 1 voorkomen worden. Dit kan bereikt worden door ankers in de wanden van de tunnel aan te brengen die zo lang zijn dat ze door alle mogelijk afschuifvlakken heen steken en de boogwerking handhaven.

Om het dak van een NATM tunnel stabiel te houden moeten dus horizontale en diagonale ankers geplaatst worden!

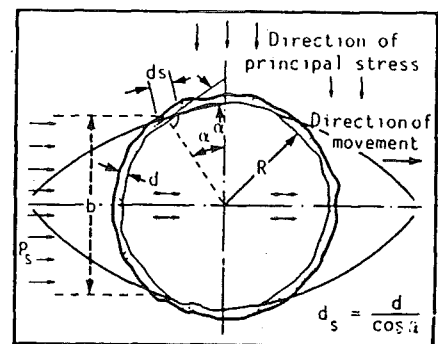
Scheuren in het plafond zijn een indicatie dat meer ankers in de wanden nodig kunnen zijn.

De lengte van de ankers hangt af van de grondsoort en van de mogelijke bezwijkmechanismen die voor de tunnel te herkennen zijn. De ankers moeten tot voorbij mogelijke bezwijkvlakken steken en tot daar de grond opspannen.

De glijvlakken kunnen horizontaal de tunnel inschuiven (zoals in de figuur), maar ook onder een hoek. De bezwijkvlakken worden gevonden op een wijze die vergelijkbaar is aan afschuifvlakken van taluds: alle mogelijk optredende afschuifvlakken worden voor de plaatsing van de ankers meegenomen.

De situatie die ontstaat na het aanbrengen van de ankers kan natuurlijk weer heel andere glijvlakken tot gevolg hebben en moet ook doorgerekend worden.

De ankers moeten als het ware de mogelijke glijvlakken dicht drukken en de grond zo opspannen dat de boogwerking kan ontstaan.

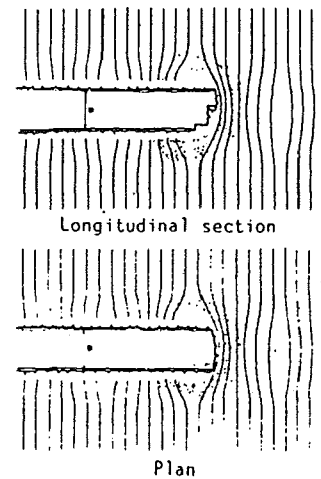


schematisatie glijvlakken

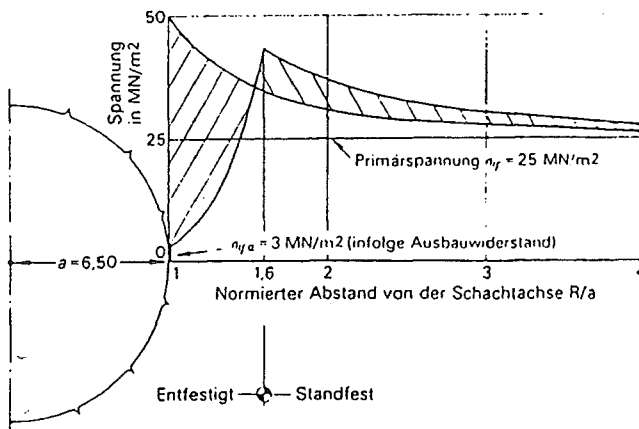
De grootste spanningen in de tunnelwand treden niet op bij het front, maar op ongeveer 1 D achter het front (zie figuur). Dit gebeurt door de herverdeling van de spanningen en door de verhoogde spanningen die net voor het front optreden.

Indien direct blijkt dat de vervormingen groter worden dan toegestaan is of verwacht wordt, kunnen extra ankers aangebracht worden voordat de lining maximaal belast wordt. Het werk aan het front wordt hierdoor niet vertraagd.

Een NATM tunnel kan zakken, hoewel hij lichter is dan de omringende grond. Of beter gezegd: de hele tunnel kan zakken terwijl de vloer op de plek blijft. Door de krachtsconcentraties in de wanden kunnen deze vervormen, waardoor het dak zakt. Of dit optreedt kan men nauwkeurig zien door metingen. Maatregel zal meestal zijn om langere ankers toe te passen in de wanden, om zo meer grond te mobiliseren voor de krachtsafdracht. (Alweer zijn dus de ankers in de wanden van belang!)



spanningen rond het front



resultaat ankers

Het resultaat van de ankers is duidelijk in de figuur weergegeven.

Door de ontgraving gaat de maximale gronddruk van de oorspronkelijke 25 MN/m^2 naar ongeveer 40 MN/m^2 . De ontspanning van de grond als gevolg van de ontgraving is duidelijk te zien.

Door het aanbrengen van de lining en de ankers wordt de grond rondom de tunnel opgespannen, resulterend in een maximale druk van 50 MN/m^2 .

Hierdoor zal een veel betere boogwerking optreden, zullen de wanden van de tunnel beter blijven staan en zullen de vervormingen beperkt blijven.

4.1.6. Overige toepassingen

Als grondkering (bijvoorbeeld voor autowegen of ter bescherming van bouwplaatsen onderaan hellingen) wordt ook vaak het NATM principe toegepast: in de grond laat men een herverdeling van spanningen optreden en de stabilisatie wordt bereikt door een dunne laag spuitbeton en ankers. NATM wordt ook toegepast voor korte "cut and cover" tunnels: er zijn geen geprefabriceerde tunnelementen en bekistingen voor de buitenzijde van de tunnel nodig. Men bouwt in de open lucht een boog van het wapeningsstaal en brengt aan buitenzijde een dichte laag aan (een mat of een stalen omhulsel). Hiertegen brengt men van binnen uit de spuitbeton, de waterafsluiting en de inner lining aan. Vervolgens kan de tunnel afgedekt worden. Indien deze "cut en cover" tunnel aansluit op een NATM tunnel kan voor beide delen dezelfde bekisting gebruikt worden voor de inner lining.

4.1.7 Eventuele toepassingen in slappe grond

Nederland heeft een bodem waar NATM niet zonder extra hulpmiddelen toegepast kan worden. Als toepassing kan gedacht worden aan het uitbreiden van kelderconstructies of stations (mogelijk onder bebouwing) en het aanleggen van korte tunnels, bijvoorbeeld als kruising van een bestaande aarden baan (geen TBM nodig).

Enkele van de mogelijke hulpmiddelen zijn:

Grondverbeteringen:

- bevriezen
- grouten van het front
- chemisch injecteren rondom het front

Ondersteuningsconstructies voor het tunnelfront:

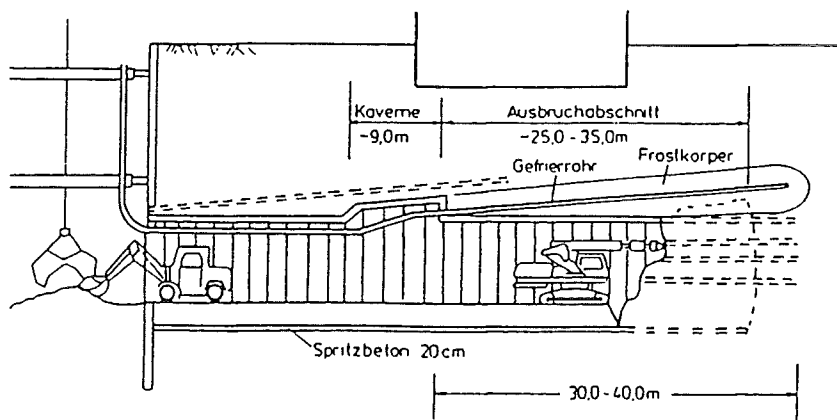
- front oppervlak afdichten
- stalen strippen in het plafond
- dak van beton
- het front "wapenen"

Deze hulpmiddelen worden kort toegelicht.

Bevriezen:

Een techniek die bekend wordt veronderstelt.

Het bevriezen kan gebeuren vanaf het maaiveld, een schacht of een pilot tunnel.



Kavernenmethode

bevriezen van de grond vanuit de tunnel

Front oppervlak afdichten:

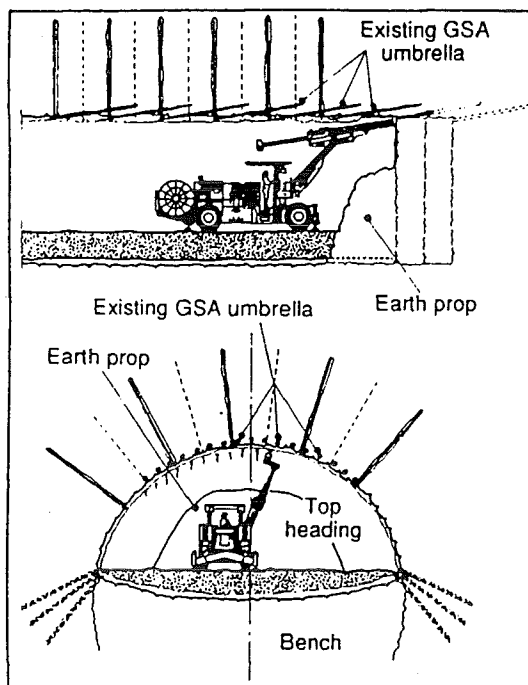
Men kan een zojuist ontgraven front direct stabiliseren door er spuitbeton of een chemische spray op te spuiten. Bij een volgende ontgraving moet men dit beton of de spray verwijderen. Het voordeel hiervan voor sommige situaties is dat deze afdichting (gedeeltelijk) waterafsluitend is.

Voor deze methode is het uiteraard nodig dat de grond toch even zonder ondersteuning blijft staan. Het front afdichten zou in Nederland als hulpmiddel te gebruiken zijn indien blijkt dat een ontgraving nog niet geheel waterdicht of stabiel is na grouten, vriezen of injecteren.

Grouten of injecteren rondom het front:

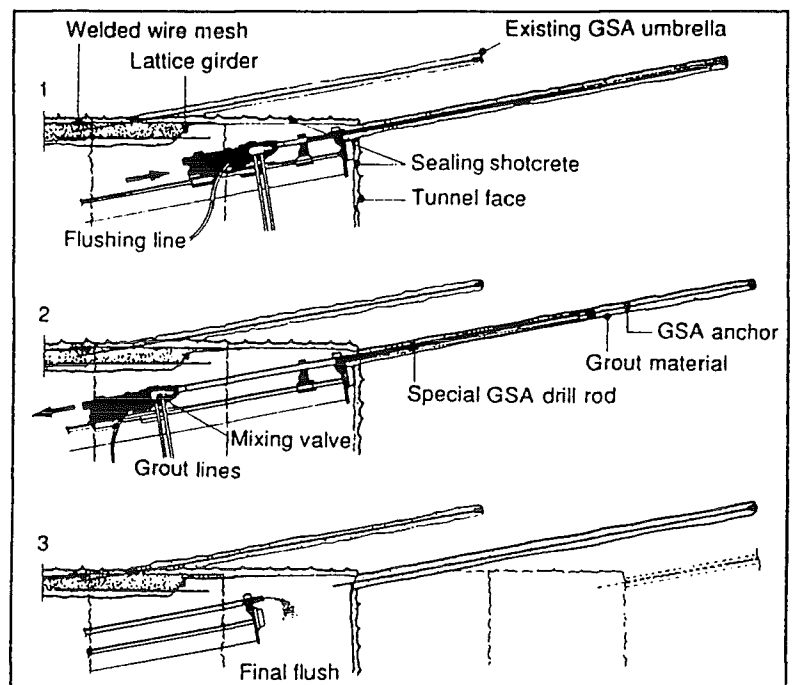
Het grouten of injecteren van grond wordt bekend verondersteld, evenals de problemen die de uitvoering hiervan in klei opleveren.

De werkzaamheden kunnen worden uitgevoerd vanuit het front, vanaf het maaiveld, vanuit een pilot tunnel of vanuit een schacht.



The GSA drills the hole and inserts the anchor in the same process.

aanbrengen stalen paraplu vanuit de tunnel



As the drill rod is withdrawn, the anchor is ejected from the hollow rod by the pressure of the grout.

Stalen strippen in het plafond:

Men maakt een soort paraplu van stalen strippen die vanuit het bestaande front schuin omhoog steken. De volgende ontgraving vindt plaats onder deze paraplu (zie figuur).

De paraplu kan ook gemaakt worden met behulp van groutankers of iets dergelijks.

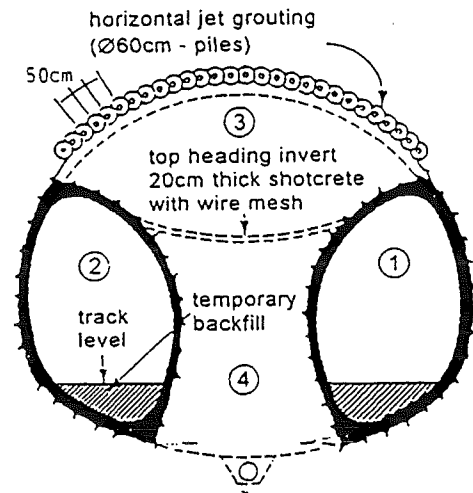
Het werken onder de paraplu kan eventueel met een waterdichting van het front door shotcrete of spray gecombineerd worden.

Op de figuur op de vorige pagina (lit. Sauer) is een combinatie van een paraplu van stalen ankers, gewone ankers en afsluitende spuitbeton te zien.

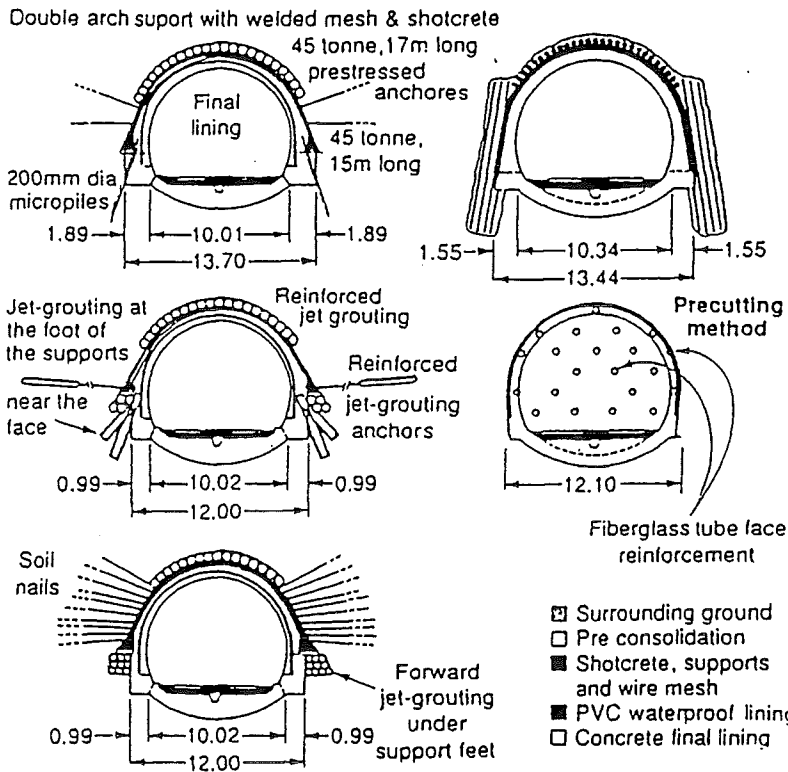
Het aanbrengen van de staalplaten rondom het front na elke ontgraving kost veel tijd, ongeveer evenveel als het ontgraven en het aanbrengen van de lining.

Dak van beton:

Het is ook mogelijk onder een van te voren aangebracht dak van beton te ontgraven, zie de figuur rechts (lit. Sauer en IACES).



tunnel met gegroot dak



speciale maatregelen in slappe of heterogene grond

Het front wapenen:

Men kan het front wapenen met behulp van ankers of glasvezels. Dit doet men door hele lange stangen (ongeveer 20 meter) in de richting van de ontgraving in de grond te steken. Tijdens het ontgraven worden hiervan steeds plakjes afgesneden.

Regelmatig worden extra ankers of glasvezels toegevoegd, zodat steeds voldoende wapening aanwezig is.

Het front wordt door de wapening op de plaats gehouden, net als gebeurt bij grondkeringen die in de achterliggende grond worden verankerd (bij viaducten e.d.).

Dit kan uiteraard in combinatie met andere bovengenoemde methoden.

In het buitenland past men ook vaak drainage toe om de standtijd van de grond te verhogen (een grotere korrelspanning resulteert in een betere standtijd).

In Nederland is dit moeilijk vanwege zinkingen e.d.

Indien draineren wel mogelijk is (bijvoorbeeld binnen damwanden) wordt het toepassen van NATM een stuk aantrekkelijker. Indien een tunnel in een bouwput binnen damwanden in den droge gebouwd kan worden, kan mogelijk NATM worden toegepast in plaats van de "cut en cover" methode, waardoor het verkeer "boven op de bouwkuip" door kan gaan.

4.2 Luchtdruk (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. Er zal alleen niet met behulp van explosieven gewerkt kunnen worden en vanwege de overdruk worden de werktijden verkort.

Wat ook verandert is de stabiliteit van de grond rond het front en de toetreding van water: door de luchtdruk wordt de stabiliteit vergroot en de watertoetreding verminderd. Hierover wordt meer verteld in de paragraaf luchtdruk met schild (dit hoofdstuk) en in de paragraaf "front" (volgende hoofdstuk).

4.3 Handschild, ongesteund front

Deze methode werd door het eerst toegepast onder leiding van de Engelsman Brunel, in het begin van de 19^e eeuw (1825) om een tunnel onder de Thames aan te leggen (lit. Maidl, Kretschmer, e.a.).

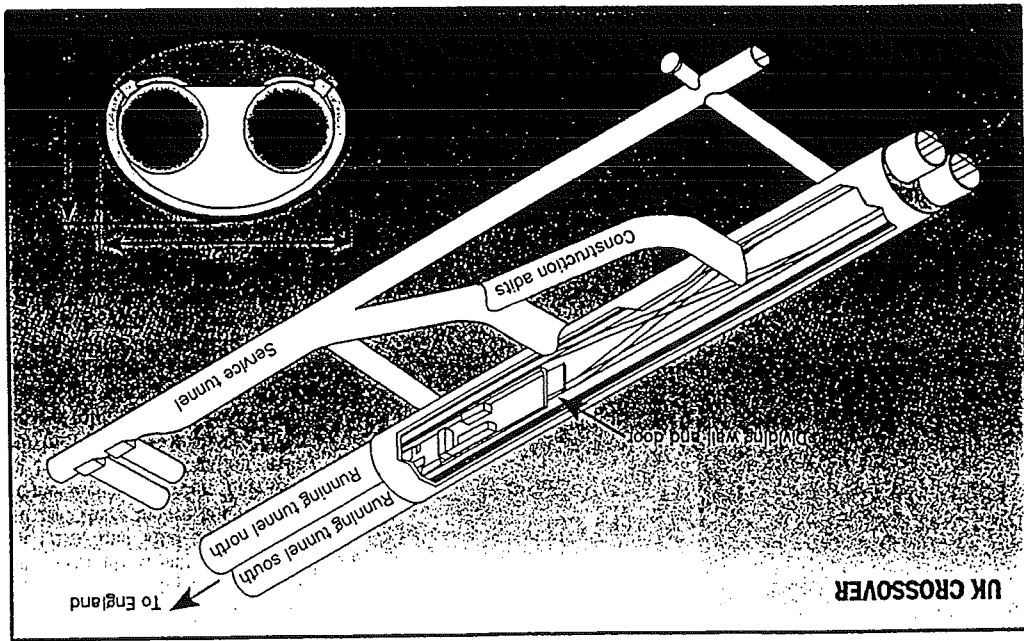
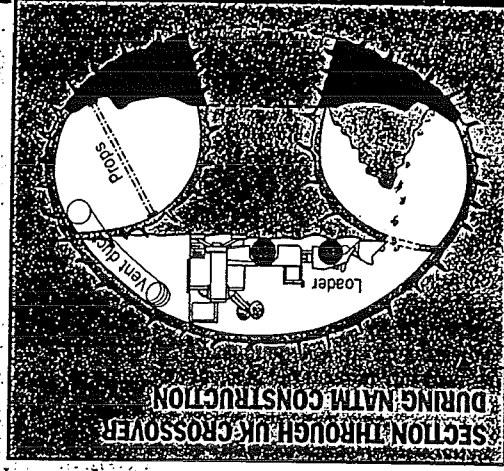
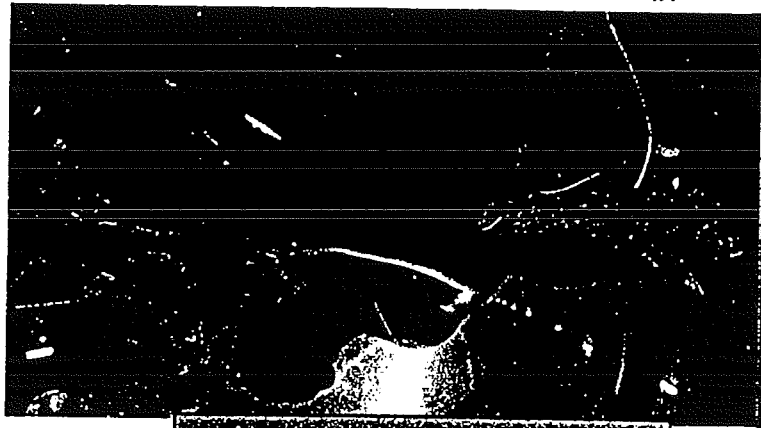
Aan het front groeven mensen de grond weg, binnen een stalen cylinder. Vlak achter hen metselden anderen, binnen dezelfde cylinder, een lining van baksteen.

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 (volgende paragraaf) 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.

Miner at work excavating the UK crossover cavern.



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 an 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 groundwater 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.

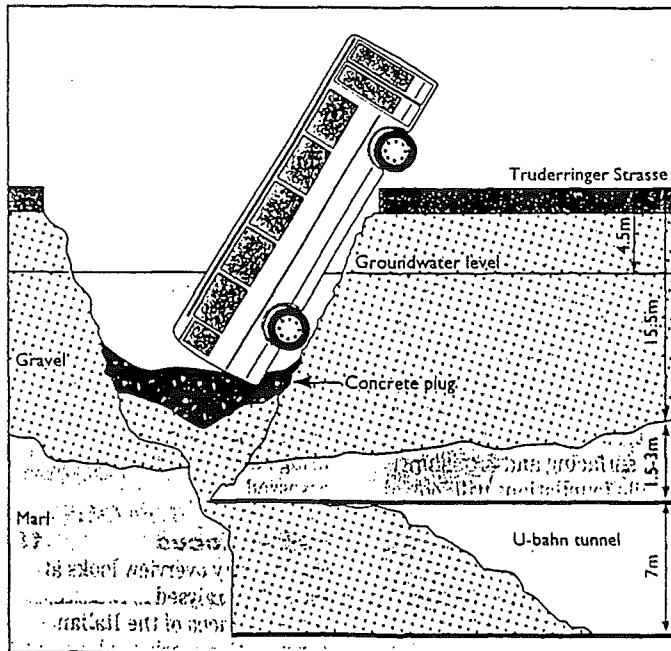
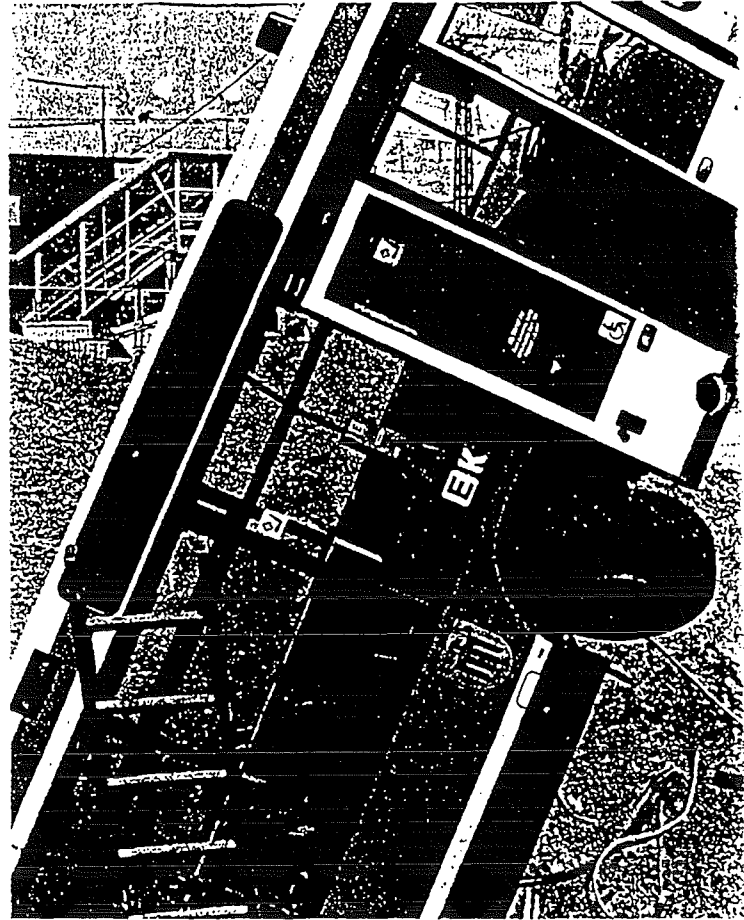
City of Munich divisional engineering director Dr Stephan Scharrer told *CT* the collapse was preceded by an influx of water at the tunnel face and caused by a breach of the tunnel soffit. However, he said the exact nature of the breach had yet to be determined.

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.

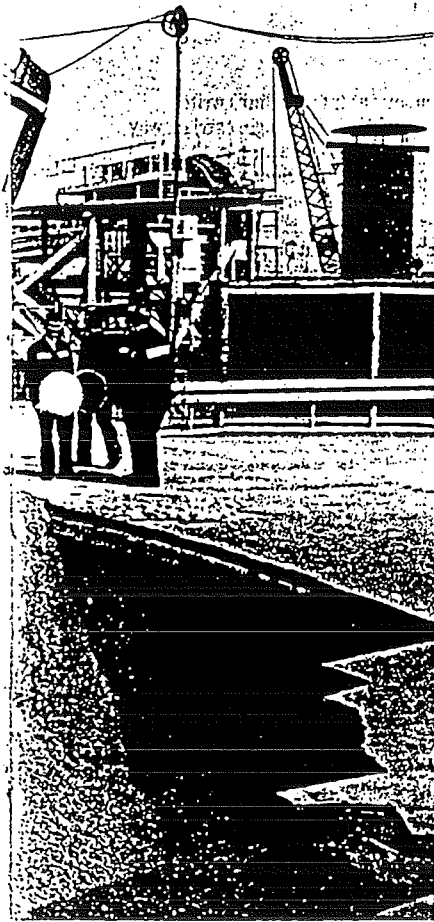
The bus, which was partially embedded in the concrete that was poured in, was later cut in two and lifted free by crane.

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, Billfinger & 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.

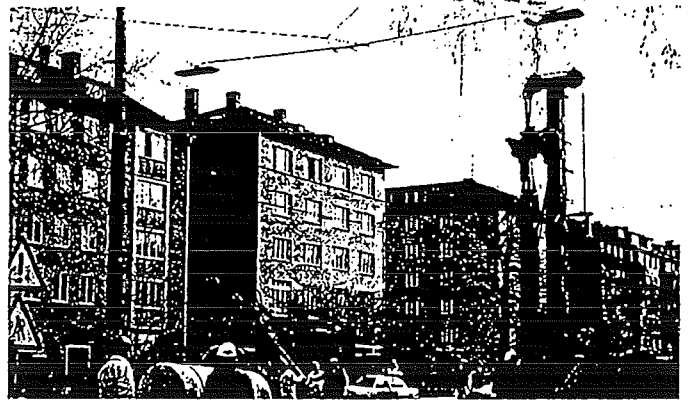
Like the Trudering collapse, the New Austrian Tunneling Method was being used to construct twin 6m diameter running tunnels on the Stiglmaierplatz to Maillingerstrasse when one of the tunnels collapsed according to a report in CT's UK sister magazine *New Civil Engineer* in March 1980.

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 overstressing 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.



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.

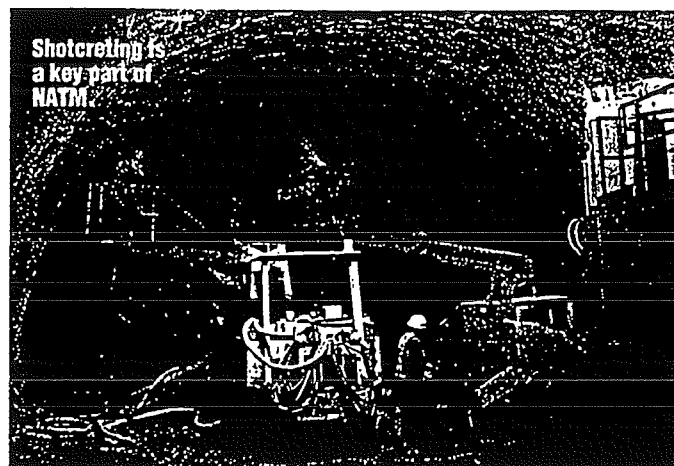
The final stage is to bring in and set up shuttering and pour a reinforced concrete permanent

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.



Heathrow collapse puts NATM on trial

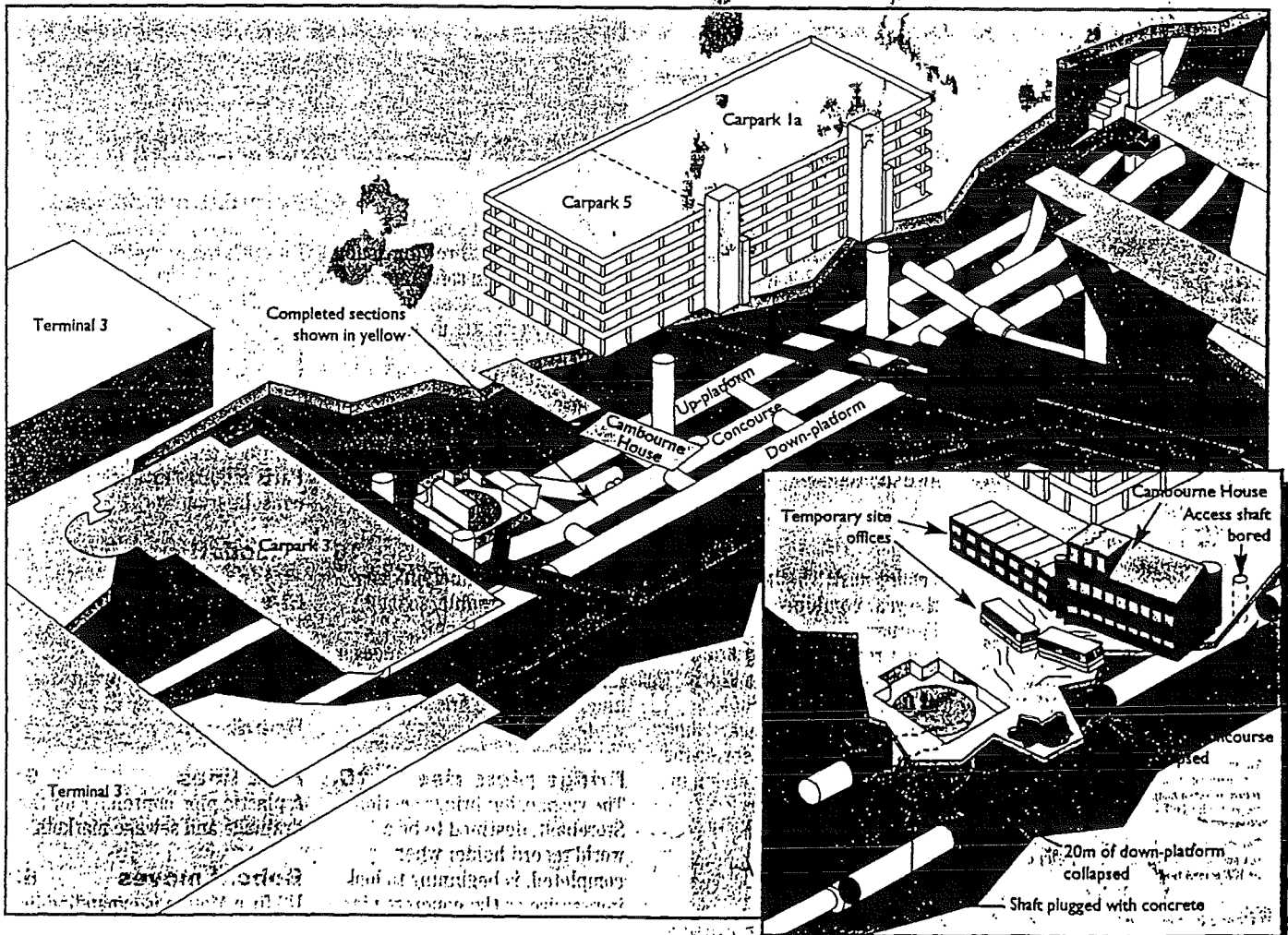
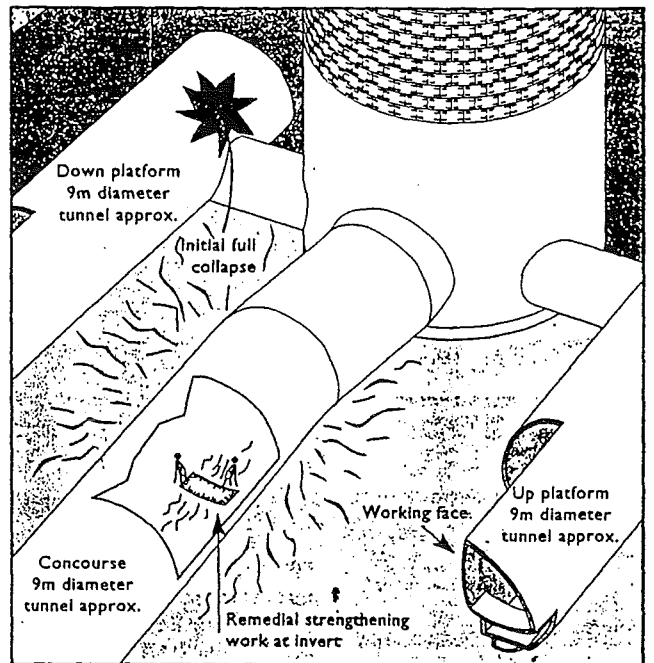
Tunnel collapse and near disaster at the world's busiest international airport, London's Heathrow, has led to fundamentally questioning of the New Austrian Tunneling Method and its use in soft ground.

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 slowing extending crater as engineers struggled to contain and arrest the collapse and prevent further damage to the airport. During the next week over 13,500m³ 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 lead 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 13,500m³ 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) where 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. **Anthony 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.

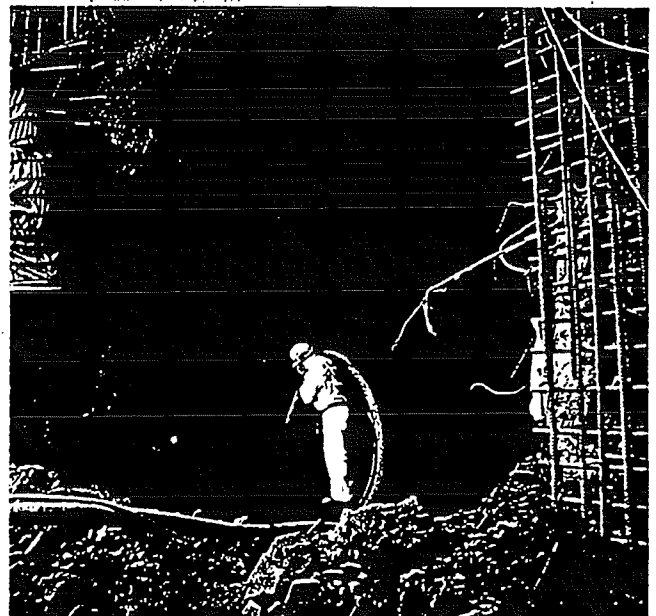
In the NATM tunnelling at

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."

4.4 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 (zie de figuur in de inleiding van dit hoofdstuk).

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.

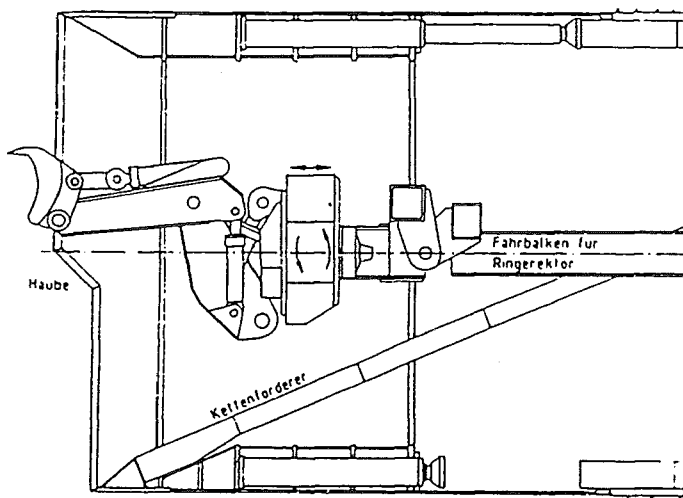
Het is in principe mogelijk met deze methode andere dan ronde doorsneden te maken: er kunnen bijvoorbeeld vierkante of driehoekige doorsneden uitgegraven worden. Een probleem hierbij is de lining: in een niet ronde doorsnede treden grotere dwarskrachten en momenten op, waardoor een dikkere lining, andere 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 (lit Jodl en Maidl):

- 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).
- ontgraven m.b.v. een boorkop voor harde grond, rots en grond met obstakels.



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 gebräches 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.

4.5 Schildmethode met boorkop, ongesteund front

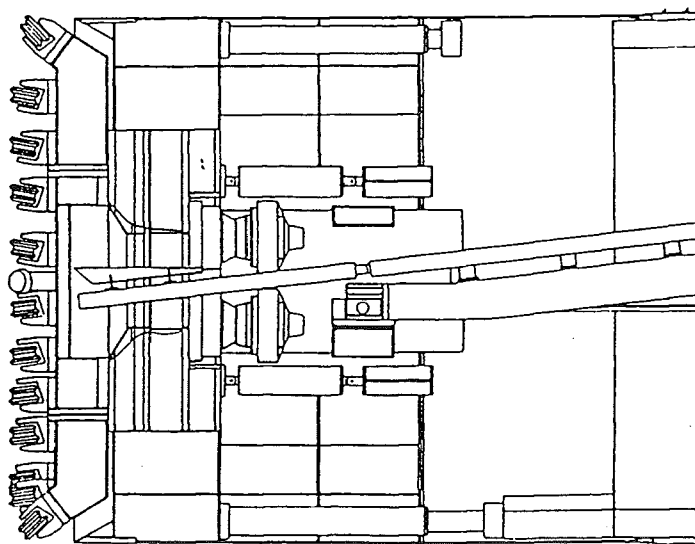
Deze boormethode wordt toegepast in zeer verschillende grondsoorten: in grond met een heel korte standtijd tot harde rots (met een lange standtijd).

Hiervoor wordt de opbouw van het front gevarieerd: over het algemeen worden spaakwielen toegepast in zachte bodems en snijwielen in harde bodems (zie hoofdstuk 5).

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.



boorkop zonder steundruk

De methode wordt ingezet bij doorsneden met een oppervlak van 50 tot 100 m². 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) (zie lit. Kretschmer, blz 112).

Deze methode is problematisch in gronden zonder enige cohesie: de grond moet enige standtijd hebben (zie lit Jodl en Maidl).

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.

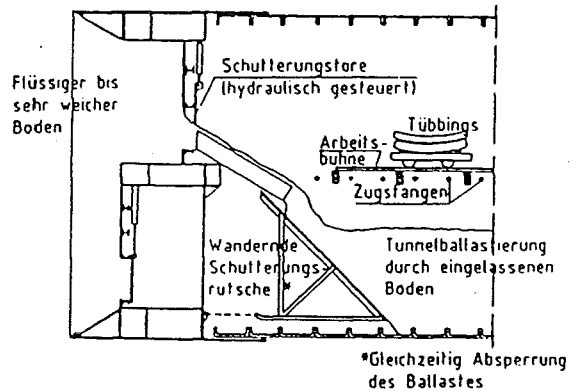
4.6 Verdringingschild, ongesteund front

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.

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 grondschroef.

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 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).



doorsnede gesloten verdringingschild

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 zakkingsen niet van groot belang zijn.

4.7 Schildmethode met luchtdruk

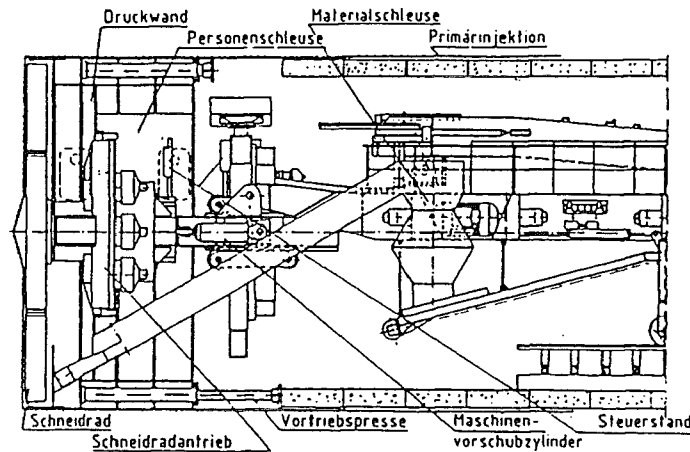
Een TBM die het front steunt met luchtdruk wordt alleen toegepast in slecht doorlatende grond. In goed doorlatende grond zou de lucht ontsnappen en water kunnen toestromen.

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 4.4 en 4.5 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.

Voor de invloed van de luchtdruk op het front: zie het volgende hoofdstuk, paragraaf front.

Personeel werkt uiteraard alleen in geval van onderhoud, reparaties, e.d., onder luchtdruk.



doorsnede drukluchtschild met gesloten front

4.8 Schildmethode met gronddruk (EPB)

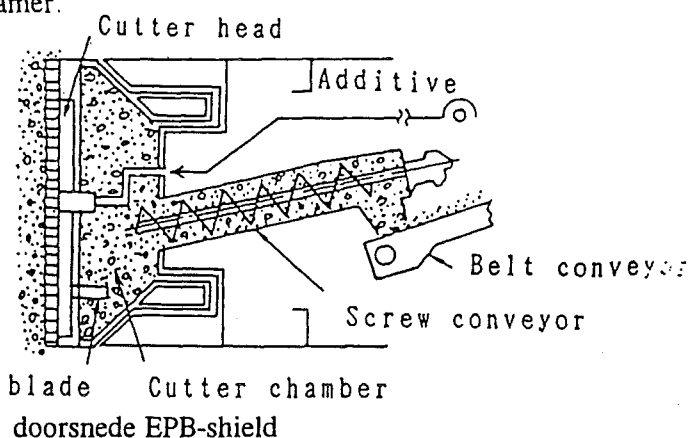
4.8.1 Toepassing

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.

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 vloeistof schilden 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 (zie hiervoor hoofdstuk 10).

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 vloeistof schilden.

Wat misschien wel mogelijk zal blijken in samenwerking met de Duitsers is het toepassen van een MIX schild (zie desbetreffend paragraaf).

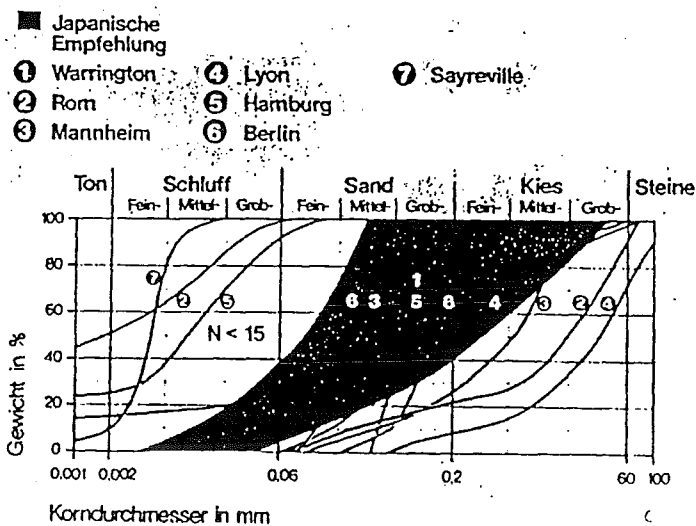
Of EPB de beste boormethode is voor de Nederlandse bodem is niet bekend, maar zou best mogelijk zijn: de Japanse bodem lijkt immers veel op de Nederlandse bodem en in Japan past men voor het merendeel EPB schilden toe.

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.

Bijgevoegd figuur komt uit lit. Jodl, een dictaat van de Faculteit Civiele Techniek in Wenen. 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.

Dat er, ver buiten de Japanse aanbevelingen mee is gewerkt zegt natuurlijk niet dat de methode voor die grondsoorten ook echt geschikt is: om dat te weten te komen zou meer informatie over deze projecten gezocht moeten worden.



toepassingsgebied EPB schilden

Wel is duidelijk dat aan beide zijden van het aanbevolen toepassingsgebied mogelijkheden bestaan.

4.8.2 De methode

Een slechte waterdoorlatendheid is van de grond 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 er tussen 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. Zie voor meer informatie over schuim hoofdstuk 10.

Bij het boren in grond met een fijne korreldiameter bestaat de kans dat alles aan elkaar vast plakt, het zogenaamde verklevan. Om dit te voorkomen kan met spuitlansen alles in beweging gehouden worden of kunnen additieven toegevoegd worden die verklevan voorkomen. Er moet uiteraard niet te veel water toegevoegd worden, dan spoelt de grond de schroef uit.

Voor de druk aan het boorfront: zie paragraaf 5.2.4.

De juiste druk aan het front wordt door real-time-monitoring gade geslagen en wordt aan de hand daarvan continu ingesteld. De ingestelde druk loopt steeds 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 schroefsnelheid (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 zijn.

4.9 Schildmethode met vloeistofdruk (Slurry shield method)

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 meerendeel van de tunnels toegepast.

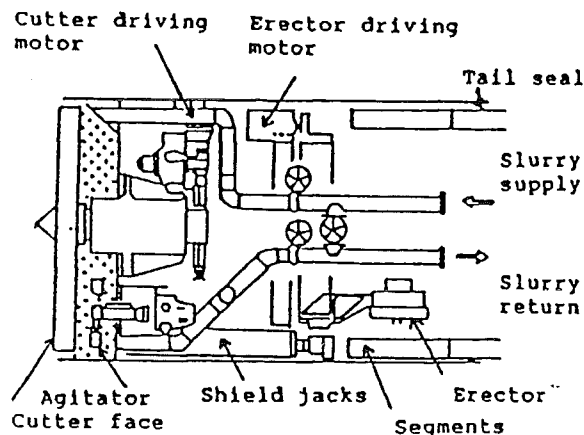
4.9.1 Toepassing

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 gemaakt wordt.

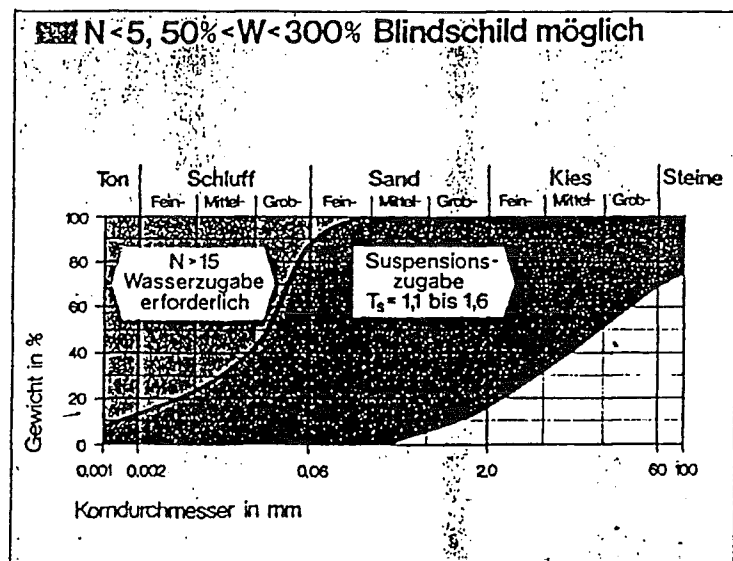
De waterdoorlatendheid van de grond mag niet groter zijn dan ongeveer 10^{-4} m/s, om te voorkomen dat de steunvloeistof via het front wegstroomt. Door een juiste keus van de steunvloeistof is enige rek in het toepassingsgebied wel mogelijk. Indien niet met een minimale dekking geboord wordt (geen gevaar voor een blow out) is een beperkt verlies van steunvloeistof niet erg, het maakt het boorproces alleen duurder.

Zoals ook in de figuur is aangegeven kan bij een te groot klei aandeel water toegevoegd worden om verkleven te voorkomen. Dit water kan met behulp van spuitlansen ingespoten worden.

N (SPT) is een waarde die te vergelijken is met onze CPT waarden.



doorsnede vloeistof schild



toepassingsgebied vloeistof schild

4.9.2 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 losgeweelde 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 snijtanden van de TBM moet werken laat men het bentonietniveau tot halverwege dalen. Boven het bentonietniveau kan 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 een weekend stil staat zal bentoniet weglekken. De druk wordt dan meestal automatisch op peil gehouden door bentoniet toe te voegen.

4.9.3 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.

Voorbeelden van scheidingsinstallaties zijn te vinden in lit. Jodl, Maidl en BTC-stage.

4.9.4 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.

4.9.5 Hydro schild

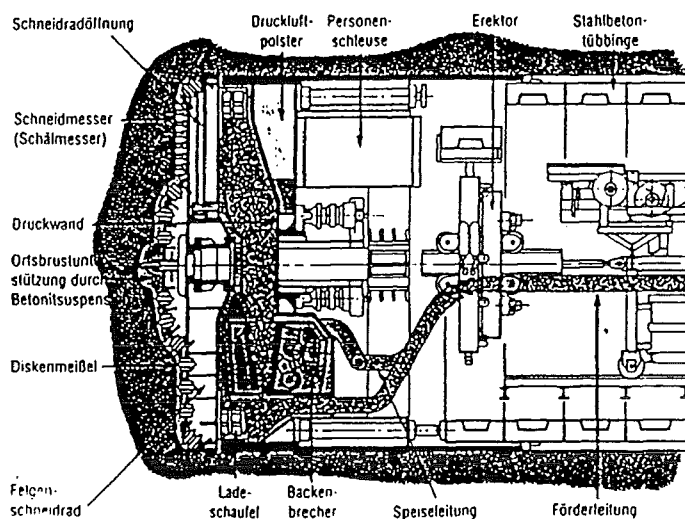
Een speciaal vloeistof schild is het Hydro schild. Dit schild bevat een Duitse vinding: een luchtkussen houdt de druk aan het front op peil. In de figuur is dit luchtkussen aangegeven met "druckluftpolster".

Doordat het luchtkussen makkelijk vervormt zullen de drukverschillen aan het front verminderd worden. Kleine drukverschillen zijn niet te voorkomen, zie hiervoor de paragraaf "het front".

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.

Voor de drukken die optreden aan het front: zie het volgende hoofdstuk (paragraaf front vloeistof schild).



doorsnede Hydro-schild

4.10 MIX schild

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

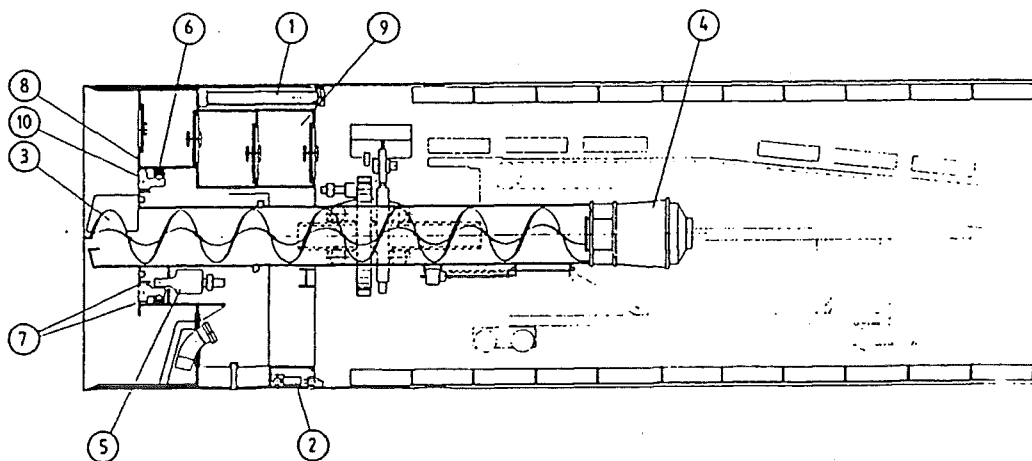
- vloeistof schild
- EPB schild
- luchtdruk schild
- open schild

(Zie voor alle doorsneden: lit. Jodl, Maidl en Kretschmer)

Een schild dat lijkt op een MIX schild, is het Poly schild van Voest-Alpine.

Basismaschine

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

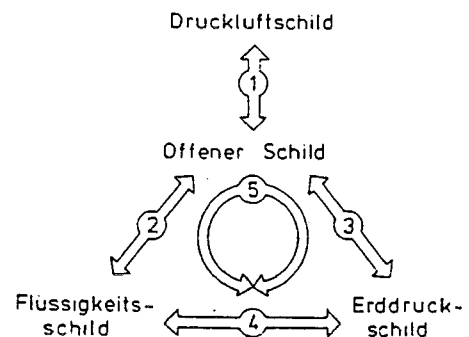


doorsnede MIX schild: een mogelijke basismachine

Het ideale schild (in de figuur aangegeven met 5) zou zeer breed inzetbaar zijn. Tot nu toe zijn de schilden toegepast die zijn aangegeven met 1 t/m 4.

Ombouwen van een gesloten schild naar een open schild (pijlen 2 en 3) kan bijvoorbeeld gedaan worden indien obstakels verwacht worden: die kunnen vanuit een open schild makkelijker verwijderd worden.

Wisselen tussen een vloeistofschild (Flüssigkeitsschild) 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.



mogelijkheden MIX schild

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

Om de tijd benodigd voor het ombouwen te bekorten zijn twee oplossingen voor handen:

- de verschillende mogelijkheden opbouwen uit onderdelen binnen hetzelfde schild (een bouwpakket)
- alle onderdelen die benodigd zijn voor de verschillende gedaantes continu aanwezig hebben (alleen de benodigde onderdelen laten functioneren)

Het ligt voor de hand dat de tweede methode minder tijd vraagt om te wisselen van boormethode. Een nadeel van de tweede methode is dat de TBM een stuk voller zal zijn dan bij de eerste methode.

4.11 Overige boormethodes

Tot "overige boormethodes" behoren onder andere doorpersingen en schachttechnieken.

Schachten zijn vergelijkbaar met verticale tunnels en kunnen ook met dezelfde technieken gemaakt worden.

De NATM-methode wordt in Oostenrijk vaak toegepast voor het aanleggen van schachten.

In Japan zijn TBM's ontwikkeld die zowel de schacht als een tunnel kunnen boren doordat de boorkop 90° kan draaien: eerst wordt verticaal de schacht geboord en op de juiste diepte draait de boor 90° en boort horizontaal verder. Ditzelfde is natuurlijk toe te passen voor niet verticale schachten.

Bij buizenpersingen wordt de tunnelling vanuit de startschacht door de grond gedrukt. Het deel van de lining dat aan de TBM vast zit schuift dus over de hele lengte van de tunnel door de grond. Buizenpersingen zijn in Duitsland reeds uitgevoerd tot een diameter 5 meter en een lengte van 1300 meter. In Nederland heeft men tot ongeveer 2,5 meter diameter en 1150 meter geperst. De verwachting is dat in de toekomst de diameters en de maximale afstand nog verder zullen toenemen.

Indien het doorpersen van tunnels met grotere diameter technisch en financieel mogelijk blijkt te zijn, kunnen lange tunnels worden aangelegd door het toepassen van "tussenschachten" om de kilometer.

Veel hierover is te lezen in lit. DK shield method van de Japanse aannemer Daiho Construction Co. LTD.

Enkele interessante zaken uit deze bron volgen hieronder.

Benodigde vijzelkracht en maximale boorlengte:

De vijzels staan opgesteld in de startschacht, waar vanuit de tunnel wordt voortgeduwd. De vijzels in de startschacht moeten de wrijving op het deel van de tunnel dat gereed is plus de benodigde kracht voor de boorkop kunnen leveren:

$$F = F_0 + (f * L)$$

waarin:

- F: totale weerstand (= totaal benodigde vijzelkracht)
- F₀: initiële weerstand van de boor (zie hieronder)
- f: wrijving per m¹ tunnel (in tonnen) (zie hieronder)
- L: de lengte van de tunnel die voortgeduwd wordt

Voor F₀ geldt:

$$F_0 = \alpha * P * A$$

waarin:

- α: empirisch bepaalde constante
- P: maximaal benodigde frontdruk per m²
- A: schilddoorsnede

Als vuistregels voor de te handhaven frontdruk geeft men twee richtlijnen:

- actieve gronddruk + waterdruk + 0,2 kg/cm²
- passieve gronddruk + waterdruk

Voor f geldt:

$$f = \beta * ((\pi * B_c * q + W) * \mu' + \pi * B_c * C)$$

waarin:

- β : weerstandscoefficiënt (0,7 à 0,9), afhankelijk van de soort grond
- B_c : buiten diameter van de tunnel
- q : verticale belasting op de tunnel (tonf/m²)
(waterdruk + gronddruk + bovenbelasting)
- W : gewicht tunnel per m¹ (dead weight)
- μ' : wrijvingscoëfficiënt tussen de tunnelwand en de grond
- ϕ : wrijvingshoek van de grond
- C : cohesie (tonf/m²)

Wat niet in deze formule is weergegeven is de vermindering van de wrijving door de aanwezigheid van slurry rond de tunnelbuis.

De maximaal toegestane vijzelkracht wordt begrensd door de tunnel doorsnede en de dikte van de lining. Uitknikken van de lining is (volgens lit. DK Shield Method) minder van belang.

De maximale boorlengte:

Deze is uiteraard afhankelijk van het geïnstalleerde vijzelvermogen.

Voor de maximale boorlengte geldt:

$$L_m = \frac{F_{ma} - F_0}{f}$$

waarin:

- L_m : maximale boorlengte
- F_{ma} : maximum van F of F_0 (F =vijzelkracht; F_0 =benodigde front drukkracht)
- F_0 : benodigde front drukkracht
- f : wrijvingskracht van de pijp per m¹

Voor de verticale belastingen past men volgens deze bron in Japan dezelfde formules toe als in Nederland. Dit geldt trouwens ook voor de horizontale belastingen en de factoren voor passieve en actieve gronddruk, etc.

In het hierboven genoemde verslag (DK shield Method) wordt dit beknopt uit de doeken gedaan op pag 12.

De lengte die geboord kan worden, kan verhoogd worden door het toepassen van "intermediate jacks": vijzels die met de lining mee de grond in worden gedrukt. Deze vijzels zetten zich af op de lining achter zich en duwen de boorkop en het deel van de lining dat zich voor de vijzels bevindt voor zich uit.

Er kunnen meerdere intermediate jacks toegepast worden. De tunnel beweegt zich dan als een rups door de grond: deel voor deel wordt de tunnel door de grond geschoven.

De maximaal mogelijke tunnallengte wordt dan:

$$L = L_m + L_{n1} + K * L_{n2}$$

waarin:

- L_m : de tunnel lengte die geboord kan worden met behulp van de vijzels in de startschacht
- L_{n1} : de tunnallengte die geboord kan worden met behulp van de eerste tussenvijzels
- L_{n2} : de tunnallengte die voortgedrukt kan worden door de opvolgende tussenvijzels
- K: aantal tussenvijzels (exclusief de voorste tussenvijzel)

Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen de eerste tussenvijzel + de vijzel in de startschacht en de rest van de tussenvijzels. Dit onderscheid wordt gemaakt omdat de eerste tussenvijzel en de vijzel in de startschacht ook de drukkracht voor de boorkop moeten kunnen leveren en de overige tussenvijzels niet.

In de startschacht wordt een even aantal vijzels toegepast met een vermogen van 100 à 200 ton per stuk en een slag van 500 à 1000 mm (de lining wordt dus meestal opgebouwd uit ringen die niet meer dan 1 meter breed zijn).

Voor de intermediate jacks wordt een even aantal vijzels van 30 à 100 ton toegepast en een slag van ongeveer 300 mm.

5. Aspecten van het boorproces

5.1 Opbouw TBM's

5.1.1 Algemeen

Een TBM bestaat globaal uit drie delen:

- het snijdeel (boorkop + mengkamer en eventueel werkkamer)
- het middendeel (open gedeelte)
- het staartdeel (met o.a. de volgtrein)

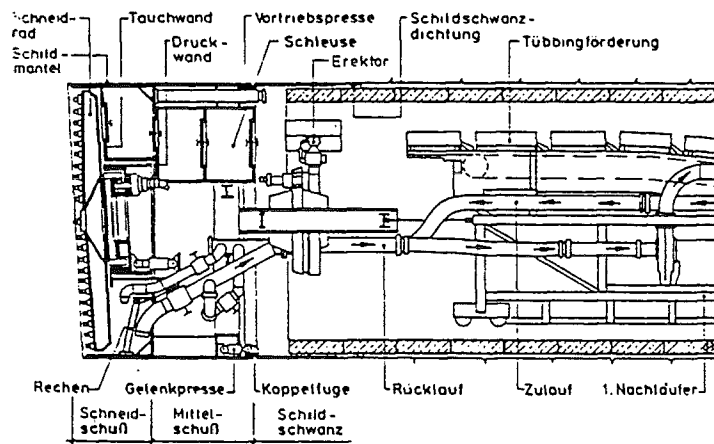
De eerste twee delen bevinden zich geheel binnen de stalen cylinder, zijn onderling vrijwel altijd stijf verbonden en zijn gescheiden door de drukwand. Het derde deel (het staartdeel) hangt scharnierend aan het middendeel (scharnierend om bochten te kunnen maken) en bevindt zich voor het grootste deel niet binnen de stalen cylinder.

In de figuur is dit globaal aangegeven voor een vloeistof schild.

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.

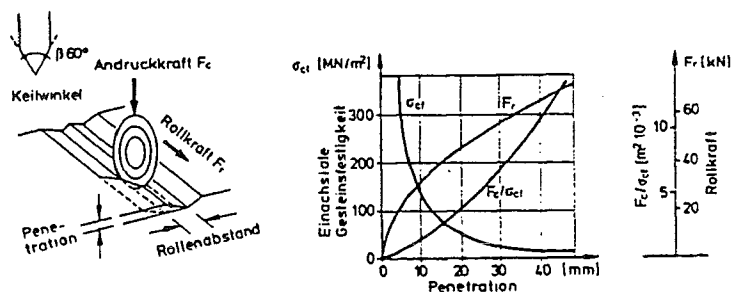


doorsnede TBM

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 afgraft 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 vaak gebruik gemaakt van een gesloten front met snijwielen.

benodigde kracht snijwielen

In de figuur is globaal aangegeven hoe de snijwielen werken.

Er is weinig literatuur over het aantal tanden en de positionering van de tanden. De kennis hierover is vooral bekend bij de machine bouwers 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 echt duidelijk. De boormeester stelt dit in.

Japanse aannemers boren doorgaans bij lagere toeren dan Duitse aannemers doen (zie hoofdstuk 8, Japan).

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 vaak 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 mankementen te kunnen verhelpen en om te laten zien dat de TBM de voortgang kan bereiken die door de leverancier beloofd wordt.

Vaak zijn TBM's uitgevoerd met oversnijders (zie paragraaf bochten) 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 aanwezige grond (bijvoorbeeld 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 door enkele spuitlansen onder druk in de mengkamer 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 een vloeistof schilden meestal onderin omdat immers 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 grondschoef midden onderin de mengkamer onttrokken.

Instroom openingen 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:

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 (zie paragraaf vloeistofschild). De mengkamer en de werkkamer werken als communicerende vaten.

De drukwand:

In de drukwand bevindt zich een luik voor reparaties, e.d.
De drukwand levert de hele frontdruk (zie paragraaf 5.2).

De toevoer en afvoer:

zie paragraaf 5.11, "toevoer en afvoer"

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 aandrijfvas) of kan plaats vinden langs een cirkel. In geval van aandrijving langs een cirkel is zijn alle onderdelen beter in de (beperkte) beschikbare ruimte te passen, omdat ook de aandrijfvas, 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 ca.10 centimeter. Als de vijzels van de TBM zich uit drukken wordt de stalen cylinder naar voren getrokken, waardoor de tunnelling 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. Voor het grouten: zie hoofdstuk 6, zakkingen. Voor een detaillering van de staartafdichting: zie paragraaf staartafdichting.

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 rails: 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 tunnel diameters het geval is.

Indien de tunnel onder een helling loopt wordt voor transport van een tandrad gebruik gemaakt.

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

- electriciteitsvoorzieningen
- 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.

5.1.2 Verschil vloeistof schilden en EPB schilden

De verschillen in de opbouw tussen vloeistof en EPB schilden zijn te zien op de bijgevoegde figuren. De verschillen in toepassings gebied staan in het vorige hoofdstuk.

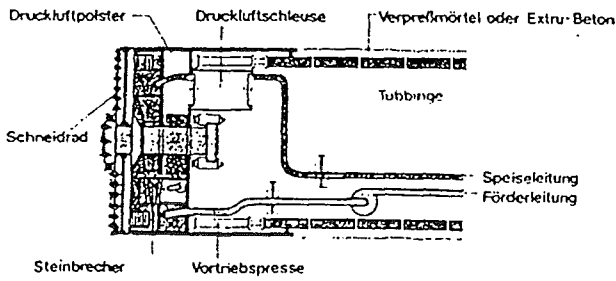
Het belangrijkste verschil dat in deze figuren niet te zien is, is dat bij vloeistofschilden een scheidingsinstallatie nodig is.

De belangrijkste verschillen die in de figuren zijn weergegeven zijn:

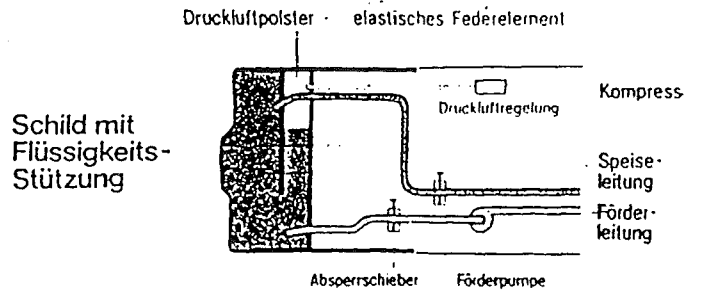
- de aan- en afvoer leidingen (een grondafvoerschroef bij EPB schilden en een afvoerleiding bij vloeistof schilden)
- het niet toepassen van een luchtkussen bij EPB schilden.
- andere methodes om grotere stenen te verwerken.
- de steundruk aan het front wordt geleverd door grond of vloeistof

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

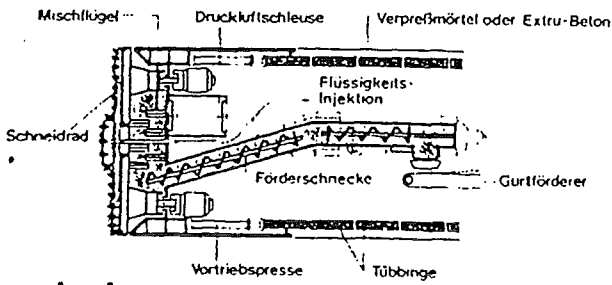
Schild mit Flüssigkeits-Stützung



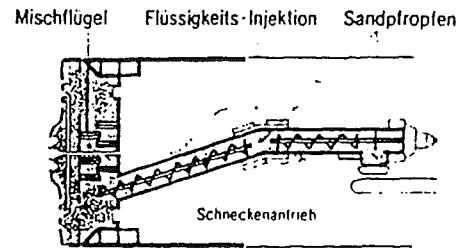
Ortsbrust - Stützung



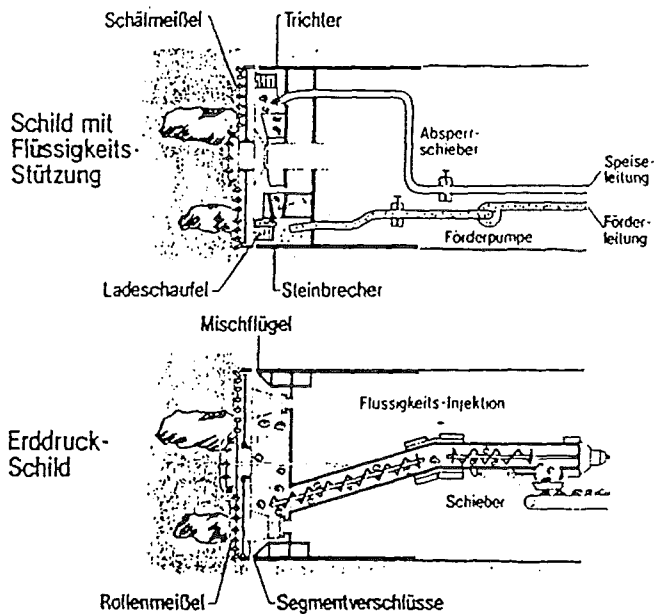
Erddruck - Schild



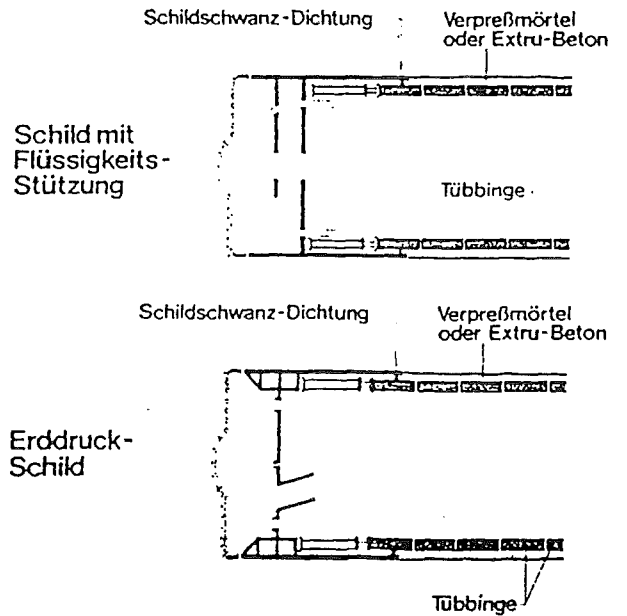
Erddruck - Schild



Aushub



Einbau der Auskleidung



verschillen vloeistof schild en EPB schild

5.1.3 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 is:

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

waarin:

- F_{tot} : de totale vijzelkracht
- L : de lengte van het schild
- O : de omtrek van het schild
- σ_v : de verticale grondspanning ter plaatse
- (0,7 à 0,9) : een correctiefactor voor het soort grond waarin geboord wordt

Aan de hand van enkele voorbeelden wordt in lit. Kretschmer getoond dat dit overeenkomt met werkelijk gemeten waarden.

De kracht per vijzel is:

$$F_{vijzel} = \frac{F_t}{aantal}$$

Indien het front met stalen platen gesteund wordt moet de drukkracht met 8 à 10 MN verhoogd worden.

Stel: een ontgraven oppervlak van 34,95 m², een stalen cylinder van 6 meter lengte, een diepteligging van 15 meter en een soortelijke massa van de grond van 20 KN/m³.

Dit geeft:
Diameter tunnel:

$$D_{tunnel} = \left(\frac{Opp * 4}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}} = 6.67 \text{ meter}$$

Oppervlakte stalen cylinder:

$$O = \pi * D * L = \pi * 6.67 * 6 = 126 \text{ m}^3$$

Totale vijzelkracht:

$$F = 15 * 20 * 126 * (0,7 \text{ à } 0,9) = 31,5 \text{ à } 40,5 \text{ MN}$$

(= 3150 à 4000 ton)

Deze methode is echter geheel empirisch: de factor 0,7 à 0,9 is zo gesteld dat het met de werkelijkheid overeen komt.

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.

(In bovenstaand geval: $6.67 * \pi * (1,0 \text{ à } 1,5) = 21,0 \text{ à } 31,5 \text{ MN}$)

Lit. Maidl geeft een meer theoretische benadering:

$$F_{tot} = \sum F + F_{veiligheid}$$

$$F = F_w + F_t + F_{fd} + F_{fw}$$

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 tunnelling dat daar op aansluit
 - de verhoogde weerstand bij obstakels
 - de verhoogde weerstand in injectiezone's
 - de verhoogde waterdruk door kwel e.d.
 - de wrijvingsweerstand van de vijzels

De wrijving (F_w) wordt in deze benadering bepaald volgens:

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

waarin:

- μ : tg δ , 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 : $P_{v,grond} * K_0$
(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.

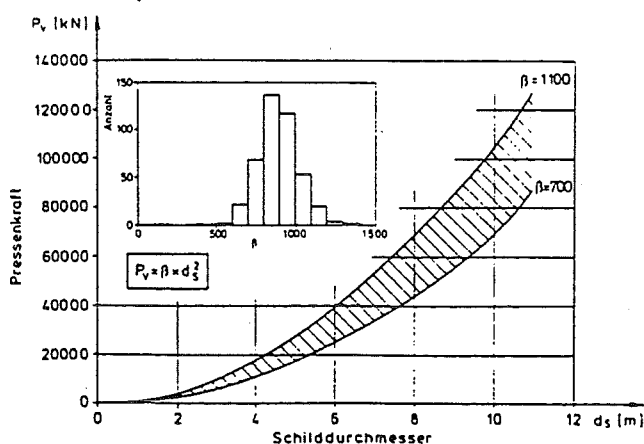
De kracht voor de grondondersteuning wordt bepaald door de ontgravingsoppervlakte maal de verticale gronddruk maal een factor K ($K_a < K < K_p$).

Voor de kracht die de frontdruk moet weerstaan geldt:

$$F_{fd} > F_{grond} + F_{water}$$

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

Deze benadering uit lit. Maidl is duidelijk een stuk beter onderbouwd dan die uit lit. Kretschmer.

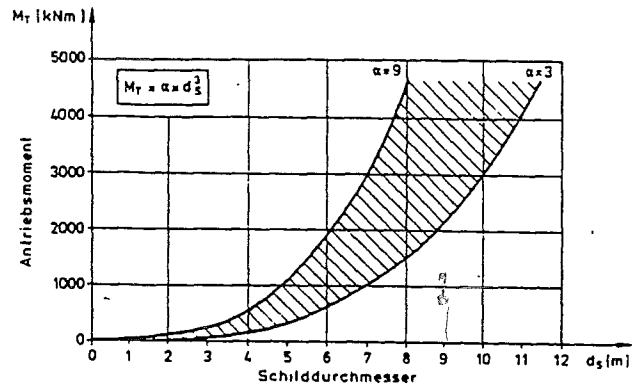


vijzelkrachten in Japan

Uit lit. Maidl: in een grafiek zijn de vijzelkrachten gezet van 397 toegepast schilden in Japan. De benodigde vijzelkrachten zijn rechtevenredig met de schild diameter in het kwadraat, dus rechtevenredig met de ontgraven oppervlakte.

Vermogen benodigd voor het leveren van het 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 rechtevenredig met de schilddiameter tot de derde macht.

In de tabel zijn richtlijnen voor α weergegeven.

benodigd draaimoment

Duidelijk is te zien dat het benodigde vermogen bij EPB schilden groter is dan bij vloeistof schilden. 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 (spakwielen) minder vermogen nodig is dan bij een gesloten front (snijwielen (§ 5.1.1) of spakwielen met ondersteunings platen).

$(T = \alpha D^3)$	grondsoort	open schild	gesloten schild
Vloeistof schild	zachte klei	3	6
" "	gravel	9	13
EPB schild	zachte klei	10	12
" "	gravel	13	24

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.

5.2 Het front en de dekking

5.2.1 Algemeen

In goede grondsoorten is het mogelijk te ontgraven zonder de grond te ondersteunen: er is geen front ondersteuning en geen stalen cylinder nodig. Er wordt van de natuurlijke standtijd van de grond gebruik gemaakt om de lining aan te brengen. Dit gebeurt bijvoorbeeld bij NATM. Bij wat slechtere grond is een cylinder nodig, maar hoeft het front niet gesteund te worden. Bij nog slechtere grond moet ook het front ondersteund worden.

Welke wijze van ondersteunen nodig is kan globaal bepaald worden met behulp van de verhouding tussen de verticale grondspanning en de ongedraineerde schuifspanning.

Lit. Tol noemt deze verhouding de "stability-ratio" (N) of "overload factor" (OF).

Overload Factor: $O.F. = \sigma_v / C_u$	Vereiste ondersteuning
1 - 2	ongesteunde ontgraving
2 - 5	alleen ondersteuning van tunnelgat
> 5	volledige ondersteuning, incl. graaffront

vereiste ondersteuning van het graaffront

Uit de tabel volgt dat voor de Nederlandse omstandigheden altijd een schild nodig zal zijn. Ondersteuning van het graaffront is ook altijd nodig, tenzij men in homogene, diep gelegen pleistocene kleilagen boort.

Bij slechte grond kan standtijd verkregen worden door de grond te behandelen: vriezen, chemisch injecteren of grouten.

Het front kan gesteund worden door:

- luchtdruk
- bentonietdruk
- gronddruk

De verschillende methodes worden verderop in deze paragraaf besproken.

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

Bij hele 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 er tegen aan te drukken.

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 gronddruk.
- de bovengrens van de druk is de waterdruk + passieve gronddruk.

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 zo van het boren helemaal 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 * de diameter aangehouden, maar dit hangt af van veel factoren.

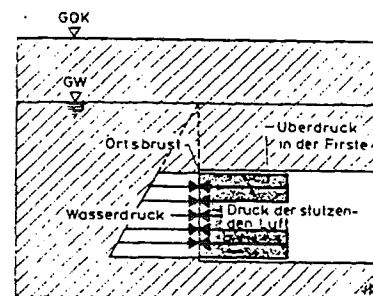
De afwezigheid van grondwater boven de tunnel vergroot bijvoorbeeld het gevaar op een blow out bij gelijkblijvende diepte: de soortelijke massa van de grond is kleiner en water remt het weglekken van bentoniet en additieven.

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 opgedrukt wordt. Ook is het mogelijk dat slurry of lucht zich onder een schuine laag verzamelt en tot op aanzienlijke afstand schade aanricht.

5.2.2 Luchtdruk schild

Luchtdruk schilden kunnen, zoals op de figuur is te zien, 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 kunnen verdringen zodra de druk hoger wordt dan de heersende waterdruk.



front met luchtdruk

Het is noodzakelijk dat de grond enige cohesie heeft, om te voorkomen dat het front instort.

Indien de grond enige cohesie heeft is het mogelijk een druk op het front te zetten die iets hoger is dan de waterdruk.

Indien het mogelijk is dat de onderzijde van de tunnel in een waterondoorlatende laag gesitueerd worden, dan kan daar een onderdruk heersen en kan overdruk aan de bovenzijde van de tunnel lager zijn.

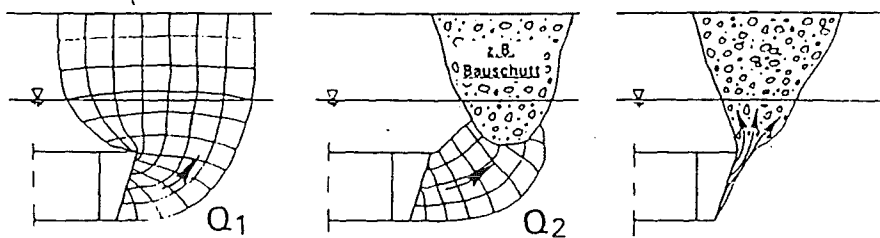
Enkele zaken zijn bij de drukverdeling van belang:

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

Deze drie zaken worden kort besproken.

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.



principe blow out als gevolg van 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 langs de zogenaamde stromingslijnen.

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

$$Q_{\text{lucht}} = (4,7 \text{ à } 9,3) * A_{\text{front}} \text{ (m}^3\text{/min.)}$$

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

Andere literatuur geeft:

$$Q_{\text{lucht}} = (4 \text{ à } 8) * A_{\text{front}}$$

(voor $k = 10^{-3} \text{ à } 10^{-5}$)

Een duidelijkere benadering voor het luchtverbruik is (lit. Kretschmer):

$$Q_1 = n * 2 * k_1 * A * \frac{\alpha + \beta}{\beta} * \frac{p_T}{p_a}$$

waarin:

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

Het gevaar voor een blow out is aanwezig: het front wordt 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 $k_w = 10^{-4}$ 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 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

Bepaling van de minimale dekking

Aan de onderzijde van de tunnel bedraagt de benodigde luchtdruk:

$$p_{\text{lucht}} = z * \gamma_w \text{ (luchtdruk gelijk aan waterdruk)}$$

Aan de bovenzijde van de tunnel geldt het evenwicht: de luchtdruk moet kleiner zijn dan de effectieve spanning:

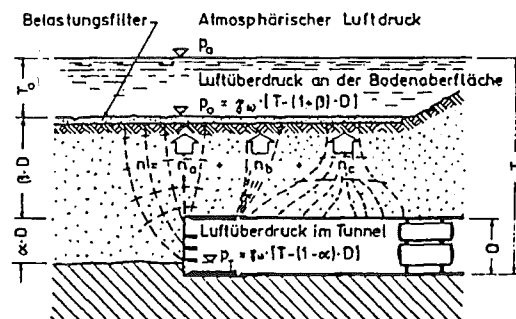
$$p_{\text{lucht}} < (z-D) * \tau_w + \alpha * D * \gamma'$$

waarin:

- z :dekking + D
- αD :dekking
- γ' :effectieve volume gewicht

Hieruit volgt:

$$\alpha > \gamma_w / \gamma'$$



opbarst mogelijkheden

Bij zand met een effectieve volume gewicht betekent dit een dekking van 1D, bij een effectief volumegewicht van 7 KN/m^3 wordt de vereiste dekking ongeveer 1,5D.

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

Om gezondheids redenen 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 hogere drukken is het werken onder luchtdruk bijvoorbeeld 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 dit 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.

5.2.3 Vloeistofschild

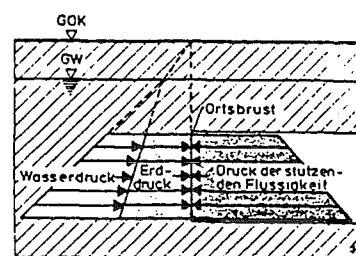
Een vloeistofschild kan toegepast worden in grond met een grotere waterdoorlatendheid en lagere cohesie dan mogelijk is met een luchtdrugschild. Dit komt door de "cake" die de steunvloeistof vormt op het front, de betere drukverdeling (de vloeistofdruk is ook hydrostatisch) en de grotere viscositeit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

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.



principe vloeistof schild

In de praktijk ligt de frontdruk vaak nagenoeg op het minimum niveau van waterdruk + actieve gronddruk. 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 tijdens werkzaamheden aan het front. Het front staat dan onder luchtdruk: aan de bovenzijde van het front is

een overdruk die gelijk aan die bij luchtdrukschilden. Het gevaar voor een blow out is in deze situatie het grootst.

Ook voor vloeistofschilden wordt hierom een minimale dekking van ongeveer $1 \cdot D$ aangehouden (zie frontstabiliteit luchtschilden en lit. Tol of Maidl).

De dekking die nodig is om opdrijven te voorkomen is ongeveer gelijk aan $0,707 \cdot D$ en is dus niet maatgevend (zie lit. Vrijling).

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

Mocht de luchtdruk de cake ergens op het front wegdrukken (dit is mogelijk bij goed doorlatende grond) dan is dit te zien door een druk afname. De ruimte kan dan weer gevuld worden met slurry om een verdere afname van de luchtdruk te voorkomen en om een nieuwe cake af te zetten.

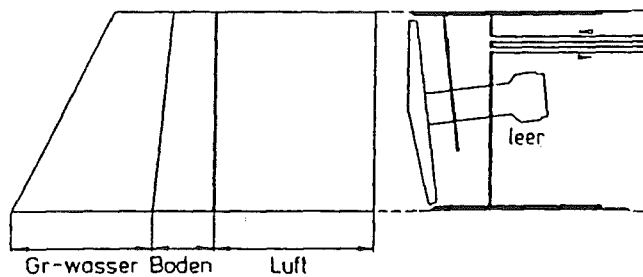
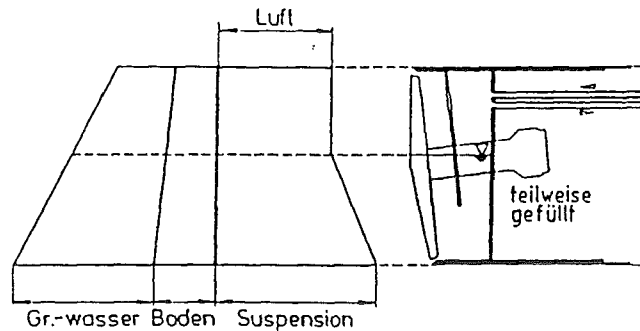
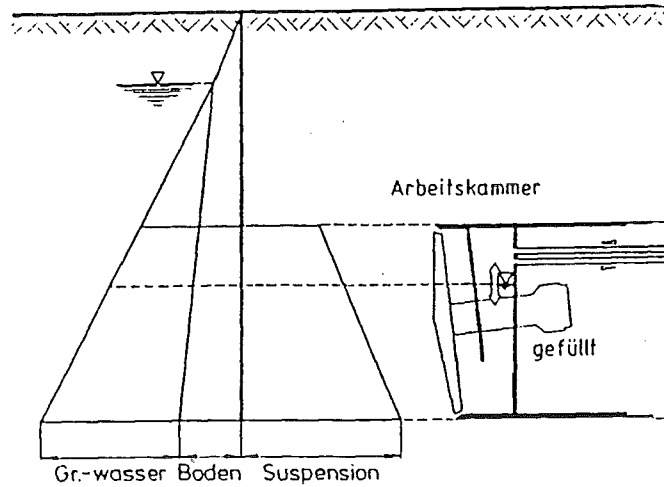
Voordat de slurry aan het front vervangen wordt door lucht, wordt tijdelijk slurry gebruikt met een hogere dichtheid waardoor de cake die op het front achterblijft extra dik is.

Ook is het bij vloeistofschilden 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.

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

Het hydro schild wijkt hier van af (zie figuur). In het Hydro schild 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 slurry zou zijn op die hoogte.

Op de duikwand in Hydro schilden 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 (zie lit. BTC stage en Maidl, Jodl).



drukkrachten bij Hydro schilden

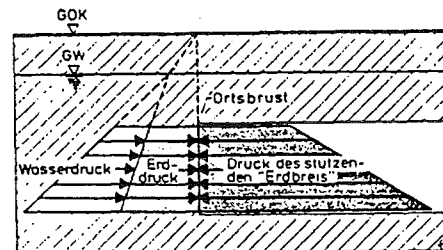
Bij Hydroschilden zijn de drukvariaties beter te beheersen dan bij andere vloeistofschilden of EPB schilden het geval is, omdat de lucht veel geleidelijker drukvariaties op kan vangen dan slurry of grond dat kan. Lucht is immers zeer elastisch in vergelijking met vaste stoffen en vloeistoffen. Er zitten ventielen op elk luchtkussen, zodat de luchtdruk niet te groot kan worden. Drukvariaties kunnen in een tijdsbestek van ongeveer 1/2 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 bentoniet spiegel!

5.2.4 EPB schild

Het EPB schild heeft de meest duidelijke frontsteundruk: de frontdruk wordt geleverd door de aanwezige grond zelf, dus aan beide zijden van het front is nagenoeg hetzelfde soortelijk gewicht aanwezig. 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. principe EPB-front steun

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 drukschommelingen 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 vijzeldruk 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.

5.3 Stenen

Bij zowel vloeistof als EPB schilden is doorgaans een stenenbreker of een steenvanger aanwezig.

In de bijgevoegde figuur 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 ge-

	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	

mogelijke plaatsen voor steenvangers

drukt 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.

5.4 Waterafsluiting

Op een aantal plaatsen in de TBM moet een goede waterafsluiting aanwezig zijn. Ook zijn op deze plaatsen meestal reserve waterafsluitingen aanwezig.

Waterafsluitingen bevinden zich onder andere bij:

- het front
- de drukwand
- de staartafsluiting
- de definitieve lining.
- de start- en eindschacht

Waterafsluiting van het front:

De waterafsluiting van het front bestaat bij tunnelmethodes zonder frontsteundruk niet. Het water dat toestroomt wordt afgepompt.

- Er zijn maatregelen te nemen indien te veel water verwacht wordt of indien het water niet afgevoerd mag worden, bijvoorbeeld om een verlaging van de grondwaterspiegel te voorkomen. Om de toevoer van water aan een open front te beperken kan het front geïnjecteerd worden, kan vanaf het oppervlak water weggepompt worden of kan het front waterdicht afgesloten worden (bij NATM shotcrete men hierom soms het front na elke ontgraving).

Het is mogelijk (soms zelfs voorzien) dat tijdens de aanleg van een tunnel met NATM de watertoevoer groter is dan de waterafvoer capaciteit (orde grootte 200 liter/seconde). De tunnel loopt dan deels vol water. Door te blijven pompen neemt de watertoestroom vanzelf af en zodra de tunnel gedeeltelijk droog staat kan men hem shotcreten en waterdicht maken.

In feite wordt zo in de nabije omgeving van de tunnel de berg gedraineerd.

In Nederland is dit uiteraard niet mogelijk vanwege de toestroom van zand, de verlaging van de grondwaterstand, inklinking, etc.

De waterafsluiting aan het front bij gesteunde fronten is aanwezig doordat de steundruk aan het front minstens zo hoog gehouden wordt als de waterdruk.

Een probleem met de waterafsluiting aan het front kan ontstaan wanneer in de mengkamer of bij de tanden gewerkt moet worden: de slurry of de plastische grond wordt dan (gedeeltelijk) verwijderd en vervangen door lucht onder verhoogde druk.

Het drukevenwicht is dus in principe nog aanwezig, maar het water zou door te lage druk toch naar binnen sijpelen of de lucht zou de grond in kunnen dringen.

Indien de lucht aan het front te snel ontsnapt kan de luchtdruk zo veel afnemen dat onderin de tunnel water toetreedt (zie de paragraaf over luchtschilden).

Bij het vloeistofschild zorgt men dat er een afsluitende laag slurry achter blijft op het front, de zogenaamde "cake". Die wordt door de luchtdruk op het front gedrukt en voorkomt het binnenstromen van water alsmede het ontsnappen van de lucht. Er bestaat de mogelijkheid dat de bentoniet tussen de korrels de korrels doorgesperst wordt, zeker bij de aanwezigheid van grof zand of grind. Daarom wordt de luchtdruk continu gemeten. Een drukafname duidt op een luchtlek.

Indien het drukverlies te groot wordt kan men het front weer volzetten met slurry om een ontsnapping van de lucht en instorten van het front (met alle gevolgen voor de mensen die daar aan het werk zijn) te voorkomen.

Bij de EPB schilden is de waterafsluiting meestal minder problematisch: EPB schilden worden doorgaans toegepast in slechter doorlatende gronden dan waar vloeistof schilden toegepast worden. Dit betekent dat in geval van werkzaamheden aan het front de luchtdruk tijdelijk het front kan steunen.

De waterafsluiting aan een front door luchtdruk kan soms, afhankelijk van grondsoort, diepte, grondwater, etc., niet voor langere tijd bewerkstelligd worden. Dit is bijvoorbeeld nodig bij het ombouwen van een MIX schild. In zulke gevallen kan de grond voor het front behandeld worden. Zodra het boren hervat wordt moet eerste door deze versterkte grond geboord worden, hetgeen soms de aanwezigheid van een rotscutter vereist.

De waterafsluiting van de drukwand:

De drukwand is waterdicht. De leidingen, grondschoef en de personensluis steken door de wand.

De waterafsluiting van de staartafdichting:

zie de volgende paragraaf.

De waterafsluiting van de lining:

De segmenten van de lining worden onderling door bouten stevig bevestigd en aangedrukt door de vjzjelkrachten en de gronddruk. Indien van een enkele lining gebruik gemaakt wordt zorgen strippen voor de blijvende waterafsluiting.

De afdichting kan bijvoorbeeld een neopreen profiel zijn dat wordt samengedrukt of een hydrofiel rubber dat enkele malen groter wordt (doorgaans 4 of 8 maal) als het met water in contact komt. Voorwaarde voor deze laatste profielen is dat het profiel nat blijft.

Indien een tunnel een dubbele lining heeft wordt tussen de twee liningen een waterdicht vlies aangebracht als definitieve waterafsluiting. Dit vlies wordt gedraineerd, zodat de tweede lining minimaal gedimensioneerd moet worden op een hydrostatische waterdruk over de tunnelhoogte. Totdat de tweede lining aangebracht wordt moet de eerste lining natuurlijk zelf voldoende waterdicht zijn.

Indien blijkt dat bij een tunnel lekkage optreedt (natte plekken op de tunnelwand) wordt meestal door de tunnelwand heen gegroot of chemisch geïnjecteerd, uiteraard een dure operatie. Hiervoor hebben meestal enkele segmenten per ring een groutgat (waterdicht afgesloten, maar van binnenuit te openen). Zodra een tweede lining is aangebracht is nagrouten uiteraard problematischer, maar indien het vlies op de juiste wijze is aangebracht is dit ook niet nodig.

De waterafsluiting van de start- en eindschacht:

Voor het waterdicht doorvoeren van de TBM door de wanden van de startschacht en eindschacht zijn speciale technieken voor handen.

De vertrek- en aankomstpunten van de TBM liggen op minstens 10 meter diepte (in verband met de minimale dekking), in Nederland altijd ver onder de grondwaterspiegel. Het is dus onmogelijk een gat in de wand van de schacht te maken en de TBM te laten beginnen: er zal een speciale waterafsluiting aanwezig moeten zijn.

Twee technieken worden voor de start en eindschacht vaak toegepast:

- de zogenaamde "brillenwand"
 - chemisch injecteren of grouten
- of een combinatie hiervan.

De brillenwand wordt vaak gebruikt samen met een bouwkuip van damwanden. De brillenwand bevindt zich aan de binnenzijde van de damwand en bestaat uit twee stalen ringen waardoor de TBM gevoerd zal worden. Aan de stalen ringen is een waterafsluiting bevestigd die vergelijkbaar is met de waterafsluiting van de staartspleet (rubberen flappen).

Zodra de TBM door de brillenwand steekt voorkomt dit afdichtingsprofiel het binnendringen van water tussen de stalen cylinder van de TBM en de brillenwand. Zodra deze overgang waterafsluitend verbonden is wordt damwand binnen de stalen ringen verwijderd (bijvoorbeeld doorgebrand) en kan de TBM beginnen met boren. Voordat de achterzijde van het stalen omhulsel door de brillenwand heen getrokken wordt moet een tweede afdichtingsprofiel tussen de lining en de stalen ring aangebracht worden om te voorkomen dat water langs de lining naar buiten zal stromen. Hiervoor kan bijvoorbeeld een opblaasbaar profiel aan de buitenkant van de schachtwand gebruikt worden.

Nadat de stalen ring is weggehaald moet de grouting aan de buitenzijde van de lining de waterafsluiting kunnen verzorgen of wordt het opblaasbare profiel volgegrout. Ook kan door het opblaasbare profiel heen een definitieve afsluiting gegrout worden.

Bij de ontvangtschacht gaat ongeveer dit zelfde verhaal op, maar dan in omgekeerde richting.

De naam van de brillenwand komt van de dubbele ronde vorm (het zijn meestal twee gaten, omdat meestal twee tunnels gemaakt worden).

De methode waarbij de start- en eindschacht waterdicht afgesloten worden met behulp van injecteren en/of grouten spreekt voor zich: de grond krijgt een slechte waterdoorlatendheid en een hogere sterkte waardoor een gat in de schachtwand gemaakt kan worden voor het door de damwand of diepwand brengen van de TBM.

De TBM krijgt in dit geval enkele rotscutters om door de versterkte grond heen te boren.

5.5 Staartafdichting

Zoals op de figuur te zien is, zijn er naast het wegtrekken van het omhulsel 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.

De staartspleet is doorgaans ongeveer 10 à 15 centimeter. Bij een tunneldiameter van 10 meter betekent dit ongeveer 4 m³ op te vullen vrije ruimte per strekkende meter tunnel.

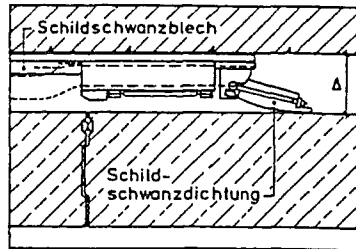
Bij een tunneldiameter van 10 meter en spleet van ongeveer 12 centimeter is de spleet 5% van het ontgraven oppervlak. Het normale volumerverlies ligt op ongeveer 1% van het ontgraven oppervlak (zie hoofdstuk 6). De grouting van de staartspleet heeft dus een belangrijke invloed op de maaiveldzakkingen!

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.

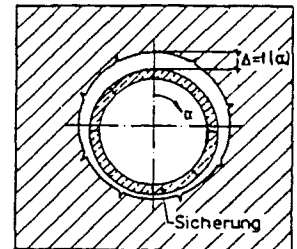
De twee meest gebruikte staartafdichtingen zijn:

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

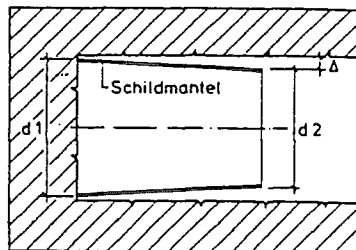
De rubberen staartafdichting (zie figuur) bestaat uit rubberen flappen die aan het stalen omhulsel bevestigd zijn en door de druk van grondwater en grout tegen de tunnellinging gedrukt worden en zo een afdichting vormen.



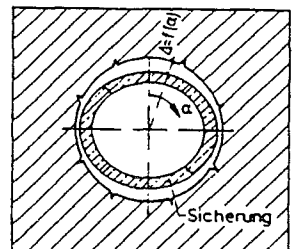
Ringspalt aufgrund der Höhe des Schildschwanzbleches und der Konstruktionshöhe der Schildschwanzdichtung



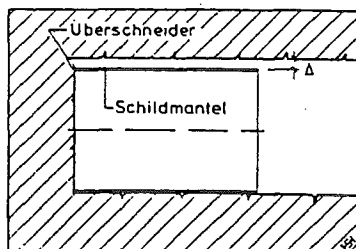
Ringspaltweitenänderung aufgrund der Exzentrizität der Sicherung



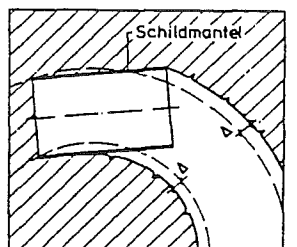
Ringspalt aufgrund Konizität des Schildmantels



Ringspaltweitenänderung aufgrund der Verformung der Sicherung



Ringspalt aufgrund exentrischem Überschneid

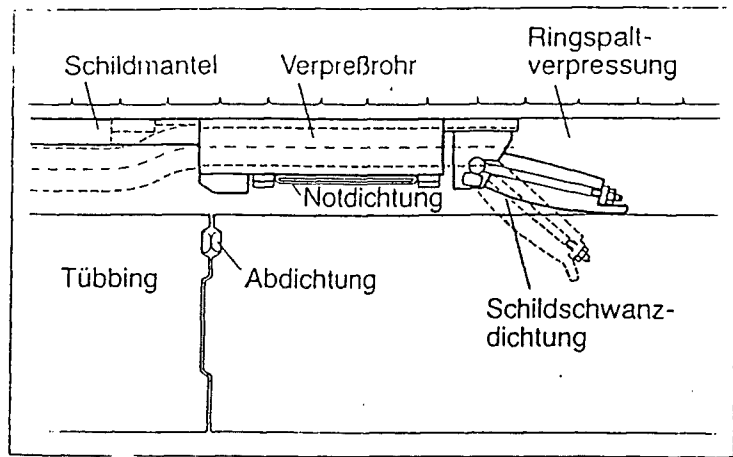


Ringspalt aufgrund Bodenverdrängung bei Kurvenfahrt

ontstaan van de staartspleet

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 bolschanieren, waardoor ze continu tegen de lining aangedrukt worden, ook indien deze niet precies in het centrum van de stalen cylinder gebouwd wordt.



staartafdichting met rubberen flappen

Voor de zekerheid bevindt zich meestal aan de binnenzijde van de staartafdichting nog een extra waterafsluiting voor noodgevallen. Dit kan bijvoorbeeld een opblaasbaar profiel zijn, zoals in de figuur is aangegeven met "Notdichtung".

Bij een staartafsluiting met behulp van staalborstels (zie onderstaande figuur) wordt de afdichting gevormd door vet dat zich tussen de staalborstels bevindt. De staalborstels zijn aan de stalen cylinder bevestigd en schrapen over de tunnel lining. 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 aan de binnenzijde van de stalen cylinder is weergegeven. De leiding voor het volgrouten van de staartspleet bevindt zich, zoals in de figuur is aangegeven, aan de buitenzijde van de cylinder.

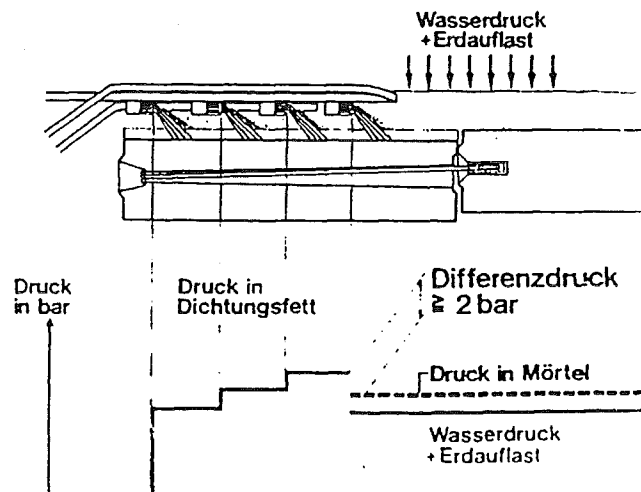
Merk op dat in deze figuur de segmenten verbonden worden door lange, doorgaande bouten.

In Europa worden geen staalborstels gebruikt als staartafdichting omdat er vet op de tunnelling achterblijft. Het gebruikte vet is tegenwoordig echter milieuvriendelijk.

Het minimaal benodigd aantal rijen staalborstels wordt bepaald door de waterdruk (en groudruk) 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 de figuur is tevens de druk te zien die de staalborstels kunnen keren. Uiteraard is dit meer dan de groudruk: er moet enige reserve aanwezig zijn.



staartafdichting met staalborstels

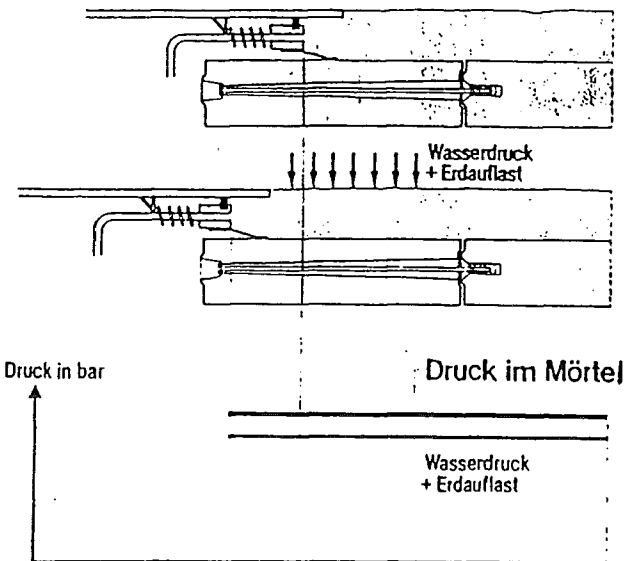
Minder vaak toegepaste staartafdichtingen zijn onder meer:

- de elastische staartafdichting (lit. Tol)
- een schuimafdichting (lit. Jodl)
- de Phoenix-afdichting (lit. Jodl)
- een Japanse afdichting met drie gebogen natuurrubbers (lit. Kretschmer)

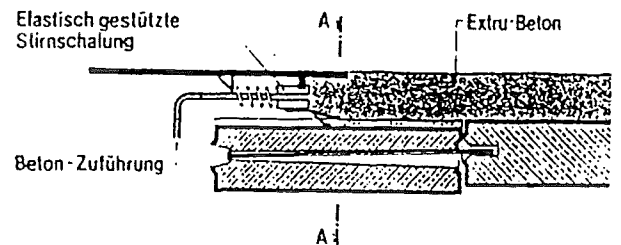
Interessant is de elastische afdichting met behulp van extru-beton: er is een extra tijdelijke bekisting of permanente tweede lining als bekisting aanwezig, zie de figuur uit lit. Jodl.

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.

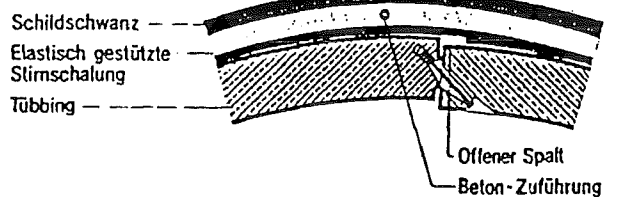
Door de lining heen wordt de grond rondom de gehele staartafdichting waterdicht gemaakt en verstevigd door chemisch injecteren of grouten. Hierna kunnen enkele tunnelsegmenten uit de ring gehaald worden, waardoor een deel van de staartafdichting zichtbaar wordt.



elastische staartafdichting met extru-beton



Schnitt A-A

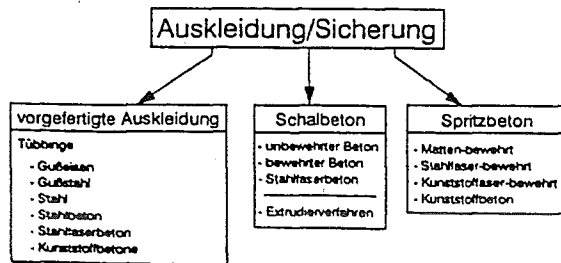


extru-beton grouting met glijbekisting

5.6 Lining

De lining kan op allerlei manieren zijn samengesteld en gebouwd, zie de figuur.

Het meest waarschijnlijk voor toepassing in Nederland, zijn de gesegmenteerde lining en de geëxtrudeerde lining. Deze twee lingen worden in deze paragraaf verder toegelicht. De shotcrete lining (gebruikt bij NATM) is in het vorige hoofdstuk reeds uitvoerig behandeld.



mogelijke lingen

5.6.1 Gesegmenteerde lining

Zoals in bovenstaande overzicht is weergegeven kunnen de segmenten gemaakt worden van onder andere gietijzer, staal of gewapend beton.

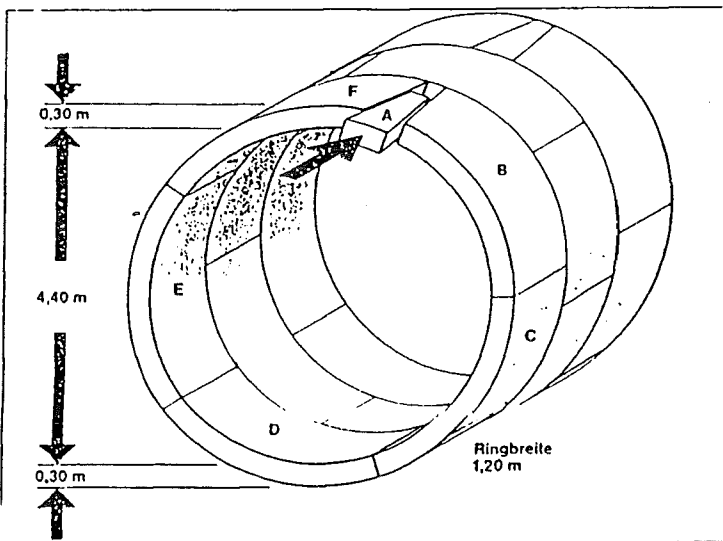
De meeste lingen bestaan uit ringen van gewapende betonnen segmenten, 5 à 11 segmenten vormen tezamen één ring. Het aantal segmenten per ring is afhankelijk van de diameter van de tunnel, de dikte van de segmenten, het voor positionering maximaal mogelijke gewicht en de beschikbare ruimte.

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.

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.



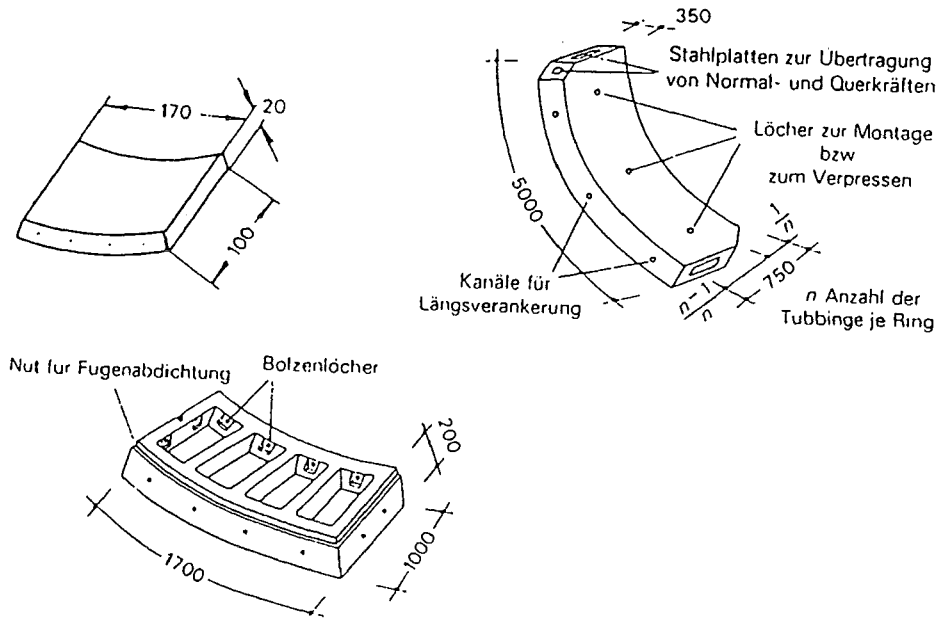
inbrengen sluitstuk

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 vijzelkrachten worden door een aantal segmentringen achter de TBM aan de grond afgedragen. Zodra de vijzelkracht 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.



voorbeeld van segmenten

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 bouwwijze, 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 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 bouwtijd is dan het grootst.

Om continu boren eenvoudiger te maken heeft men speciale segmentringen ontwikkeld. Hierbij maakt men gebruik van bijvoorbeeld zeshoekige segmenten (honey-type segment) of spiraalvormige ringen.

Voorbeelden hiervan zijn weergegeven in lit. Maidl en Kretschmer.

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.

Het plaatsen van de segmenten gaat met behulp van een erector. In Japan heeft men reeds volautomatische positioneringssystemen (inclusief transport, segment plaatsing, bouten aandraaien, etc.). Een computergestuurde erector plaatst de segmenten geheel automatisch: met 6 vrijheidsgraden kunnen de segmenten zeer nauwkeurig geplaatst worden, zonder tussenkomst van mensen. Obayashi Corporation (Japan) was de eerste aannemer die het volautomatische segment-plaatsingssysteem heeft toegepast. Dit systeem wordt momenteel onder andere toegepast bij de bouw van de Trans Tokyo Bay Highway, momenteel de grootste tunnel ter wereld met een buiten diameter van 14,14 meter. Vanwege het gewicht van de segmenten, de hoogtes waarop gewerkt wordt en de krachten die nodig zijn voor het aandraaien van de bouten, is dit systeem voor de bouw van een dergelijke tunnel absoluut onmisbaar.

5.6.2 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 voortgangs snelheden.

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 zeer snel moeten uitharden. Snel uithardende beton resulteert in hoge temperaturen, hetgeen zeer intensieve koeling vereist.

Indien de vijzels zich op de beton afzetten zal de beton goed verdicht worden en zal water uit de beton de grond in geperst worden (zie lit. Maidl, blz. 159).

De beton voor de lining kan continu aangevuld worden (constante druk in de beton) of kan stapsgewijs aangevuld worden.

Een geëxtrudeerde lining is vanwege krimp niet waterdicht. De tunnel lining zal hierom niet uit één enkele extru-lining kunnen bestaan: er is altijd een tweede lining en/of een speciale waterafsluiting nodig.

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. Zie hiervoor lit. Maidl, blz 158 en 159.

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 gegROUT 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 volgegROUT 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).

5.7 De bouwtijd

Wat opvalt is dat het eigenlijke boren bij de kortere tunnelprojecten maar een klein deel van de totale bouwtijd uitmaakt.

Zo kan bijvoorbeeld voor een tunnel van 1,5 kilometer lengte een complete bouwtijd van ruim twee jaar hebben, waarvan slechts vier à vijf maanden besteed worden aan het daadwerkelijk graven van de tunnel. De rest van de tijd wordt gebruikt voor het bouwrijp maken, het opstarten van de bouw en het afwerken van de tunnel.

De bouwtijd verkorten door koste wat het kost sneller te boren is daarom voor korte tunnels uit economisch oogpunt mogelijk niet aantrekkelijk: het kan eenvoudiger en economischer zijn om de overige werkzaamheden sneller uit te voeren.

Bij langere tunnels wordt dit natuurlijk anders, daar maakt het boren een groter deel van de totale bouwtijd uit.

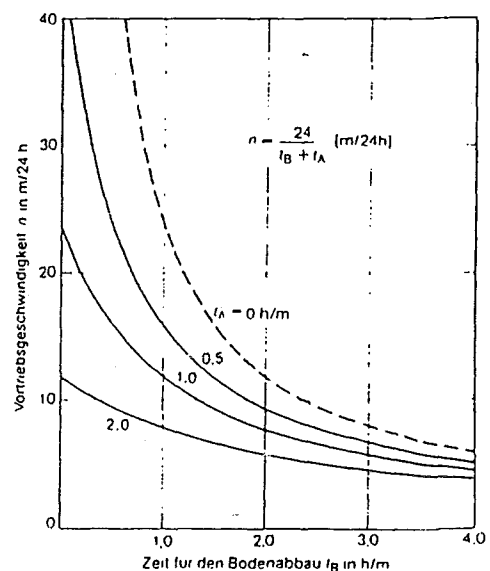
Indien de (zeer grote) invloed van de storingen buiten beschouwing wordt gelaten, kan een theoretische voortgang bepaald worden met behulp van de boorsnelheid en de tijd die nodig is om een ring segmenten te plaatsen. Zie de bijgevoegde figuur.

Stel: het plaatsen van een ring van 1,20 meter duurt een half uur en het boren van 1,20 meter duurt ook een half uur. Dit betekent dat een theoretische voortgang behaald kan worden van 1,20 meter per uur.

Dus: 28,8 m per 24 uur.

In de figuur is dit punt te vinden bij $t_a = 0,5$ en $t_b = 0,5$. (De figuur gaat uit van een ringbreedte van 1,0 meter.)

Indien bijvoorbeeld het ontgraven en plaatsen per segmentring van 1 meter breedte beide 1 uur duren is de theoretische voortgang 12 meter per 24 uur.



theoretische voortgang boorproces

Het moge duidelijk zijn dat voor een sneller boorproces een heel goede afweging nodig is van het nut van aanpassingen (zowel in tijd als in geld) voordat aanpassingen gedaan worden. Hierbij wordt uiteraard gezocht naar verbeteringen die het liefst weinig kosten.

Een onderzoek hiernaar zou een goed onderwerp kunnen zijn voor een afstudeerwerk.

Het boren maakt, naar tijdsdeel van de totale bouw gezien, een onevenredig groot deel van de bouwkosten uit. Er moet dus nadrukkelijk ook gezocht worden naar de goedkoopste tunnelboormethode, niet alleen naar de snelste.

In Oostenrijk tunnelt men vaak niet zo snel als men kan: er is een economisch optimum. Dit wordt voor een groot deel begrensd door storingen: langzaam boren met weinig oponthoud is goedkoper dan snel boren met veel kunstgrepen en reparaties.

Een groot deel van de tijd wordt besteed aan het verhelpen van storingen, zie de bijgevoegde figuur uit de Oostenrijkse tunnel praktijk.

De tijd dat de machine optimaal werkt (Vortrieb + Ringbau) is hier slechts 28%! Veel tijd gaat ook verloren aan bijvoorbeeld het verlengen van de leidingen, en meer van dergelijke activiteiten.

Het komt maar zelden voor dat een TBM een etmaal kan boren zonder stil te staan door een storing. Vaak treedt meer dan één storing per dag op en niet zelden staat een TBM dagen of weken achtereen stil.

Voor het oplossen van storingen zijn bij een TBM veel speciale voorzieningen aanwezig.

Een goede beheersing van het boorproces, goede kennis van de TBM, de juiste voorraden, snelle leveringen, snel en op het juiste moment ingrijpen en adequaat handelen zijn zaken die voor het snel verhelpen van storingen absoluut noodzakelijk zijn.

Eigenlijk komt dit neer op: niet boren zonder ervaring.

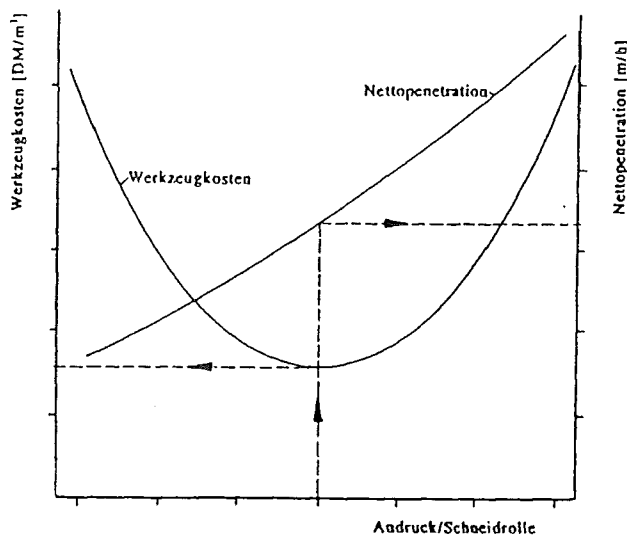
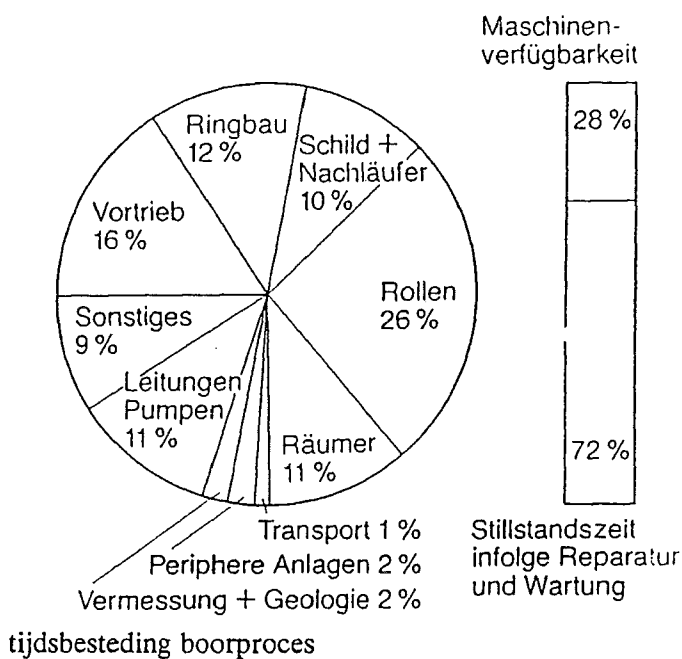
Indien dit toch gebeurt moet men zich heel goed laten inlichten en personen bij het boren betrekken die er wel ervaring mee hebben.

De voortgang van het boorproces is onder andere begrensd door de efficiëntie van de snijtanden. Zoals op de figuur te zien is heeft de efficiëntie een optimum: steeds harder op de tanden drukken maakt boven dat optimum het boren duurder.

Op de bijgevoegde figuur is te zien dat harder op de tanden (of snijwielen) drukken wel een hogere voortgang geeft, maar dat de werktuig kosten (per m³) harder stijgen dan de voortgang.

Het is natuurlijk mogelijk dat andere kosten (per m³) afnemen (bijvoorbeeld de overhead) waardoor het economisch optimum meer naar snellere boormethoden zal neigen.

Na het gereed komen van een tunnel blijft de TBM over. Deze wordt meestal op één project afgeschreven.



werktuigkosten en netto voortgang als functie van de snijdruk

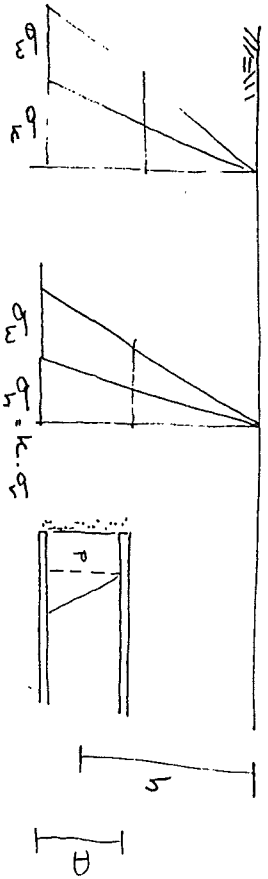
Er is inmiddels een beperkte markt voor tweede hands TBM's. Een tweedehands TBM is uiteraard een stuk goedkoper en een extra voordeel van zo'n machine is dat hij geen kinderziektes meer heeft: productiefouten zijn reeds bij de vorige tunnel aan het licht gekomen en verholpen. Bovendien is de behaalde voortgang van de TBM bekend, evenals de grondsoorten waarin hij heeft geboord en alle mogelijke problemen. Een nadeel is dat er niet voor elke diameter en grondsoort reeds een gebruikte machine te koop is: vaak zullen hierdoor aan de machine of het ontwerp aanpassingen nodig zijn.

De bouwers van TBM's kopen deze soms terug, om (delen) weer te verkopen of om ze te verhuren voor de aanleg van korte tunnels (zie lit. BTC-stage en Infratunnel).

Hiermee wordt voorkomen dat een vrije handel in TBM's ontstaat.

6 Instabiliteit van het boorfront

Veronderstel een zandige bodem en een grondwaterstand gelijk met het maaiveld



Voor de kop waterdruk en horizontale gronddruk

$$\sigma_{h \text{ tot}} = \gamma_w \cdot z + (\gamma_{hg} - \gamma_w) \cdot k \cdot z$$

In de boorkamer heerst door het instellen van een druk p

$$\sigma_h = p + \gamma_{st} \cdot (z - (h - R))$$

Maximaal de druk aan de o.k. van het front compenseren

$$\gamma_w (h + R) + (\gamma_{hg} - \gamma_w) \cdot k \cdot (h + R) \leq$$

$$p + \gamma_{st} \cdot 2R$$

Hieruit volgt

$$p \geq \gamma_w (h + R) + (\gamma_{hg} - \gamma_w) k (h + R) - 2\gamma_{st} R$$

Men kan zich nu afvragen welke waarde men voor k kiest k_0 of k_a . In het laatste geval moet de grond lokaal bezuigen en trede dus zakkingen op.

In de praktijk kiest men toch k_a

De orde van grootte is dan

$$p \geq 10 (h + R) + 10 \cdot \frac{1}{3} (h + R) -$$

$$2 \cdot 12 \cdot R$$

$$p \geq 13.3 h - 10.7 R$$

$$\text{voor } h = 20 \text{ m} \quad D = 8.55$$

$$\text{steurdruk } p \geq 266 - 45.7 = \underline{\underline{220}} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

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

$$p \geq 13.3 (h + R)$$

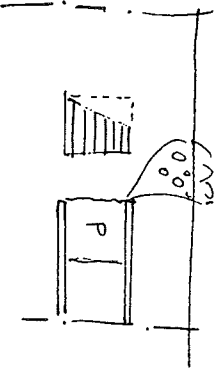
Omdat deze druk groter is

dan de druk aan de bovenzijde van het front zal daar lucht ontsnappen.

$$\sigma_h = \gamma_w \cdot (h - z) + (\gamma_{s1} - \gamma_w) \cdot k \cdot (h - z)$$

$$= 13.3 (h - z)$$

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

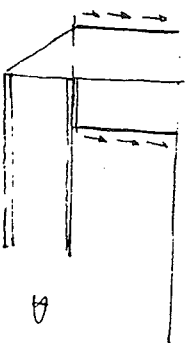


Het los snijden van grond door de boorkop wordt bemoeilijkt door een hoge steundruk.

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 zaktelling

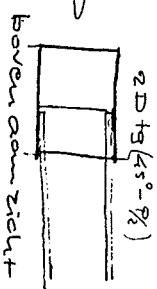
wordt evenwel belemmerd door de omringende grond, die een schuifspanning uitoefent op de zakkende kolom.



doorsnede

oppervlakte $A = 2D^2 \cdot \frac{1}{2} (\text{si} - \frac{1}{2})$

omtrek $O = 2D + 4D \cdot \frac{1}{2} (\text{si} - \frac{1}{2})$



Door deze "siloverking" wordt de maximale verticale kernelspanning beperkt tot:

$$\sigma_v^{\text{max}} = \frac{(\gamma_{s1} - \gamma_w) \cdot A}{O \cdot k \cdot \text{tg} \phi} \quad \text{b.k. TB17}$$

De horizontale kernelspanning aan de bovenzijde

$$\text{b.k.} \quad \sigma_{hv} = \frac{(\gamma_{s1} - \gamma_w) \cdot A}{O \cdot \text{tg} \phi}$$

$$\text{o.k.} \quad \sigma_h = \frac{(\gamma_{s1} - \gamma_w) \cdot A}{O \cdot \text{tg} \phi} + (\gamma_{s1} - \gamma_w) \cdot D \cdot k_a$$

Na toevoeging van de waterdruk geldt voor de onderkant

$$\sigma_{h_{tot}} = \gamma_w (h+R) + \frac{(\gamma_{kg} - \gamma_{kg}) \cdot A}{0 \cdot \text{tg } \varphi} + (\gamma_{kg} - \gamma_{kg}) k_a D$$

Na substitutie van A en O volgt

$$\begin{aligned} \sigma_{h_{tot}} &= \gamma_w (h+R) + \frac{(\gamma_{kg} - \gamma_{kg}) D}{\left(\frac{1}{\text{tg}(\gamma_{kg} - \gamma_{kg})} + 2 \right) \text{tg } \varphi} + (\gamma_{kg} - \gamma_{kg}) k_a D \\ &= \gamma_w (h+R) + \frac{(\gamma_{kg} - \gamma_{kg}) D}{2 \cdot 15} + (\gamma_{kg} - \gamma_{kg}) k_a D \end{aligned}$$

voor $h = 20 \text{ m}$ $D = 3,55 \text{ m}$.

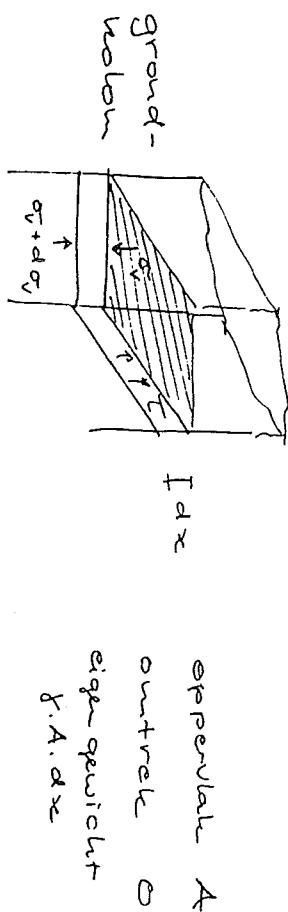
$$\begin{aligned} \sigma_{h_{tot}} &= 10 (h+R) + 4,6 D + 3,3 D \\ &= 10 h + 12,9 D \\ &= 310 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{aligned}$$

De benodigde steundruk voorkomt nu:

$$P \geq 310 - 12 \cdot D = 207 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{waterdruk} + 10 \text{ kPa}$$

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

Bijlage siloworking



evenwicht van de laag dx

$$A \sigma_v + \gamma \cdot A \cdot dx = A (\sigma_v + d\sigma_v) + 0 \cdot k \cdot \sigma_v \cdot \text{tg } \varphi \cdot dx$$

$$\gamma A dx = A \cdot d\sigma_v + 0 \cdot k \cdot \sigma_v \cdot \text{tg } \varphi \cdot dx$$

$$dx = \frac{1}{\gamma} \cdot d\sigma_v + \frac{0}{\gamma} \cdot k \cdot \sigma_v \cdot \text{tg } \varphi \cdot dx$$

$$\left(1 - \frac{0}{\gamma} \cdot k \cdot \sigma_v \cdot \text{tg } \varphi \right) dx = \frac{1}{\gamma} \cdot d\sigma_v$$

$$\frac{d\sigma_v}{dx} = \gamma - \frac{0}{A} \cdot k \cdot \sigma_v \cdot \text{tg } \varphi$$

$$\sigma_v = \frac{\gamma A}{0 \cdot k \cdot \text{tg } \varphi} \left(1 - e^{-\frac{0 \cdot k \cdot \text{tg } \varphi}{A} x} \right)$$

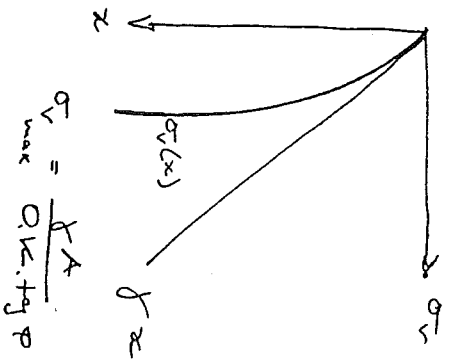


fig Verloop van de verticale grondspanning $\sigma_v(z)$ in de kolom.

Oplissing D.V.

$$\frac{dy}{dx} = A - B y$$

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

$$\text{dan } \frac{dy}{dx} = C e^{-Bx}$$

substitutie

$$C e^{-Bx} = A - C + C e^{-Bx}$$

hieruit volgt $C = A$

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

De totale zijelkracht

De water en gronddruk op het front bepalen bij vloeistof schieden in hoofdzaak de totale zijelkracht.

De waterdruk en de horizontale korreldruk voor het hart van het front

$$\sigma_{h_{tot}} = \rho_w \cdot h + (\rho_g - \rho_w) \cdot k \cdot h$$

De totale kracht wordt

$$F = \sigma_{h_{tot}} \cdot \frac{\pi D^2}{4} = (\rho_w \cdot h + (\rho_g - \rho_w) k h) \frac{\pi}{4} D^2$$

In orde van grootte

$$F = (10 h + 3.3 h) \frac{\pi}{4} D^2$$

$$F = 10.45 h D^2$$

voor $h = 20 \text{ m}$ $D = 8.55$

$$F = 10.45 \cdot 20 \cdot 8.55^2 = 15.3 \text{ MN}$$

Opvallend is het verschil met de empirische grafiek waar

$$F = \beta D^2 \quad 700 < \beta < 1100$$

Ten eerste ontbreekt de diepte h ten tweede zijn de waarden meer dan twee maal groter. Dit is waarschijnlijk de veiligheidscoëfficiënt

Indien men ook hier de "siloverking" introduceert, blijft de horizontale aruk beperkt tot:

$$\sigma_{h_{\text{tot}}} = \gamma_w \cdot h + \frac{(\gamma_w - \gamma_w) D}{2.15} + (\gamma_w - \gamma_w) \cdot R \cdot K_a$$

In orde van grootte

$$= 10 h + 4.6 D + 1.65 D$$

$$\sigma_{h_{\text{tot}}} = 10 h + 6.25 D$$

De totale vrijzekeracht

$$F = (10 h + 6.25 D) \frac{\pi}{4} D^2$$

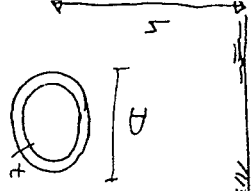
$$F = 7.85 h D^2 + 4.91 D^3$$

Voor $h = 20 \text{ m}$ $D = 3.55 \text{ m}$

$$F = 11.48 + 3.07 = 14.55 \text{ MN}$$

Dit is nog minder

7. Spanning in de wand
tegv. de vijzelkracht



$$t \approx 0.05 D$$

$$A_b \approx \pi \cdot 0.05 D \cdot 0.05 D = \frac{\pi D^2}{21}$$

Op deze doorsnede werkt de vijzelkracht

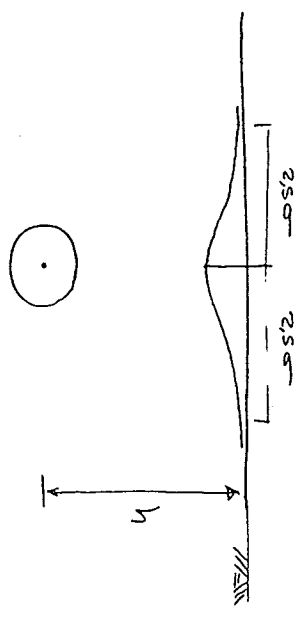
$$F \approx 0.45 h D^2$$

$$\sigma_b = \frac{0.45 h D^2}{\frac{\pi D^2}{21}} \approx 66.5 h \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$h = 20 \text{ m} \quad \sigma_b = 1330 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.33 \text{ MPa}$$

De zatekingtrog boven
de tunnel

Empirisch is vastgesteld, dat de zatekingtrog boven een geleerde tunnel de vorm van een Gauss-kromme heeft.



De breedte van de trog hangt af van de diepte h van de tunnel en de grondsoort

cohesieve grond: $\sigma = 0.43 h + 1.1$
 los korrelig grond: $\sigma = 0.28 h - 0.1$

De vorm van de trog is

$$S(x) = \frac{V_s}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{x^2}{2\sigma^2}}$$

waarin V_s = volume verlies

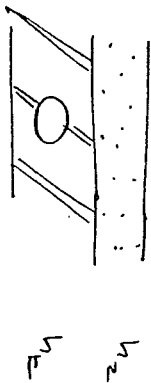
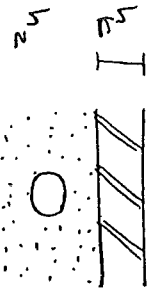
Bij een goed verloopd boor-proces bedraagt V_s ong. 1% van de tunnel doorsnede

Ter orientatie wordt berekend welke spleet behoort bij 1% volume verlies

$$\text{spleet} = \frac{1/100 \cdot \frac{\pi D^2}{4}}{\pi D} = \frac{1}{400} D$$

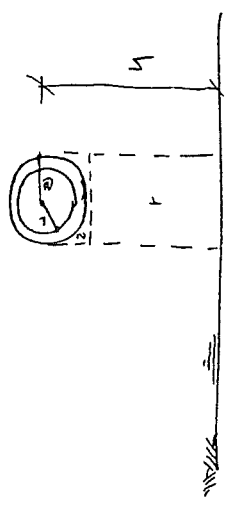
Bij een diameter van 8,55 m is de spleet slechts 2 cm. Daarvoor is een goede volumebeheersing nodig

Bij een gelaaagde grondopbouw valt de constanten van de formule van de bovenliggende laag weg



$$\sigma = 0,28 h_2 + 0,43 h_1 - 0,1 \quad \sigma = 0,43 h_1 + 0,28 h_2 + 1,1$$

Oplijven van de ongelaste tunnel



$$\begin{aligned} \gamma_b &= 24 \\ \gamma_w &= 20 \\ \gamma_w &= w \\ \frac{r}{R} &= 0,91 \end{aligned}$$

Men rekent alleen met het gewicht van de bovenliggende grond (4-2) De wrijving langs de verticale vlakke wordt niet in rekening gebracht omdat de mobilisatie daarvan een vervorming vereist.

Gewicht tunnel $\pi (R^2 - r^2) \gamma_b$

Opwaartse kracht $\pi R^2 \gamma_w$

Grondgewicht 1 $(h-R) \cdot 2R (\gamma_b - \gamma_w)$

Grondgewicht 2 $\frac{1}{2} (4-\pi) R^2 (\gamma_b - \gamma_w)$

Evenwicht

$$\pi (R^2 - r^2) \gamma_b - \pi R^2 \gamma_w + (h-R) 2R (\gamma_b - \gamma_w) + \left(\frac{4-\pi}{2} \right) R^2 (\gamma_b - \gamma_w) = 0$$

$$\pi \left(1 - \frac{r^2}{R^2} \right) \gamma_b - \pi \gamma_w + 2 \left(\frac{h-R}{R} \right) (\gamma_b - \gamma_w) + \frac{4-\pi}{2} (\gamma_b - \gamma_w) = 0$$

Hieruit volgt

$$\frac{h-R}{R} > \frac{\pi r_w - \pi \left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) t_b - \frac{4-\pi}{2} \cdot (r_{u1} - r_w)}{2 (r_{u1} - r_w)}$$

Voor de gegeven waarden geldt

$$\frac{h-R}{R} > 0.707 \quad \text{of} \quad h > 1.707R$$

Men kan aan het evenwicht gemakkelijk de wrijving toevoegen

$$\text{Wrijving} = 2 \cdot \frac{1}{2} (r_{u1} - r_w) \cdot h^2 \cdot K_a \cdot \text{tg } \phi$$

Door de wrijving wordt het evenwichtsdraagvermogen verzekeerd.

Uitb.-berekening blijkt dat voor de bovenstaande situatie

$$\begin{aligned} \text{Veiligheid} &= \frac{\text{Grondgewicht} + \text{Wrijving}}{\text{Tunnelgewicht} + \text{Opwaartse kracht}} \\ &= 1.3 \end{aligned}$$

OPDRUIVEN VAN EEN TUNNEL h m ONDER MAAVELD EN GRONDWATER

R	4.5	r = 0.91 · R	h = 1.708 · R	γ_{ng}	20	γ_w	10	γ_b	24
		r = 4.09	h = 7.69						

De tunnel drijft op in het grondwater :

$$P_{\text{tunnel}} = \pi \cdot R^2 \cdot \gamma_b \quad P_{\text{tunnel}} = 262.46$$

$$P_{\text{opdrijf}} = \pi \cdot R^2 \cdot \gamma_w \quad P_{\text{opdrijf}} = 636.17$$

$$\text{Resultante} = P_{\text{opdrijf}} - P_{\text{tunnel}} \quad \text{Resultante} = 373.71$$

Het gewicht van de grond werkt naar beneden :

$$\text{Grondgewicht}_1 = \gamma_{ng} - \gamma_w \cdot (h - R) \cdot 2 \cdot R \quad \text{Grondgewicht}_1 = 286.74$$

$$\text{Grondgewicht}_2 = \gamma_{ng} - \gamma_w \cdot 2 \cdot \frac{\pi}{2} \cdot R^2 \quad \text{Grondgewicht}_2 = 86.91$$

$$\text{Grondgewicht} = \text{Grondgewicht}_1 - \text{Grondgewicht}_2 \quad \text{Grondgewicht} = 373.65$$

Voor evenwicht zonder vervorming moet de resulterende kracht positief zijn:

$$\text{Evenwicht} = \text{Grondgewicht} - \text{Resultante} \quad \text{Evenwicht} = -0.06$$

Hierop moet nog een veiligheidscoëfficiënt worden toegepast

Voor het evenwichtsdraagvermogen mag de wrijving in rekening worden gebracht

$$\text{gr} = \frac{\pi}{180}$$

$$\phi = 30\text{-gr} \quad K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad K_a = 0.33$$

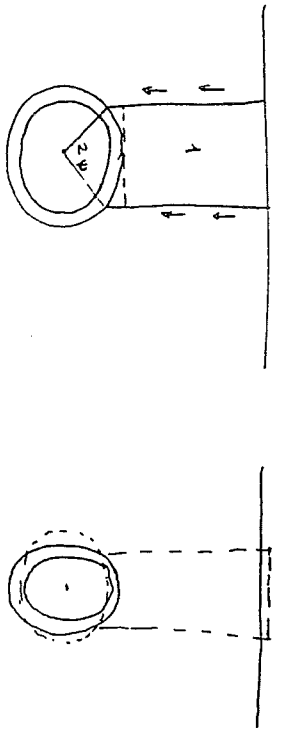
$$\text{Wrijving} = 2 \cdot 0.5 \cdot (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot h^2 \cdot K_a \cdot \text{tg } (\phi) \quad \text{Wrijving} = 113.69$$

$$\text{Evenwicht} = \text{Grondgewicht} - \text{Wrijving} - \text{Resultante} \quad \text{Evenwicht} = 113.63$$

$$\text{Veiligheid} = \frac{\text{Grondgewicht} - \text{Wrijving}}{\text{Resultante}} \quad \text{Veiligheid} = 1.3$$

Hiermee lijkt het evenwicht voldoende verzekerd

8. Opbreken - hoog analyseren



Gewicht tunnel $\pi (R^2 - r^2) \rho L$

Opwaartse kracht $\pi R^2 \rho_w$

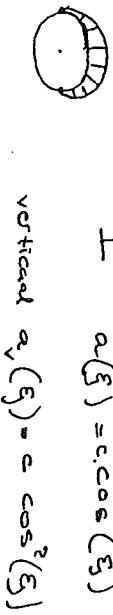
Grona gewicht 1 $(h - R) \cdot 2R \cdot (\rho_{gr} - \rho_w) \cdot \sin \psi$

Grona gewicht 2 $R^2 (2 \sin \psi (1 - \cos \psi) - \psi + \sin \psi \cos \psi)$

Ballast $(\rho_{gr} - \rho_w)$

Vermoedstel dat de gronreactie aan de bovenzijde van de tunnel \perp is en verloopt volgens

$$\perp \quad a(\xi) = c \cos(\xi)$$



vertical $a_v(\xi) = c \cos^2(\xi)$

De totale reactiekracht is:

$$R_{\text{tot}} = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} c \cos^2 \xi \, d\xi \cdot R = c \cdot R \left[\xi + \frac{\sin 2\xi}{2} \right]_0^{\frac{\pi}{2}} \\ = c \cdot R \cdot \frac{\pi}{2}$$

Gelijkstelling van deze reactie aan de opwaartse kracht

$$c \cdot R \cdot \frac{\pi}{2} = \rho_w \pi R^2 - G_{\text{eq}}$$

levert een waarde voor c op:

$$c = \left(\rho_w - \frac{G_{\text{eq}}}{\pi R^2} \right) \cdot 2R$$

De verticale reactie wordt dus

$$a_v(\xi) = \left(\rho_w - \frac{G_{\text{eq}}}{\pi R^2} \right) \cdot 2R \cos^2 \xi$$

De reactie die geleerd moet worden over de opbrekingshoek ξ is

$$R_{\text{tot}} = 2 \int_0^{\frac{\pi}{2}} a_v(\xi) \cdot R \cdot d\xi \\ = 2 \cdot c \cdot R \left[\frac{\xi}{2} + \frac{1}{4} \sin 2\xi \right]_0^{\frac{\pi}{2}}$$

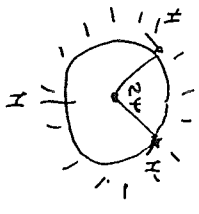
$$R_{\text{tot}} = c \cdot R \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\sin(2 \cdot \frac{\pi}{2})}{2} \right)$$

Men kan ook een reductie factor afleiden

$$\frac{R_{\text{tot}}}{R_{\text{tot}}} = \frac{c \cdot R \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\sin(2 \cdot \frac{\pi}{2})}{2} \right)}{c \cdot R \cdot \frac{\pi}{2}}$$

$$R_{es} = R_{os} \cdot \frac{\psi + \frac{1}{2} \sin(2\psi)}{\frac{\pi}{2}}$$

Opbrekkracht wordt meestal berekend vanuit de ketel formule

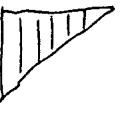
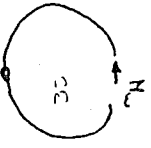
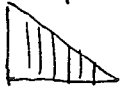


$$H = R \cdot \psi$$

$$O = 2 \cdot H \cdot \sin \psi$$

Doch het gaat hier om het effect van verschillen in druk, anders bestaat er per definitie een wicht waterdruk

water-
druk

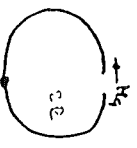
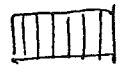


$$2RH_w = \frac{1}{2} \cdot 2R \cdot 2R \cdot \frac{2}{3} R$$

$$= 2 \cdot \frac{2}{3} R^2 \cdot \frac{2}{3} R$$

$$N_u = \frac{2}{3} \gamma_w \cdot R^2$$

actieve
grond-
druk



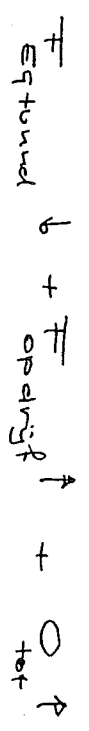
$$2RH_q = 2R^2 \cdot (\gamma_w - \gamma_w) \cdot h \cdot \lambda_a$$

$$N_q = R (\gamma_w - \gamma_w) \cdot h \cdot \lambda_a$$

Grootweg, als H niet veel verandert met ψ

$$O_{tot} = 2 \{ H_w + H_q \} \cdot \sin \psi$$

Evenwicht in vectoren:



$$+ \text{Grondgewicht 1} \downarrow + \text{Grondgewicht 2} \downarrow$$

$$+ \text{wrijving} \downarrow \leq 0$$

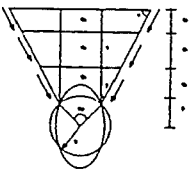
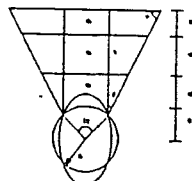
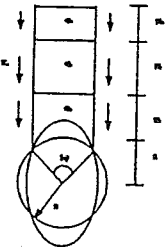
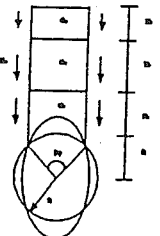
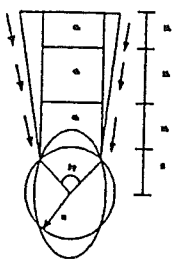
Over de grondgewichten en de wrijving is veel discussie.

Het duitse model gaat uit van het gewicht van de grondkolom + de tussengrenzende wijk + de wrijving langs de schuine vlakken van de wijk (zie tabel Model 1)

Een veiligere benadering (onder grens) is de toepassing van de wrijving die volgt uit de actieve gronddruk tegen de kolom (zie tabel Model 3)

Dit schiedt ong. een factor 4.5. Het zoekt verder in de richting van Model 4 e 5.

Risicoanalyse van een geboorde tunnel

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		$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) \cdot \gamma \cdot \tan\phi$ * meestal kiest men $\lambda_n = 1 - \sin\phi$	1.7
Model 5		$F_w = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H^2 \cdot \gamma \cdot \cos\phi \cdot \tan\phi$	2.6

Tabel 7.1 Gecombineerde oprijf- en opbreekmodellen

$$R := 4.5 \quad r := 0.91 \cdot R \quad h := 2.65 \cdot R$$

$$\gamma_{ng} := 20 \quad \gamma_w := 10 \quad \gamma_b := 24$$

$$\psi := 60 \cdot \text{gr} \quad r = 4.09 \quad h = 11.92$$

$$\phi := 30 \cdot \text{gr} \quad \lambda_a := \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \lambda_n = 0.33$$

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 :

$$\text{Grondgewicht}_1 := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (h - R) \cdot 2 \cdot R \cdot \sin(\psi)$$

$$\text{Grondgewicht}_1 = 578.72$$

$$\text{Grondgewicht}_2 := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (2 \cdot \sin(\psi) \cdot (1 - \cos(\psi)) - \psi + \sin(\psi) \cdot \cos(\psi)) \cdot R^2$$

$$\text{Grondgewicht}_2 = 51$$

$$\text{Grondgewicht} := \text{Grondgewicht}_1 + \text{Grondgewicht}_2$$

$$\text{Grondgewicht} = 629.72$$

de wrijving langs de verticale sneden bedraagt :

$$\text{Wrijving} := 2 \cdot 0.5 \cdot (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot h^2 \cdot \lambda_a \cdot \tan(\phi)$$

$$\text{Wrijving} = 273.67$$

de opbreekkrachten van water en grond bedragen resp.

$$N_w := \frac{2}{3} \cdot \gamma_w \cdot R^2$$

$$N_w = 135$$

$$N_g := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot R \cdot h \cdot \lambda_a$$

$$N_g = 178.88$$

$$O_w := 2 \cdot N_w \cdot \sin(\psi)$$

$$O_w = 233.83$$

$$O_g := 2 \cdot N_g \cdot \sin(\psi)$$

$$O_g = 309.82$$

Voor evenwicht met vervorming moet de resulterende kracht positief zijn:

$$\text{Evenwicht} := \text{Grondgewicht} + \text{Wrijving} - \text{Resultante} - O_w - O_g$$

$$\text{Evenwicht} = 7.59$$

OPBREKEN VAN EEN TUNNEL h m. ONDER MAAVELD EN GRONDWATER

$$gr := \frac{\pi}{180}$$

$$R := 4.5 \quad r := 4.1 \quad h := 12.75 \quad \gamma_{ng} := 20 \quad \gamma_w := 10 \quad \gamma_b := 24$$

$$\psi := 60 \cdot gr$$

$$\phi := 30 \cdot gr \quad \lambda_a := \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)^2 \quad \lambda_a = 0.33$$

De tunnel drijft op in het grondwater :

$$P_{tunnel} := \pi \cdot (R^2 - r^2) \cdot \gamma_b \quad P_{tunnel} = 259.37$$

$$P_{opdrijf} := \pi R^2 \cdot \gamma_w \quad P_{opdrijf} = 636.17$$

$$Resultante := P_{opdrijf} - P_{tunnel} \quad Resultante = 376.8$$

slechts een gedeelte van deze kracht werkt op het grondlichaam binnen 2 psi, als men een spanningsverdeling volgens $c \cdot \cos(\psi)$ aanneemt:

$$f_R := \frac{\psi + \frac{\sin(2 \cdot \psi)}{2}}{\left(\frac{\pi}{2}\right)} \quad f_R = 0.94 \quad Resultante := f_R \cdot Resultante$$

Het gewicht van de grond en de wrijving werken naar beneden :

$$Grondgewicht_1 := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (h - R) \cdot 2 \cdot R \cdot \sin(\psi) \quad Grondgewicht_1 = 643.02$$

$$Grondgewicht_2 := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot (2 \cdot \sin(\psi) \cdot (1 - \cos(\psi)) - \psi + \sin(\psi) \cdot \cos(\psi)) \cdot R^2$$

$$Grondgewicht_2 = 51$$

$$Grondgewicht := Grondgewicht_1 + Grondgewicht_2 \quad Grondgewicht = 694.02$$

de wrijving langs de verticale sneden bedraagt :

$$Wrijving := 2 \cdot 0.5 \cdot (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot h^2 \cdot \lambda_a \cdot \tan(\phi) \quad Wrijving = 312.85$$

de opbrekkrachten van water en grond bedragen resp.

$$N_w := \frac{2}{3} \cdot \gamma_w \cdot R^2 \quad N_w = 135$$

$$N_g := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot R \cdot h \cdot \lambda_a \quad N_g = 191.25$$

$$O_w := 2 \cdot N_w \cdot \sin(\psi) \quad O_w = 233.83$$

$$O_g := 2 \cdot N_g \cdot \sin(\psi) \quad O_g = 331.25$$

Voor evenwicht met vervorming moet de resulterende kracht positief zijn:

$$Evenwicht := Grondgewicht + Wrijving - Resultante - O_w - O_g$$

$$Evenwicht = 86.72$$

SOIL STRESS ON A TUNNEL LINING

$$gr := \frac{\pi}{180}$$

soil level	$L_g := 0$	$\gamma_s := 20$	
groundwater	$L_w := -1$	$\gamma_w := 10$	
tunnel centre	$L_t := -28.5$	$h_w := L_w - L_t$	$h_s := L_g - L_t$
tunnel radius	$r_u := 4.5$		
water pressure	$p_w(\theta) := \gamma_w \cdot (h_w + r_u \cdot \cos(\theta))$		$p_w(0) = 320$
soil pressure	$p_{sv}(\theta) := \gamma_s \cdot (h_s + r_u \cdot \cos(\theta))$		$p_{sv}(0) = 660$
	$\phi := 40 \cdot gr$	$K_0 := 1 - \sin(\phi)$	$K_0 = 0.357$

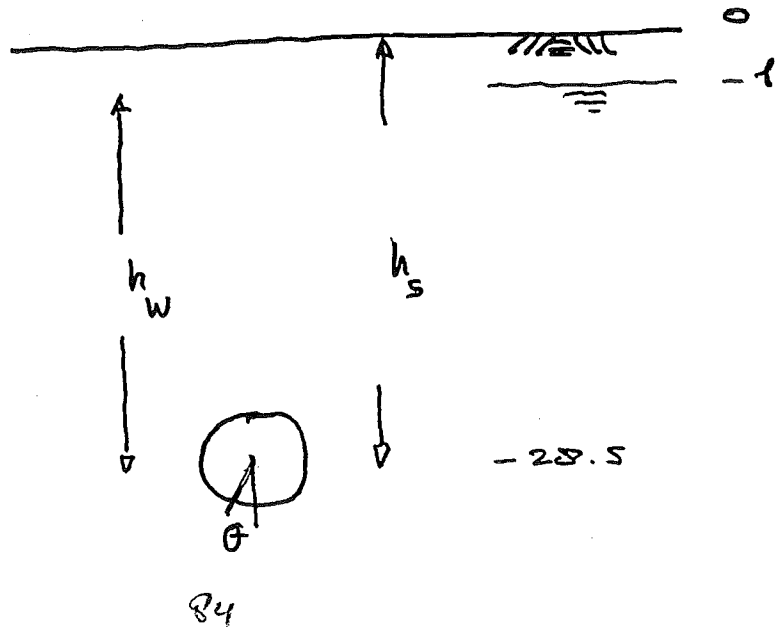
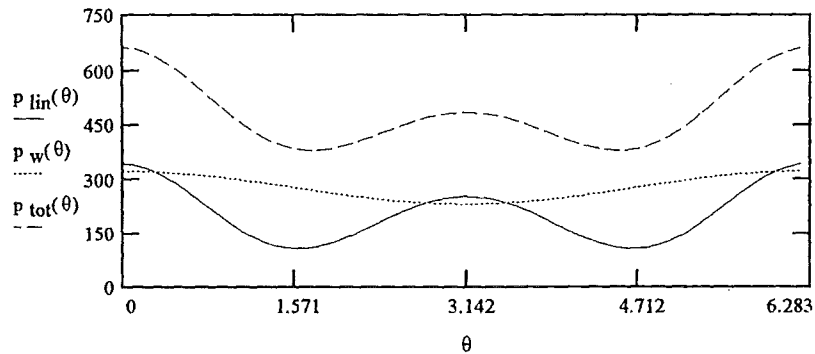
soil pressure on lining

$$p_{eff}(\theta) := p_{sv}(\theta) - p_w(\theta)$$

$$p_{lin}(\theta) := 0.5 \cdot p_{eff}(\theta) \cdot [(1 + K_0) + (1 - K_0) \cdot \cos(2\theta)]$$

$$p_{tot}(\theta) := p_w(\theta) + p_{lin}(\theta)$$

$$\theta := 0, 0.1 \dots 2 \cdot \pi$$



g. Analytische benadering v. d. wand (oneindig stijf)

8.3 Model wand te zwak

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. De meeste modellen om de lining te dimensioneren, zijn driedimensionale computermodellen en dus niet geschikt om faalkansen mee te berekenen op de manier waarop het binnen het afstudeerwerk wordt gedaan. Daarom wordt binnen het kader van het afstudeerwerk een andere aanpak gebruikt. Het gebruikte model bestaat uit een sterkedeel en een belastingsdeel. Beide delen worden hierna besproken.

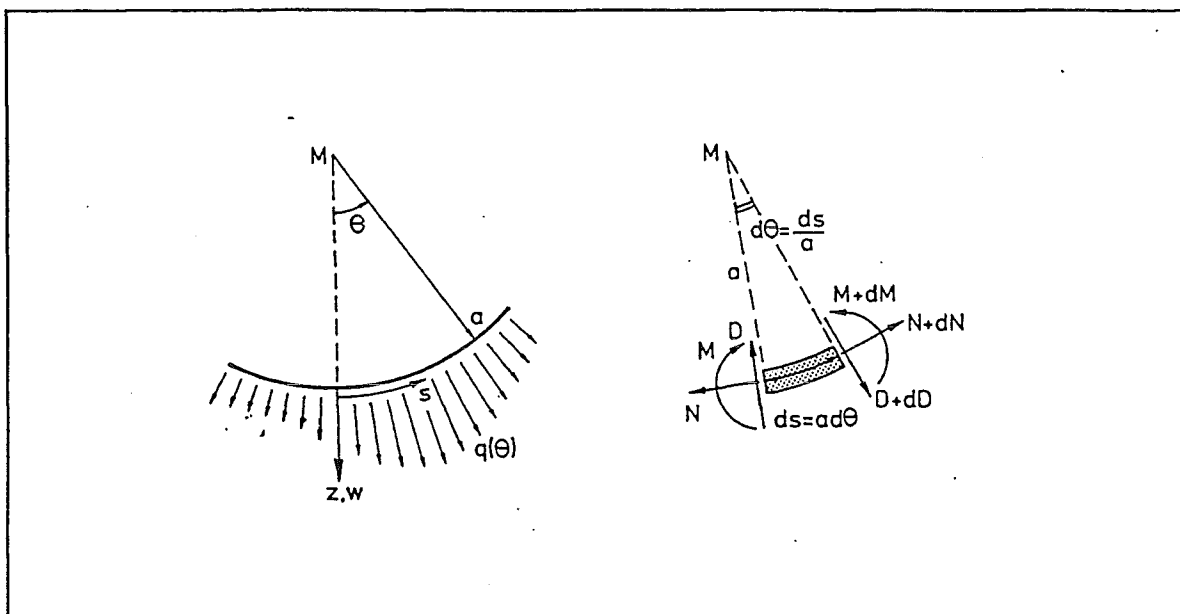
8.3.1 Belastingsdeel

De berekeningen in dit hoofdstuk zijn alle 1^e 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 moment in de tunnelling. Door het verschil in gronddrukken langs de tunnelwand, heeft de gronddruk een periodiek karakter (zie figuur 8.1). Daarom wordt de gronddruk in een Fourierreeks ontwikkeld. De gronddruk bestaat uit een radiale component q_r en een tangentiële component q_t :

$$q_r(\theta) = \sum_{n=0} q_n \cdot \cos n\theta \quad \text{radiaal} \quad = \quad (8.2)$$

$$q_t(\theta) = \sum_{m=0} q_m \cdot \sin m\theta \quad \text{tangentiëel} \quad (8.3)$$



Figuur 8.1 Periodiek karakter gronddruk

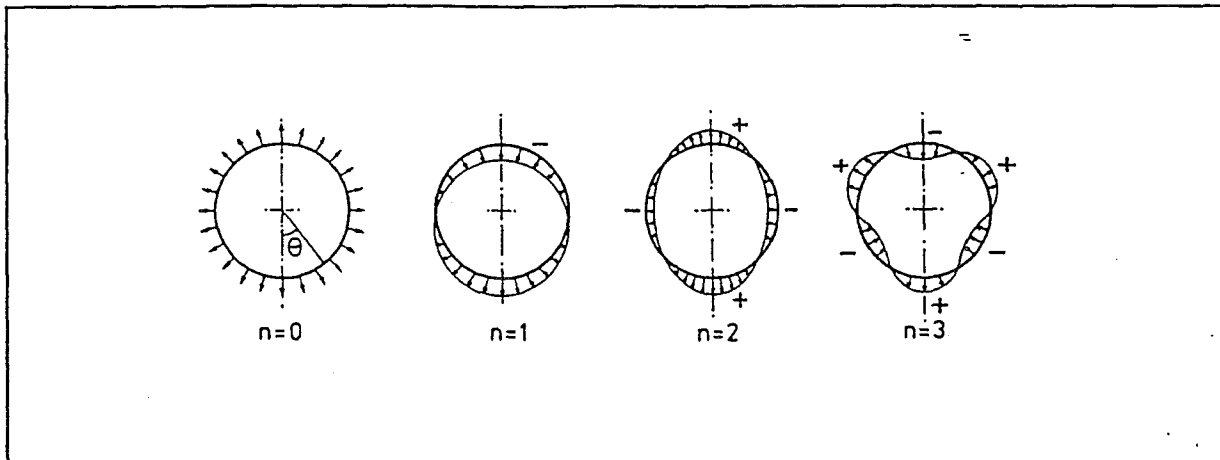
Voor een aantal waarden van n zijn de termen van de Fourierreeks weergegeven in figuur 8.2. Met uitzondering van n=1, m=0 en m=1 vormen deze belastingen evenwichtssystemen, waarvoor geen reactiekrachten nodig zijn.

Bouma (lit[31]) 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.

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

$$\frac{d^2N}{d\theta^2} + N = q_r \cdot R - \frac{dq_t}{d\theta} \cdot R \quad (8.4)$$

waarin R de straal van de tunnel is.



Figuur 8.2 Belastingstermen voor diverse waarden van n

De totale oplossing van deze differentiaalvergelijking wordt:

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

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

De differentiaalvergelijking voor het moment M is:

$$\frac{d^2 M}{d\theta^2} + M = -q_r \cdot R^2 - \int q_l \cdot R^2 \cdot d\theta + C_4 \quad (8.6)$$

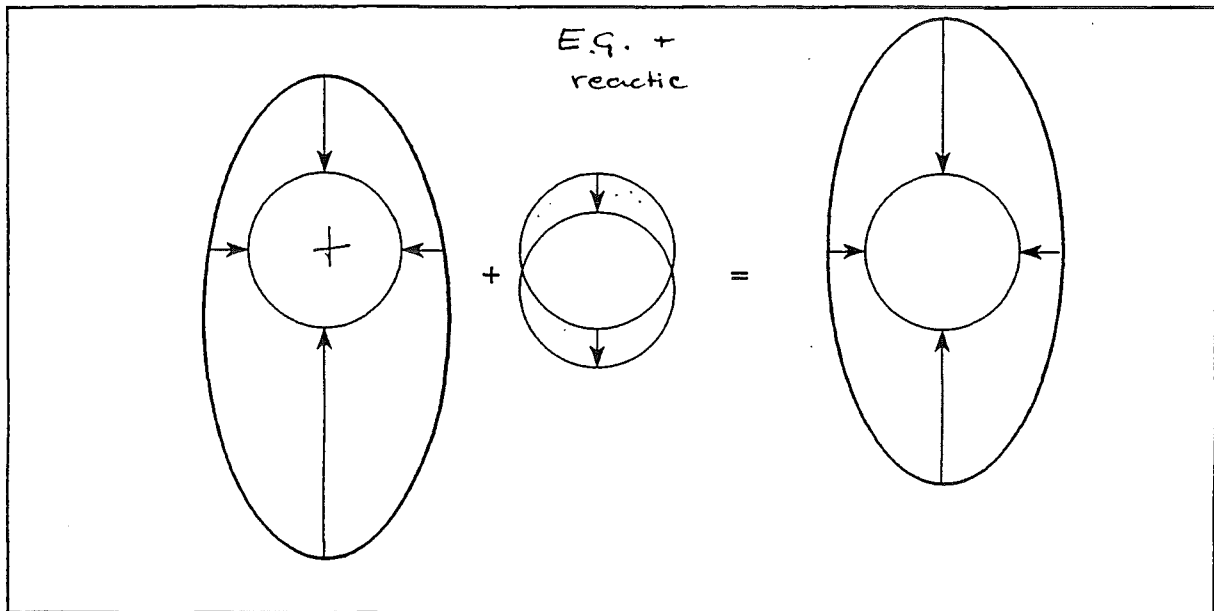
De totale oplossing van deze differentiaalvergelijking is:

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

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 8.3 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:

$$q_r = q_0 + q_2 \cdot \cos 2\theta \quad (8.8)$$

met

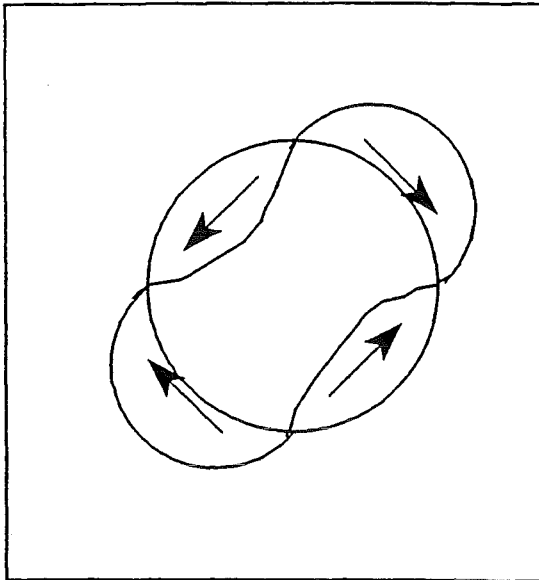
$$q_0 = -\frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h)$$

$$q_2 = -\frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h)$$
(8.9)

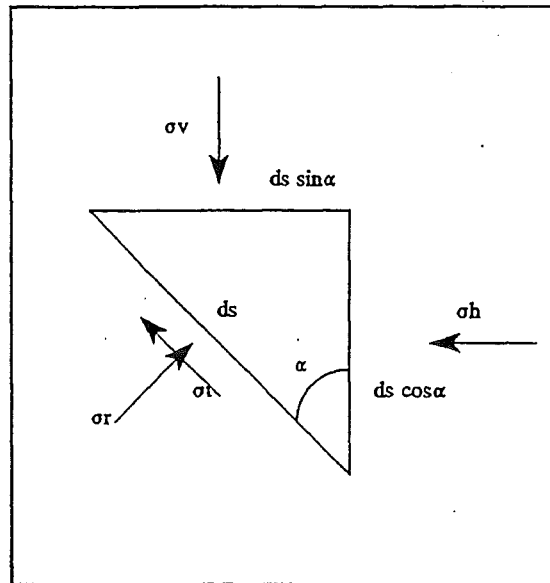
waarin,

σ_v de verticale grondspanning ter hoogte van de tunnelas is en
 σ_h de horizontale grondspanning ter hoogte van de tunnelas is.

De initiële schuifspanning langs de tunnel heeft de volgende vorm als in figuur 8.4:



Figuur 8.4 Initiële schuifspanning



Figuur 8.5 Krachtenevenwicht op een vlakje

De radiale spanning en de schuifspanning op een vlakje zijn in figuur 8.5 getekend. Er moet evenwicht zijn in radiale en in tangentiële richting.

Het krachtenevenwicht in tangentiële richting is:

$$q_t = \sin\alpha \, ds \cos\alpha \, \sigma_v - \sin\alpha \, ds \cos\alpha \, \sigma_h \quad (8.10)$$

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

$$q_m = \frac{1}{2}(\sigma_v - \sigma_h) = -q_2 \quad (8.11)$$

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:

$$q_1 = -q_2 \sin 2\theta \quad = \quad (8.12)$$

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

$$N = -\frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \cdot R + \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R \cdot \cos 2\theta \quad (8.13)$$

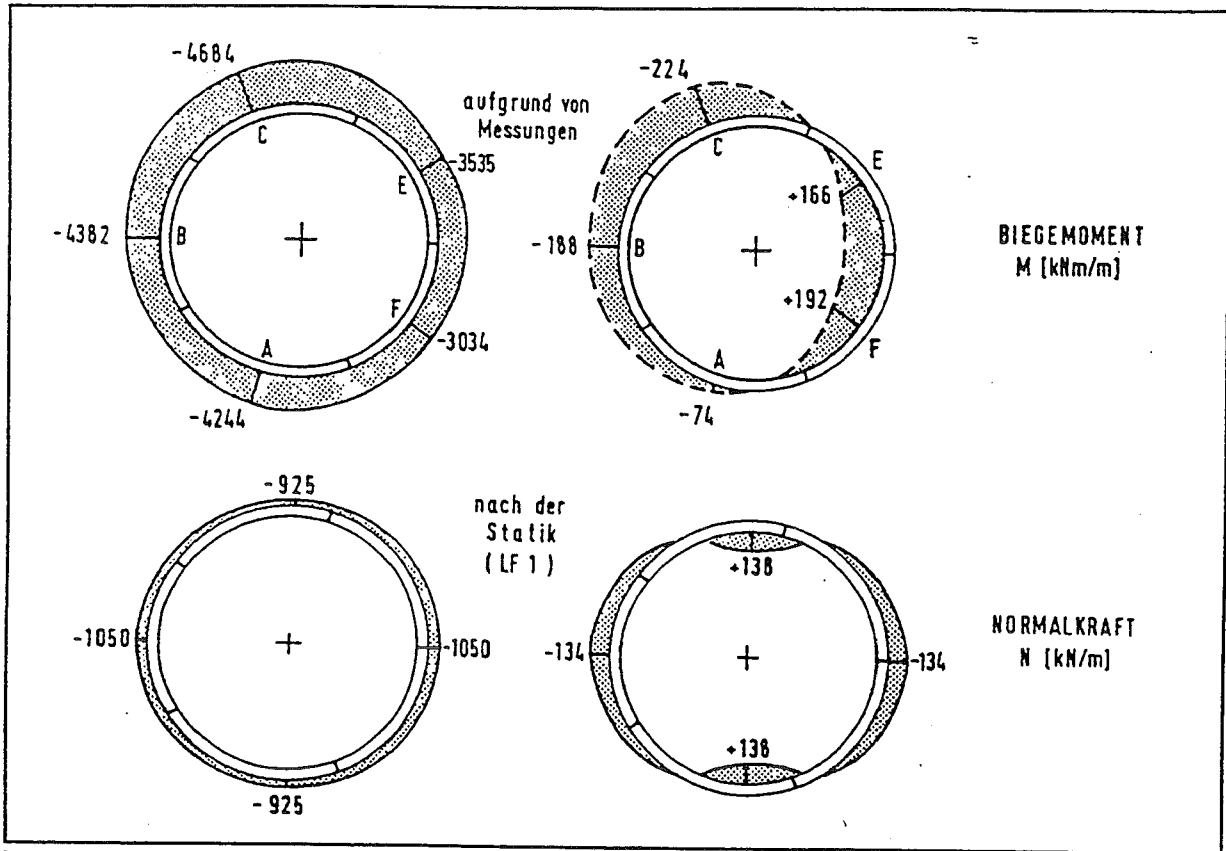
De belastingen ingevuld in de vergelijking voor M geeft:

$$M = -\frac{1}{4} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R^2 \cdot \cos 2\theta \quad (8.14)$$

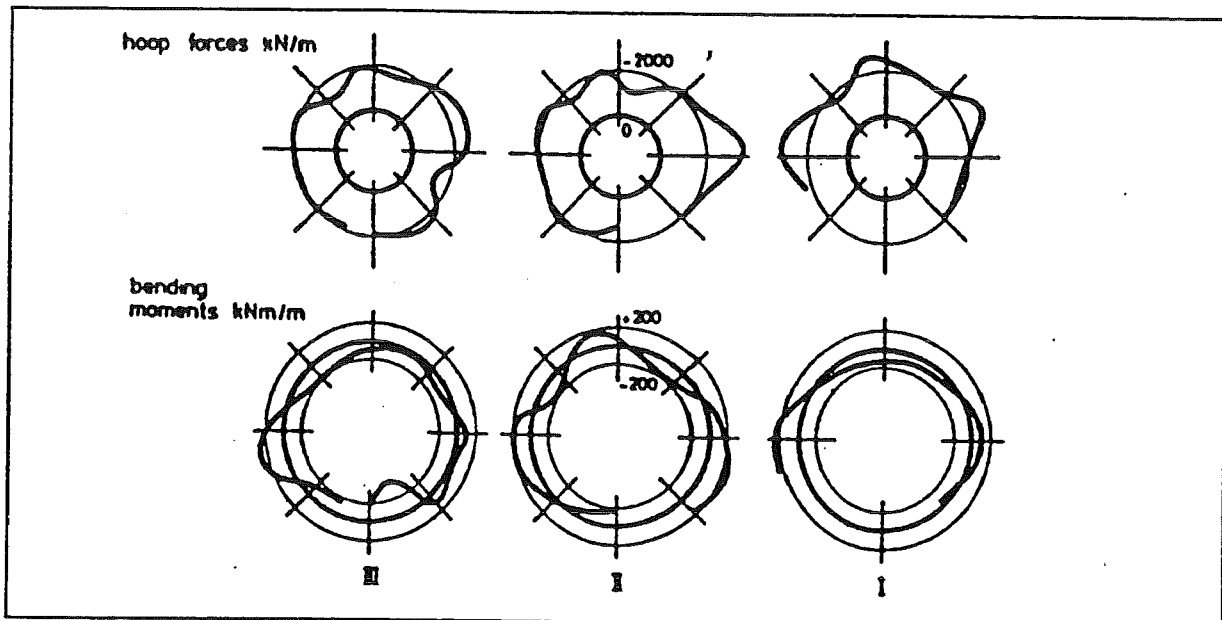
De figuren 8.6 en 8.7 laten twee voorbeelden zien, waarin de gemeten normaalkrachten en momenten niet zo lopen als voorspeld. Blijkbaar hebben tweede orde effecten, onregelmatigheden in de grond en het plaatsen en grouten van de segmenten een grote invloed op de spanningsverdeling. Uit de figuren blijkt 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:

$$N = -\frac{1}{2} (\sigma_v + \sigma_h) \cdot R + \frac{1}{2} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R \cdot \cos 2\theta - \frac{1}{5} \cdot q_6 \cdot R \cdot \cos 6\theta$$

$$M = -\frac{1}{4} (\sigma_v - \sigma_h) \cdot R^2 \cdot \cos 2\theta + \frac{1}{30} \cdot q_6 \cdot R^2 \cdot \cos 6\theta \quad (8.16)$$



Figuur 8.6 Vergelijking gemeten (boven) en berekende (onder) krachtsverdeling lit[33]



Figuur 8.7 Gemeten krachten in de lining bij de Elbe tunnel in Hamburg

Bouma (lit[31]) heeft ook voor de verplaatsingen differentiaalvergelijkingen opgesteld. De differentiaalvergelijking voor de radiale verplaatsing w is:

$$\frac{d^2w}{d\theta^2} + w = - \frac{M.R^2}{E.I} \quad (8.17)$$

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 $n \geq 2$ wordt hiermee:

$$w = \frac{n+1}{n(n^2-1)^2} \cdot \frac{q_n \cdot R^4}{E.I} \cdot \cos n\theta \quad (8.18)$$

Voor $n=0$ geldt:

$$w = \frac{q_0 \cdot R^2}{E.A} \quad (8.19)$$

waarin EA de rekstijfheid in omtreksrichting is.

Invullen van $n=6$, levert een ^{relatief} verwaarloosbaar aandeel van de belasting q_6 op de radiale verplaatsing. Deze belasting wordt dan ook niet meegenomen bij het bepalen van de radiale verplaatsing.

De belastingen ingevuld in de uitdrukking voor w , geeft een radiale verplaatsing van:

$$w = - \frac{1}{12} \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{E.I} \cdot R^4 \cdot \cos 2\theta + \frac{q_0 \cdot R^2}{E.A} \quad (8.20)$$

De differentiaalvergelijking voor de tangentiële verplaatsing v is (lit[31]):

$$\frac{dv}{d\theta} = -w \quad (8.21)$$

De uitdrukking voor de tangentiële verplaatsing wordt:

$$v = -\frac{1}{n} \cdot \frac{q_n \cdot R^4}{E.I} \cdot \frac{n+1}{n(n^2-1)^2} \cdot \sin n\theta \quad (8.22)$$

- Invullen van $n=6$, levert 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 :

$$v = -\frac{1}{24} \cdot \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{E.I} \cdot R^4 \sin 2\theta \quad (8.23)$$

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:

$$\sigma_{vm} = (H_{1dr} - d) \cdot \gamma_{1dr} + (H_{1nat} + d) \cdot \gamma_{1nat} + H_2 \cdot \gamma_2 + (H_3 + R) \cdot \gamma_3 \quad (8.24)$$

De totale horizontale gronddruk voor dezelfde sectie wordt:

$$\sigma_{vh} = [(H_{1dr} - d) \cdot \gamma_{1dr} + (H_{1nat} + d) \cdot (\gamma_{1nat} - \gamma_w) + H_2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) + (H_3 + R) \cdot (\gamma_3 - \gamma_w)] \cdot K_0 + (H_{1nat} + H_2 + H_3 + R) \cdot \gamma_w \quad (8.25)$$

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

$$\sigma_{vm} = H_1 \cdot \gamma_{1nat} + H_2 \cdot \gamma_{2nat} + (H_3 + R) \cdot \gamma_{3nat} + (H_w + d) \cdot \gamma_w \quad (8.26)$$

waarin H_w de waterstand boven de grond is.

De totale horizontale gronddruk voor deze sectie is:

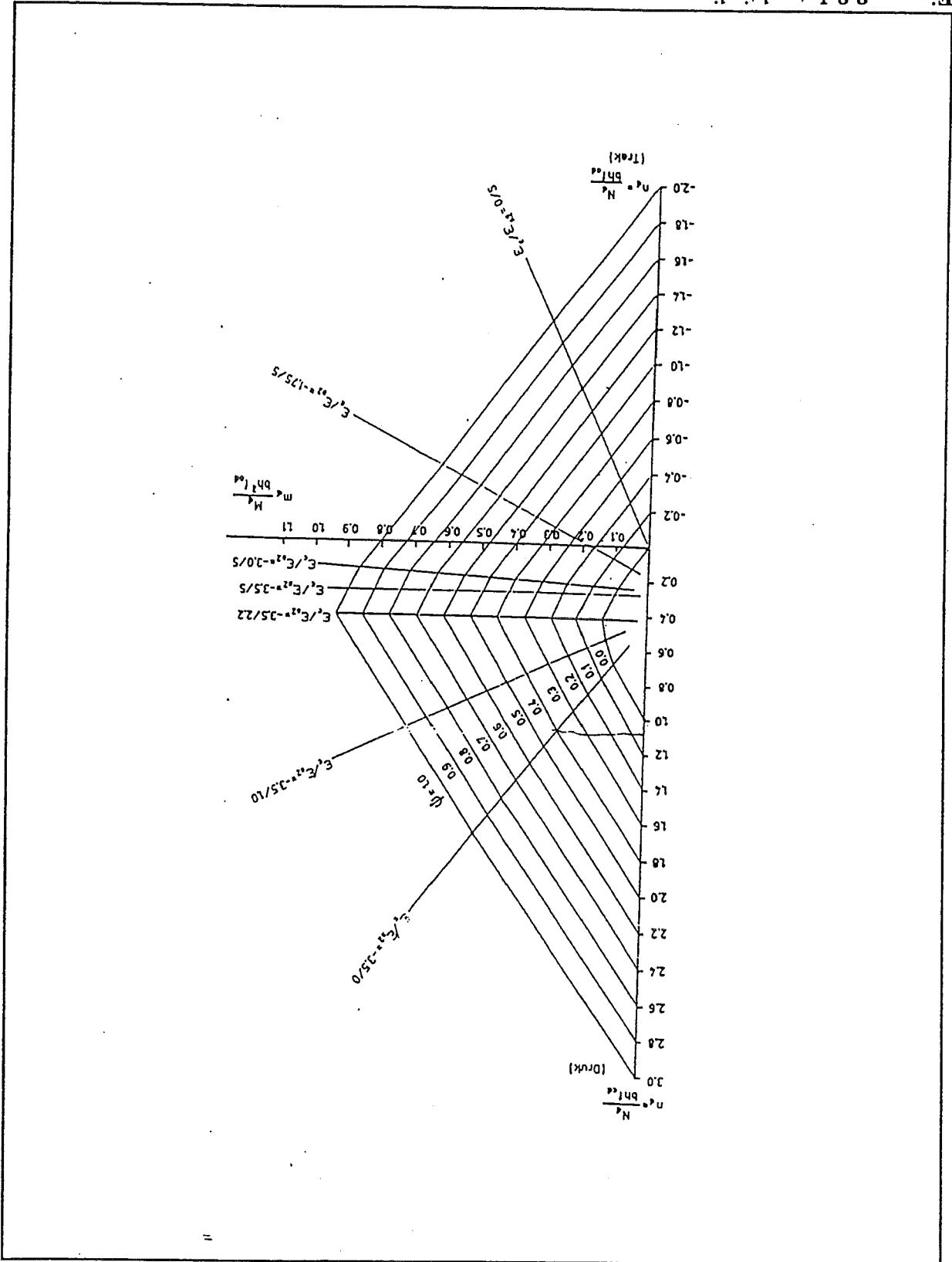
$$\begin{aligned} \sigma_{vh} = & [H_1 \cdot (\gamma_{1nat} - \gamma_w) + H_2 \cdot (\gamma_2 - \gamma_w) + \\ & (H_3 + R) \cdot (\gamma_3 - \gamma_w)] \cdot K_0 + (H_w + d + H_1 + H_2 + H_3 + R) \cdot \gamma_w \end{aligned} \quad (8.27)$$

De totale belasting op de tunnel is nu geschematiseerd.

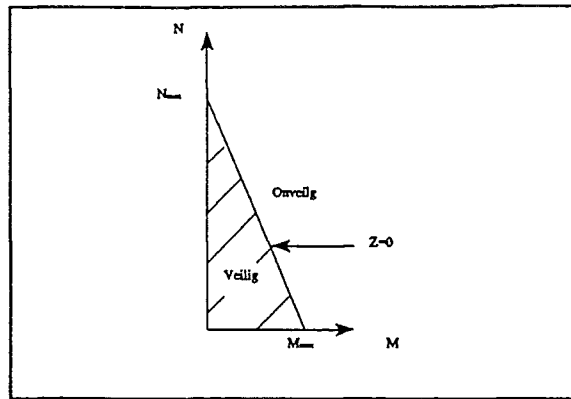
8.3.2 Sterktedeel

Bij een bepaalde combinatie van normaalkracht en moment zal de tunnelwand bezwijken. Verschillende combinaties van normaalkracht en moment worden gegeven in figuur 8.8. 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.

De lijn, die de opneembare combinatie van normaalkracht en moment voor de 2^e Heinenoordtunnel 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 8.9).



Figuur 8.8 Interactie diagram



Figuur 8.9 Betrouwbaarheidsfunctie Z

De Z-functie ziet er als volgt uit:

$$Z = N_{\max} - \frac{N_{\max}}{M_{\max}} \cdot M - N \quad (8.28)$$

waarin

M_{\max} het maximaal opneembare moment is, als N minimaal zou zijn,

N_{\max} de maximaal opneembare normaalkracht is, als M 0 zou zijn,

M het moment is, dat de tunnel moet opnemen,

N de normaalkracht is, die op de tunnel staat.

Het moment M en de normaalkracht N worden voorgesteld door de formules uit de vorige paragraaf.

Er wordt een doorsnede van de tunnelwand in lengterichting van 1 meter bekeken. De wapening in dit deel is gelijk genomen aan de wapening zoals in het voorlopig ontwerp van de 2^e Heinenoordtunnel.

Het getal Ψ in figuur 8.8 is gelijk aan:

$$\Psi = \omega \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (8.29)$$

waarin

ω het wapeningspercentage is,

f_{yd} de rekenwaarde van de treksterkte van het wapeningsstaal is,

f_{cd} de rekenwaarde van de druksterkte van het beton is.

De rekenwaarde van een getal betekent dat het getal met een veiligheidsfactor vermenigvuldigd is. Voor het bepalen van het getal Ψ in dit geval, wordt voor de karakteristieke waarde van de variabelen gekozen. De veiligheid is immers opgelegd door de toelaatbare faalkans van het mechanisme. Het gebruiken van de rekenwaarden zou dan een dubbele veiligheid betekenen.

De segmenten in het voorlopig ontwerp van de 2^e Heinenoordtunnel zijn van beton B45 en wapeningsstaal FeB 500 gemaakt. De wapening bestaat uit 13 staven $\varnothing 10$ per zijde van een segment. Per zijde van een segment is dat 10.2 cm². Eén segment is 1.5 meter lang. Per meter tunnel wordt de oppervlakte van het wapeningsstaal 6.8 cm². De oppervlakte van een doorsnede van de tunnel is (1.00 * 0.35 =) 0.35 m². In het geval van de 2^e Heinenoordtunnel wordt Ψ 0.02. De bijbehorende waarden van N_{\max} en M_{\max} zijn:

$$N_{\max} = \frac{n_d \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{b} = 15750 \frac{KN}{m} \quad (8.30)$$

$$M_{\max} = \frac{m_d \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}{b} = 717 \frac{KNm}{m} \quad (8.31)$$

Deze waarden worden als deterministische waarden ingevoerd in de betrouwbaarheidsfunctie Z. Het model zoals ingevoerd in het computerprogramma staat in bijlage D1.

8.3.3 Ingevoerde stochasten

Het model voor het mechanisme wand te zwak bevat diverse variabelen. Elke variabele kan worden ingevoerd als stochast of als deterministische waarde. Zoals in de vorige paragraaf al gezegd is, worden de waarden voor M_{\max} en N_{\max} als deterministische

16 Sneede keruchten en spanningen in de wand

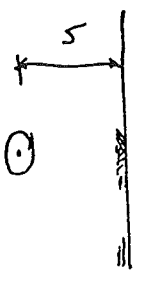
Men vereenvoudigt de grondbelastingen als tot

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

$$q_t = -q_2 \sin 2\theta \quad \text{tangentieel}$$

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

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



D.g.g.o.:
d = 8.2 m.

geheel waarde in kN/m

$$\sigma_h = 100 + 200 = 300$$

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

$$q_0 = \frac{400 + 300}{2} = 350$$

$$q_2 = \frac{400 - 300}{2} = 50$$

$$\sigma_h = k_0 (\sigma_{gr} - k_w) h + k_w h$$

$$\sigma_v = (\sigma_{gr} - k_w) h + k_w h$$

$$q_0 = -\frac{1+k_0}{2} (\sigma_{gr} - k_w) h + k_w h$$

$$q_2 = -\frac{1-k_0}{2} (\sigma_{gr} - k_w) h$$

De Fourier reksen voor de radiale en de tangentiële belastingen zijn:

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

$$q_t(\theta) = -q_2 \sin 2\theta$$

Oplissing van de D.V. (zie Bouwal) geeft:

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

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

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

De straal van de constructie -kerfing bedraagt $R = 4.30 \text{ m}$.

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

$$D(\theta) = +215 \cdot \sin 2\theta \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$M(\theta) = -462 \cdot \cos 2\theta \quad \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Deze sneede kerchten moeten in een beton-kerfing worden gebruikt.

Ter informatie worden de spanningen in een homogene wand berekend.

$$\sigma(\theta) = \frac{N(\theta)}{d} + \frac{6 H(\theta)}{d^2} \quad \sigma\left(\frac{\pi}{2}\right)_{\min} = 13,1 \text{ MPa}$$

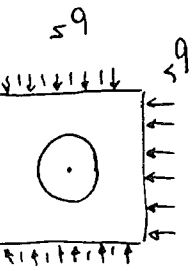
$$\sigma(\theta) = \frac{N(\theta)}{d} + \frac{6 H(\theta)}{d^2} \quad \sigma\left(\frac{\pi}{2}\right)_{\max} = 21,6 \text{ MPa}$$

Deze spanningen zijn niet bijzonder hoog.

In bovenstaande berekening is de interactie tussen de wand en de omringelende grond verwaarloosd.

De ringvormige tunnel zal o.v.v. van de gronddruk horizontaal ovaliseren. Daardoor wordt de horizontale gronddruk verhoogd.

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



De modellen leiden tot een voorige correctie factoren

$$\alpha = \frac{E_g \cdot R^3}{E \cdot I} = \frac{75 \cdot 4 \cdot 3^3}{30000 \cdot 5,3 \cdot 10^{-3}} = 39$$

$$\beta = \frac{E_g \cdot R}{E \cdot A} = \frac{75 \cdot 4 \cdot 3}{30000 \cdot 0,4} = 0,025$$

- E_g elasticiteitsmodulus grond (zie g8)
- R straal constructieve hartlijn
- E elasticiteitsmodulus wand
- A oppervlak doorsnede wand
- I traagheidsmoment wand

De correctie factoren zijn

$$\text{corr}_H = \frac{1}{1 + 0,342\alpha} \quad (= 0,246)$$

$$\text{corr}_N = \frac{2}{2 + 1,54\beta} \quad (= 0,98)$$

$$\text{corr}_N = \frac{2(1 + 0,064\alpha)}{2 + 0,171\alpha} \quad (= 0,81)$$

Met name de reductie van het moment is aanmerkelijk alhoewel voorzichtigheidsfactor de E van ongeschuurd beton is ingevoerd.

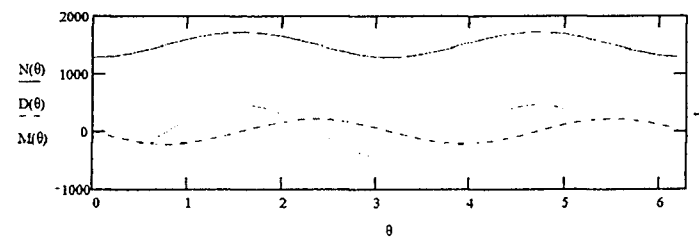
R = 4.5 h = 20 $\gamma_{ng} = 20$ $\gamma_w = 10$ $\gamma_b = 24$
 r = 0.91 · R r = 4.1 $\downarrow = 30$ gr

De straal van de constructie-hartlijn is : $r_c = \frac{R+r}{2}$ $r_c = 4.3$
 De dikte van de wand bedraagt : $d = R - r$ $d = 0.4$
 Coefficient van neutrale gronddruk $K_0 = 1 - \sin(\phi)$ $K_0 = 0.5$

De verticale en horizontale gronddrukken zijn:
 $\sigma_v := (\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot h + \gamma_w \cdot h$ $\sigma_v = 400$
 $\sigma_h := K_0 \cdot [(\gamma_{ng} - \gamma_w) \cdot h] + \gamma_w \cdot h$ $\sigma_h = 300$

De Fourier-componenten voor de verdere analyse bedragen :
 $q_0 := -\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}$ $q_0 = -350$
 $q_2 := -\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}$ $q_2 = -50$

De snedekrachten in de tunnelring zijn in kN/m en kNm/m :
 $N(\theta) := -q_0 \cdot r_c + q_2 \cdot r_c \cdot \cos(2 \cdot \theta)$ $N(0) = 1289.25$ $N\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1719$
 $D(\theta) := q_2 \cdot r_c \cdot \sin(2 \cdot \theta)$ $D(0) = 0$ $D\left(\frac{\pi}{4}\right) = -214.9$
 $M(\theta) := 0.5 \cdot q_2 \cdot r_c^2 \cdot \cos(2 \cdot \theta)$ $M(0) = -461.7$ $M\left(\frac{\pi}{2}\right) = 461.7$
 $\theta = 0, 0.1 \dots 2 \cdot \pi$



De buigspanningen in de wand (b = 1 m) voor homogeen materiaal:
 $\sigma_{max}(\theta) = \frac{N(\theta)}{d} + \frac{6 \cdot M(\theta)}{d^2}$ $\sigma_{max}\left(\frac{\pi}{2}\right) = 2.11 \cdot 10^4$ [kN/m²]
 $\sigma_{min}(\theta) = \frac{N(\theta)}{d} - \frac{6 \cdot M(\theta)}{d^2}$ $\sigma_{min}\left(\frac{\pi}{2}\right) = -1.26 \cdot 10^4$ [kN/m²]

In feite moet hier een betonberekening worden gemaakt !

De uitdrukkingen voor de gereduceerde normaalwachten en momenten worden:

$$N(\theta) = -\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2 + 1.54 \beta} + \frac{1 + 0.064 \alpha}{2 + 0.171 \alpha} \cdot \frac{\sigma_v - \sigma_h}{\cos 2\theta} \cdot R$$

$$M(\theta) = -\frac{\sigma_v + \sigma_h}{4 + 0.342 \alpha} \cdot R^2 \cos 2\theta$$

De maximale snedekrachten bedragen nu

$$N_{max} = 1650 \frac{kN}{m'} \quad \left(\theta = \frac{\pi}{2}\right)$$

$$M_{max} = 114 \frac{kNm}{m'} \quad \left(\theta = \frac{\pi}{2}\right)$$

De buigspanningen zijn nu nog maar:

$$\sigma_{max} = 8.2 \text{ MPa} \quad \left(\theta = \frac{\pi}{2}\right)$$

$$\sigma_{min} = -0.08 \text{ MPa} \quad \left(\theta = \frac{\pi}{2}\right)$$

De invloed van de eindige stijfheid van de wand op de snede-krachten wordt nu bezien

Door Curtiss en Duddeck zijn correctie-factoren afgeleid voor interactie tussen wand en grond

$$E_b = 30000 \text{ (ongescheurd beton)} \quad E_g = 75 \begin{array}{l} \text{(vast zand 125 Mpa)} \\ \text{(matig v. zand 75 Mpa)} \\ \text{(stijve klei 8 Mpa)} \\ \text{(veen 2 Mpa)} \end{array}$$

$$I_b = \frac{1}{12} \cdot d^3 \quad EI_b = E_b \cdot I_b$$

De hulp-factoren en hun getalswaarden zijn:

$$\alpha = \frac{E_g \cdot r \cdot c^3}{EI_b} \quad \beta = \frac{E_g \cdot r \cdot c}{E_b \cdot d} \quad \alpha = 35.843 \quad \beta = 0.027$$

De correctiefactoren en de getalswaarden zijn:

$$\text{corr}_M = \frac{4}{(4 + 0.342 \cdot \alpha)} \quad \text{corr}_M = 0.246$$

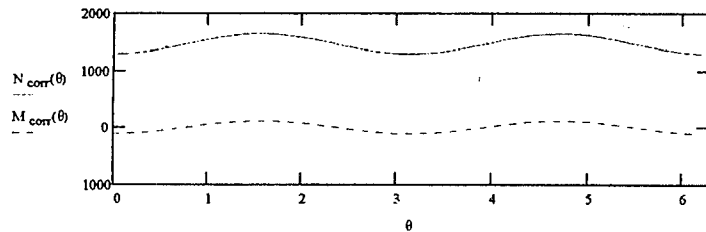
$$\text{corr}_{N0} = \frac{2}{(2 + 1.54 \cdot \beta)} \quad \text{corr}_{N0} = 0.98$$

$$\text{corr}_{Na} = \frac{2 \cdot (1 + 0.064 \cdot \alpha)}{2 + 0.171 \cdot \alpha} \quad \text{corr}_{Na} = 0.81$$

De door de grondreactie gereduceerde snedekrachten zijn:

$$N_{\text{corr}}(\theta) = -\text{corr}_{N0} \cdot q \cdot 0 \cdot r \cdot c + \text{corr}_{Na} \cdot q \cdot 2 \cdot r \cdot c \cdot \cos(2 \cdot \theta) \quad N_{\text{corr}}(0) = 1299.88 \quad N_{\text{corr}}\left(\frac{\pi}{2}\right) = 1648.2$$

$$M_{\text{corr}}(\theta) = \text{corr}_M \cdot M(\theta) \quad M_{\text{corr}}(0) = -113.6 \quad M_{\text{corr}}\left(\frac{\pi}{2}\right) = 113.6$$



De buigspanningen in de wand ($b = 1 \text{ m}$) voor homogeen materiaal zijn nu :

$$\sigma_{\text{max}}(\theta) = \frac{N_{\text{corr}}(\theta)}{d} + \frac{6 \cdot M_{\text{corr}}(\theta)}{d^2} \quad \sigma_{\text{max}}\left(\frac{\pi}{2}\right) = 8.2 \cdot 10^3 \quad [\text{kN/m}^2]$$

$$\sigma_{\text{min}}(\theta) = \frac{N_{\text{corr}}(\theta)}{d} - \frac{6 \cdot M_{\text{corr}}(\theta)}{d^2} \quad \sigma_{\text{min}}\left(\frac{\pi}{2}\right) = -85.7 \quad [\text{kN/m}^2]$$

De reductie door de zijdelings steun van de grond is aanmerkelijk.

11.

Tunnel technologie

ontwikkeling van nieuwe tunnelvormen in Japan

inleiding

Tot nu toe zijn vrijwel alle geboorde tunnels rond. Het is echter waarschijnlijk dat in de toekomst meer tunnels met andere vormen geboord zullen gaan worden.

Hieronder wordt een beknopt overzicht gegeven van de huidige ontwikkelingen op dit gebied.

De nieuwste ontwikkelingen op dit gebied komen uit Japan. Vanwege het steeds groter wordende ruimtegebrek ontwikkelt men tunnels die beter aansluiten bij ruimte die werkelijk benodigd is. Bovendien kunnen niet ronde tunnels onder bepaalde omstandigheden de goedkoopste oplossing zijn.

In Japan is men continu bezig bestaande technieken verder te ontwikkelen en te perfectioneren. Ook wordt van tijd tot tijd iets uitgevoerd wat echt nieuw is, maar hierbij wordt meestal grotendeels van reeds beproefde technieken gebruik gemaakt.

Japan is op het gebied van tunnels een typisch "Development" land en niet een "Research" land: ontwikkeling vind plaats door bestaande technieken stapje voor stapje uit te breiden en niet door totaal nieuwe technieken toe te passen, ook niet na gedegen onderzoek.

De Japanse aannemerij heeft de mogelijkheid om op deze wijze te ontwikkelen vanwege het enorme aantal tunnels dat geboord wordt: per jaar worden in Japan ongeveer 200 tunnels geboord.

Publicaties over tunnels in Japan worden vooral gemaakt over grote doorsneden en nieuwe technologieën, waardoor het lijkt alsof alleen maar spectaculaire projecten worden uitgevoerd. Het merendeel van de tunnels (ongeveer 80%) dat geboord wordt, wordt gevormd door watertunnels met een geringe diameter (tot 5 meter) die geboord worden met behulp van een Earth Pressure Balance Shield (EPB schild), waarbij schuim wordt toegevoegd om het boorproces beter te kunnen beheersen. Dit is de goedkoopste manier waarop geboord kan worden, en vanwege het toevoegen van het schuim kan het onder zeer uiteenlopende omstandigheden toegepast worden.

65% van de tunnels in Japan zijn watertunnels, ongeveer 35% wordt gebruikt andere doeleinden. Tunnels voor wegen en spoorlijnen maken slechts ongeveer 10% van de tunnels uit. (Ook in Nederland wordt het grootste deel van de tunnels aangelegd als waterleiding.)

Watertunnels moeten vanwege de doorstroming van het water een gladde binnenkant hebben en krijgen hierdoor vrijwel altijd een 2^e lining. Dat het merendeel van de tunnels in Japan gebouwd wordt met een tweede lining is dus logisch.

Verkeerstunnels en treintunnel worden vaak zonder tweede lining gebouwd: hiervoor is een gladde lining niet vereist.

Vanuit de gangbare cirkelvormige doorsnede zijn andere tunneldoorsneden ontwikkeld.

Dit is gedaan omdat die tunnelvormen beter de ruimte bieden die benodigd is (dus minder overbodige ontgraving) of omdat andere randvoorwaarden dat noodzakelijk maken (bijvoorbeeld de beschikbare ruimte op het maaiveld).

Een aantal niet cirkelvormige tunnels is gebouwd om vervolgens beter te kunnen beoordelen of

dergelijke tunnelvormen interessant zijn voor verder gebruik, en zo ja, onder welke omstandigheden. Bij het "uitproberen" van een nieuwe tunneldoorsnede maakt men hoofdzakelijk gebruik van bestaande technieken: het maken van een nieuwe tunneldoorsnede wordt hierdoor gereduceerd tot een kleine stap

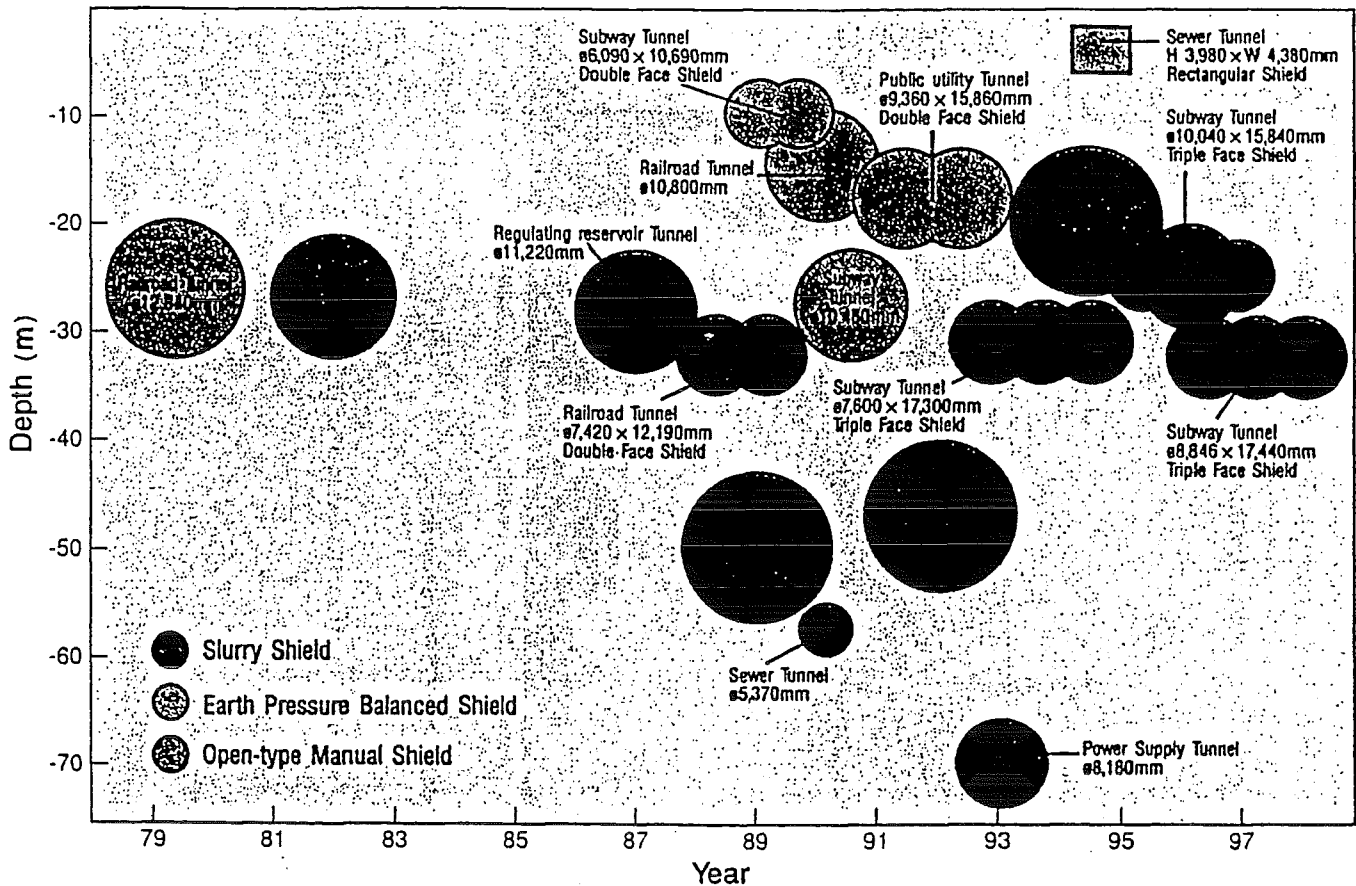


Fig. 1 Overzicht van de ontwikkelingen

in de technologische ontwikkeling, met weinig risico's.

In de figuur zijn de ontwikkelingen van de laatste jaren weergegeven. Zoals is te zien zijn de laatste jaren tunnels gemaakt tot grote diepte en met afwijkende vormen.

De licht gekleurde tunnels zijn met EPB schilden geboord, de donker gekleurde met slurry schilden. Van de tunnels die in de figuur zijn weergegeven is een onevenredig groot deel geboord met slurry schilden. Dit komt doordat de ontwikkeling van slurry schilden enige jaren voor ligt op de ontwikkeling van EPB schilden, waardoor een groot deel van de baanbrekende projecten met slurry schilden wordt uitgevoerd.

Achtereenvolgens worden besproken:

- 1 cirkelvormig schild
- 2 cirkelvormig schild met een draaibare boorkop
- 3 cirkelvormig schild vanuit een grotere tunnel
- 4 cirkelvormige schilden aan elkaar koppelen
- 5 twee overlappende schilden (DOT en VF schilden)
- 6 twee gekoppelde schilden (V&H schild)
- 7 drie overlappende schilden
- 8 verschillende doorsneden met meerdere boorkoppen
- 9 BOX schild
- 10 Flexible schild
- 11 "schraper" schild (DPLEX shield)

Als laatste worden enkele mogelijke toekomstige ontwikkelingen beschreven.

1 cirkel vormig schild

Nieuwe ontwikkelingen volgen elkaar in snel tempo op. Men breidt het toepassingsgebied uit en perfectioneert onderdelen van het boorproces.

Enkele van de ontwikkelingen zijn:

- grotere diameters (momenteel tot 14,14 meter)
- volledig geautomatiseerd segment transport en segment plaatsing
- volledig geautomatiseerde sturing
- volledig geautomatiseerde drukbeheersing
- andere verbindingen tussen de segmenten
- nieuwe grondafvoer systemen
- nieuwe waterafsluitende strips
- het toevoegen van specifieke additieven

Hierdoor kan geboord worden onder meer omstandigheden, met minder storingen, minder personeel, sneller, vlak langs bebouwing, etc. Dit resulteert in een goedkoper boorproces.

In de toekomst zullen deze ontwikkelingen doorgaan. Hierdoor zullen steeds moeilijkere projecten geboord kunnen worden en er zal steeds sneller en goedkoper geboord gaan worden.

2 cirkelvormig schild met een draaibare boorkop

Bij deze schilden kan de boorkop 90 graden gedraaid worden om een soort bolscharnier. Alleen de boorkop zelf (snijrad + mengkamer) wordt gedraaid, het stalen omhulsel draait niet mee, dit blijft achter. Zodra de boorkop gedraaid is wordt binnen een nieuw stalen omhulsel verder geboord.

De aandrijving van het schild draait mee en de vijzels zetten zich na het draaien af op het oude omhulsel.

Het belangrijkste voordeel dat deze schilden bieden is dat een schildmachine zowel de startschacht als de tunnel kan boren: de boorkop wordt onderin de startschacht gedraaid en kan horizontaal verder boren. Met dergelijke schilden kan een startschacht ook onder een helling gelegd worden, dit is met normale schachttechnieken moeilijk.

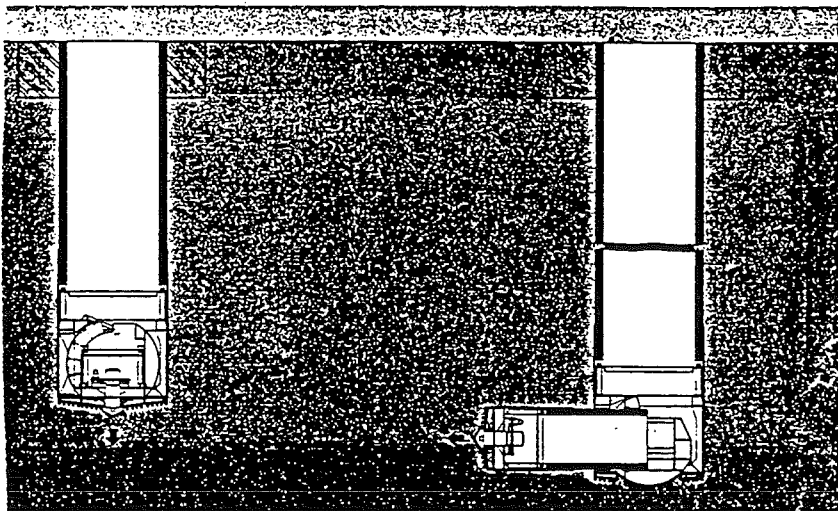


Fig.2 draaibare boorkop

Dit schild maakt het tevens mogelijk onder alle omstandigheden het stratenplan te volgen.

Een knik van 90 graden zal zich natuurlijk nooit in een tunnel bevinden voor verkeer of stromend water, dan zullen altijd bochten gemaakt moeten worden.

3 cirkelvormig schild vanuit een grotere tunnel

Bij deze schilden wordt een nieuwe tunnel geboord vanuit een bestaande tunnel. De buitendiameter van de nieuwe tunnel kan hierdoor nooit groter zijn dan de binnen diameter van de tunnel waaruit gestart wordt.

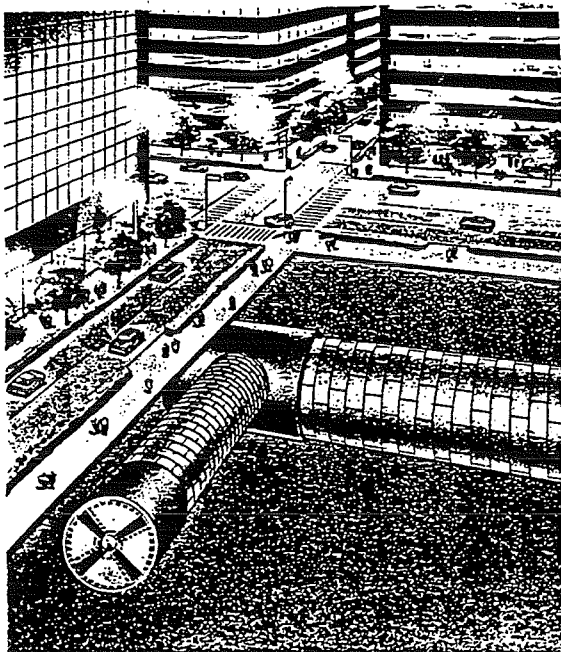


Fig.3 boren vanuit een andere tunnel (hier door het omhulsel van het schild)

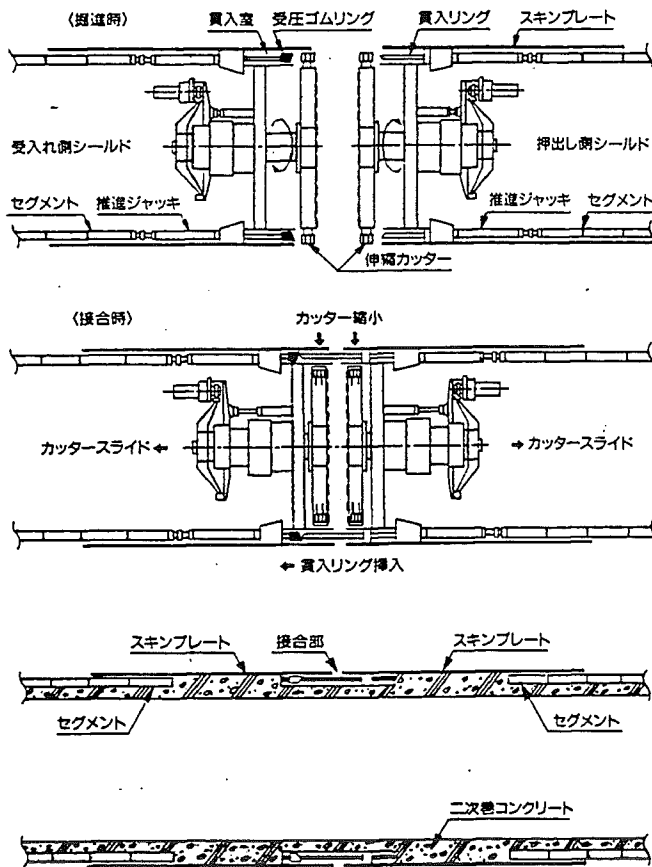
maken zonder dat een schacht nodig is. Een andere toepassing kan zijn het aanleggen van verbindingstunnels.

Het is mogelijk (en in Japan ook reeds uitgevoerd) om met één TBM beide tunnels te boren. De boorkop wordt hiervoor een stuk teruggetrokken en gedraaid. Om de boorkop te kunnen terugtrekken is het nodig dat de snijwielen (waarop de snijtanden zitten) een stuk ingetrokken worden, anders kan de boorkop onmogelijk door de gemaakte tunnel heen (de diameter van de boorkop moet dus verkleind worden).

Op deze wijze wordt alleen het centrum van de boorkop voor beide tunnels gebruikt. De schildmantel kan toch niet voor beide tunnels gebruikt worden vanwege de verschillende diameters. De aandrijving van de boorkop wordt wel voor beide tunnels gebruikt en zal hierdoor tijdens het boren van de tweede tunnel een groter vermogen hebben dan nodig is.

Een dergelijke systeem kan bijvoorbeeld worden toegepast om een verdeelpunt van een riolering te maken.

4 cirkelvormige schilden aan elkaar koppelen.



Dit is niet een speciale tunnelvorm, maar het is een schild dat bepaalde werkzaamheden overbodig maakt.

Als twee boormachines naar elkaar toe boren (bij lange tunnels) is het afdichten van de plek waar de schilden elkaar ontmoeten moeilijk: de grond moet ter plekke bevroren of geïnjecteerd worden, en vervolgens kunnen de boorkoppen ontmanteld worden. Dit is gevaarlijk werk, het duurt lang en het is duur.

In Japan hebben ze hiervoor schilden ontwikkeld die onder de grond op mechanische wijze aan elkaar te koppelen zijn, het zogenaamde "mannelijke" en "vrouwelijke schild". In de figuur is het mannelijk schild het rechter schild.

Als de schilden elkaar ontmoeten kunnen de snijwielen van beide schilden een stuk naar binnen geschoven worden (naar het centrum van het boorfont toe), resulterend in een kleinere diameter van de snijwielen.

Vanuit het mannelijke schild wordt om de snijwielen heen een stalen ring naar voren geschoven. Dit is in de figuur aangegeven met de pijltjes die verticaal omlaag wijzen in het

tweede plaatje. De stalen ring bevindt zich tijdens het boren aan de binnenkant van het stalen omhulsel. De ring sluit op het vrouwelijk schild aan door middel van waterdichte strips.

Binnen dit stalen omhulsel worden de boorkoppen gedemonteerd. De stalen ring en de schildmantel blijven in de ter plekke gemaakte lining achter, zoals is te zien in het derde plaatje in de figuur.

Merk op dat het met deze methode onmogelijk is een gesloten boorfont toe te passen, zoals bij slurry schilden meestal het geval is (een gesloten boorfont kan niet kleiner gemaakt worden).

5 Twee overlappende schilden (DOT en VF schilden)

Deze schilden combineren twee overlappende cirkelvormige schilden tot één geheel. De cirkels overlappen ongeveer 0,25 D (D is de diameter van een enkele tunnel), waardoor de breedte van de schilden ongeveer 1,75 * de hoogte is.

De cirkels kunnen horizontaal of verticaal overlappen.

De schilden met twee overlappende schilden zijn DOT schilden en VF schilden. Tot nu toe is DOT het meest toegepast.

DOT staat voor "Double O-Tube" en bevat tevens de namen van de aannemers die het schild ontwikkeld hebben (Daiho, Obayashi, Taisei).

Bij DOT schilden staan beide boorkoppen op één lijn en er wordt gebruik gemaakt van één mengkamer. Omdat de cirkels overlappen moet van spaakwielen gebruik gemaakt worden. Hierdoor is een DOT schild altijd een EB schild. Beide boorkoppen moeten precies synchroon draaien omdat de spaken elkaar bij een afwijking van 5° al raken.

Bij VF schilden staan beide boorkoppen niet in één lijn, maar ongeveer een meter versprongen. Er wordt gebruik gemaakt van twee aparte mengkamers. Omdat de boorkoppen verspringen kan een gesloten front toegepast worden, waardoor een VF schild uitgevoerd kan worden als EPB

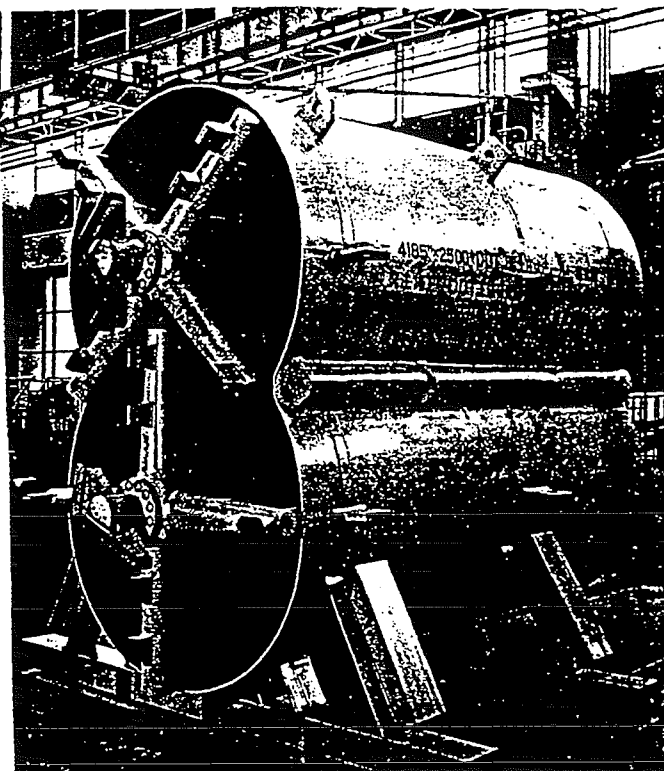


Fig.6 verticaal DOT schild

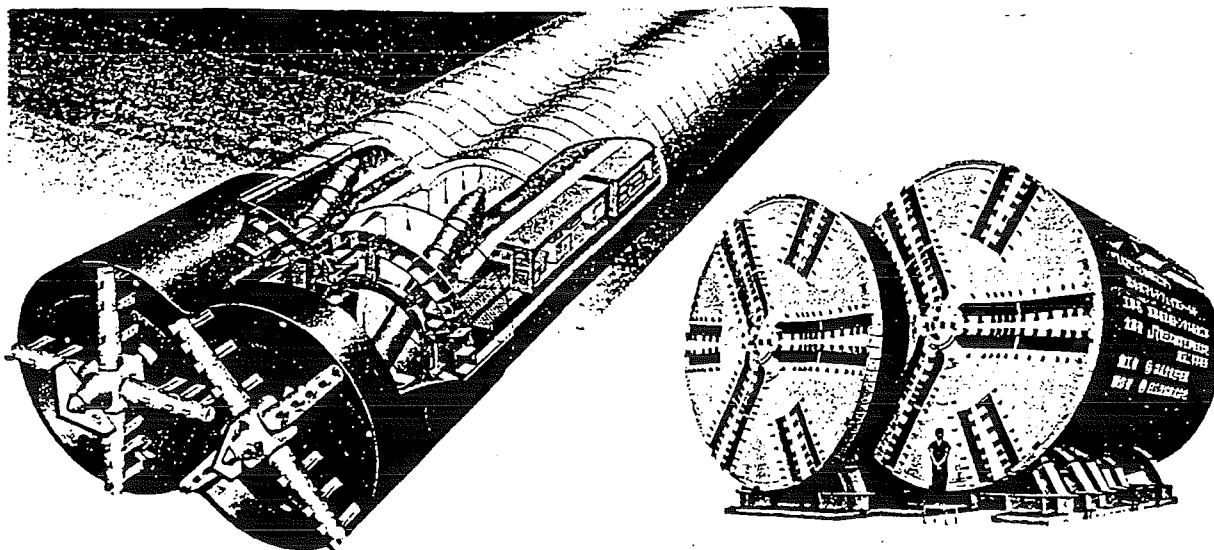


Fig.5 schilden met horizontale overlap links: DOT schild rechts: VF schild

schild of als slurry schild.

Een voordeel dat deze overlappende schilden bieden is een verminderd ruimtegebruik ten opzichte van twee kleine of één groot schild. Door het verminderde ruimtegebruik kan deze methode uitkomst bieden indien bijvoorbeeld tussen funderingen of tussen bebouwing door geboord moet worden.

Indien de cirkels horizontaal overlappen kan men een kleine dekking geboord worden en hoeven de schachten niet diep en niet breed te zijn.

Indien de cirkels verticaal overlappen kunnen nog smallere schachten gebruikt worden (bijvoorbeeld in een smalle straat) en kunnen scherpe bochten geboord worden. Indien met een verticaal schild geboord wordt, moet van diepe schachten gebruik gemaakt worden.

De lining van de tunnel kan niet geheel uit normale segmenten bestaan, zoals in de figuur is weergegeven. De hier weergegeven segmentring is samengesteld uit 8 normale segmenten (A), twee sluitstukken (B en C) en één kolom (D).

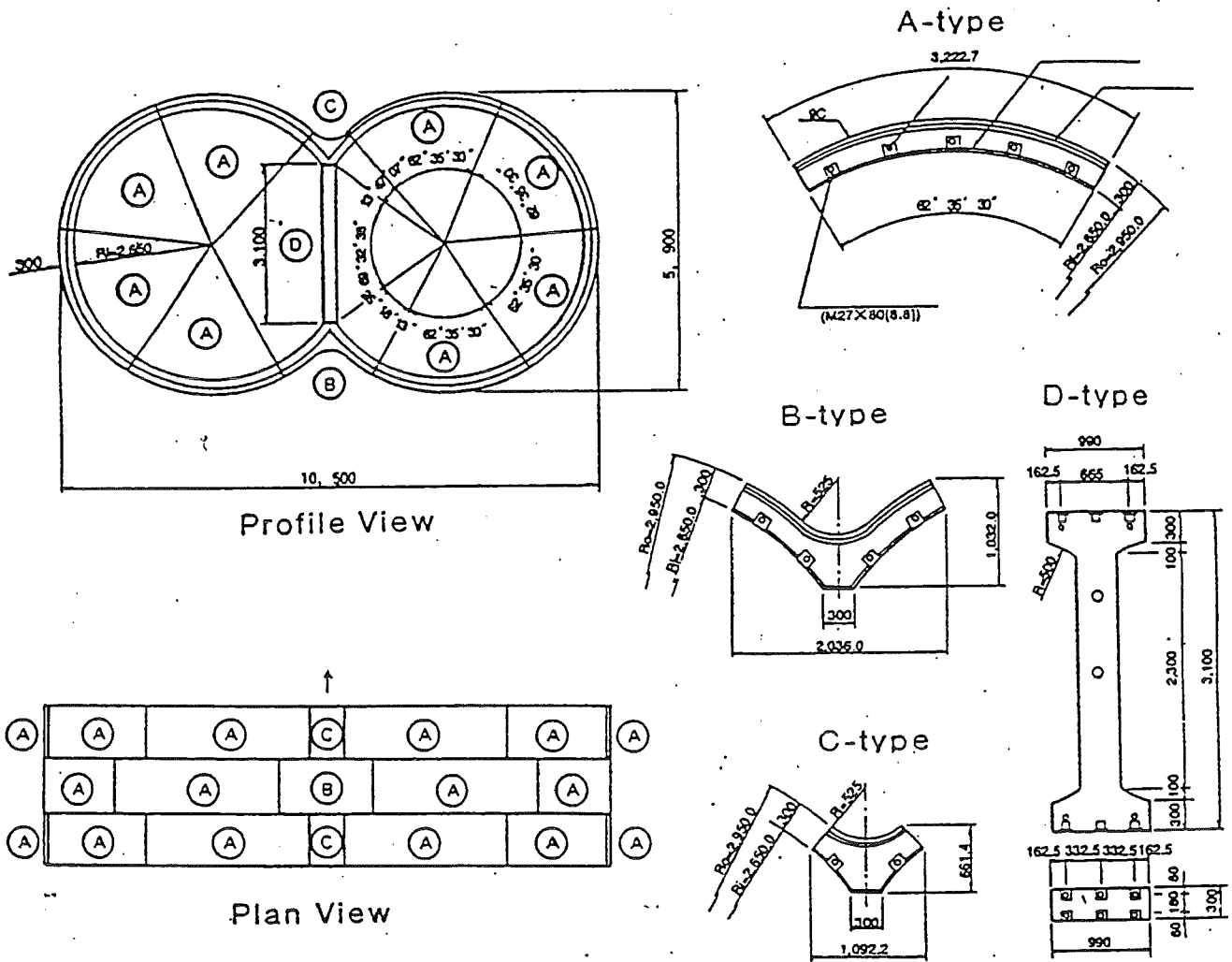


Fig.7 overzicht van de segmenten van een DOT tunnel

Zoals in de figuur is aangegeven in de "plan view" moeten de segmenten, net als bij cirkelvormige tunnels, per ring verspringen. Om dit te bereiken kunnen niet allemaal dezelfde sluitsegmenten toegepast worden. In de figuur is aangegeven dat er twee verschillende sluitsegmenten zijn. Deze sluitsegmenten worden afwisselend boven en onder geplaatst, zoals is te zien in de "plan view". Net als cirkelvormige tunnels is de afstand tussen de bouten overal gelijk. Doordat de sluitsegmenten (B en C) één bout van elkaar verschillen zullen alle segmenten steeds één bout verspringen.

Als gevolg van het ronddraaien van de boorkoppen kunnen schilden roteren in de grond (draaien om

de lengte as). Bij cirkelvormige tunnels is het geen probleem indien de lining enigszins gedraaid in de grond ligt.

Bij overlappende cirkels is het wel belangrijk dat de ringen rechtop worden gebouwd omdat anders de rij kolommen scheef komt te staan waardoor het plaatsen ervan problematisch kan zijn en er grote krachten zullen ontstaan in de kolommen. Bovendien is scheefstand van de kolommen heel duidelijk te zien.

Om deze draaiing van de segment ringen te voorkomen hebben DOT schilden speciale vijzels die het schild enkele graden om de lengteas kunnen draaien ten opzichte van de geplaatste segmenten. Hiermee wordt bereikt dat een eventuele (kleine) scheefstand van het schild geen gevolgen heeft voor de stand van de lining. De segmentringen kunnen dus rechtop worden gebouwd binnen een scheef staand schild. De scheefstand mag uiteraard niet te groot zijn: de maximale speling is de grootte van de staartspleet. Een eventuele scheefstand is te corrigeren door de spaakwielen de andere kant op te laten draaien of door het specifiek toevoegen van additieven aan het front.

6 twee gekoppelde schilden (H&V schild: Horizontal & Vertical schild)

Dit zijn twee zeer dicht op elkaar liggende, maar toch los staande tunnels die door twee TBM's (Tunnel Boring Machines) geboord worden die aan elkaar vast gekoppeld zijn. De TBM's kunnen EPB of slurry schilden zijn.

Beide tunnels kunnen om elkaar heen kunnen draaien, als een kurketrekker. Dit is met een DOT of een VF schild niet mogelijk, omdat de kolommen dan schuin komen te staan.

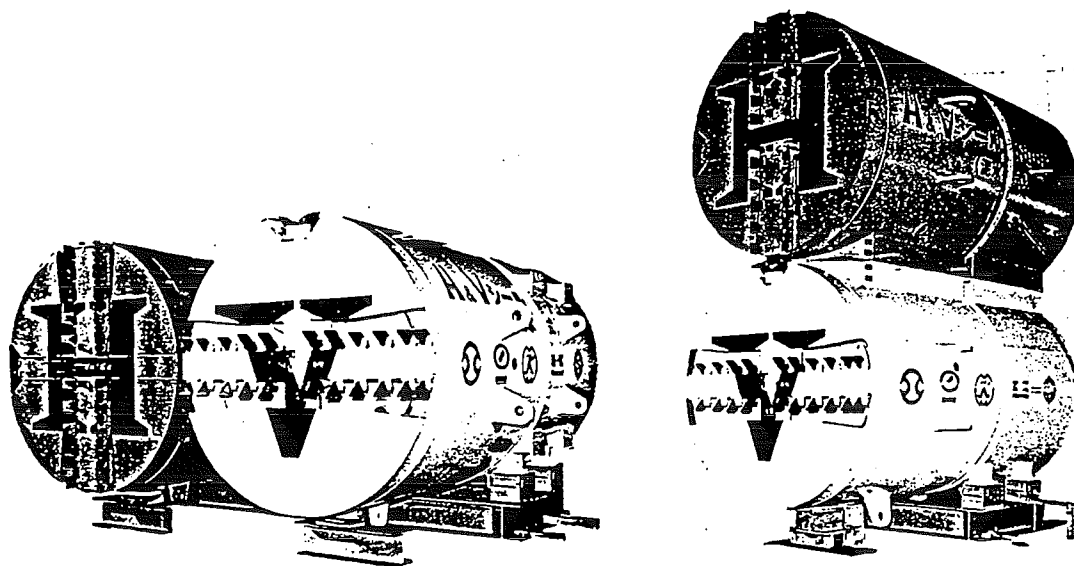


Fig.8 horizontaal en verticaal H&V schild

Twee tunnels als een kurketrekker bouwen kan onder bepaalde omstandigheden nuttig zijn, bijvoorbeeld om treinen van spoor te laten wisselen, om tussen bestaande bebouwing door te boren of indien andere randvoorwaarden de mogelijkheden beperken.

H&V tunnels worden horizontaal gelegd indien tussen kruisende tunnels door moet worden geboord of indien er een station is waar treinen op hetzelfde niveau aan moeten komen.

H&V tunnels worden verticaal gelegd indien bijvoorbeeld scherpe bochten gemaakt moeten worden of indien er slechts een kleine ruimte beschikbaar is als start- of eindschacht.

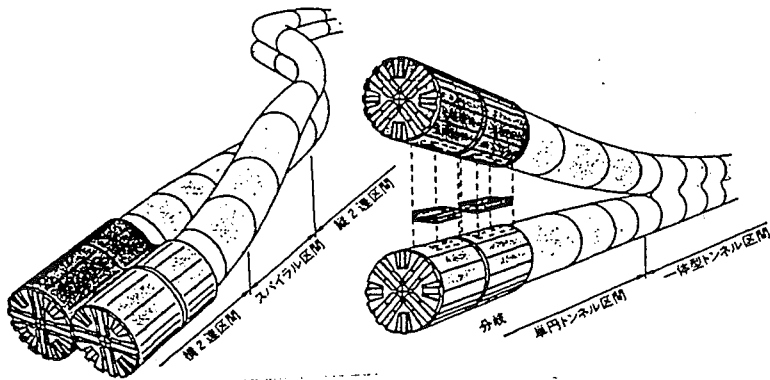


Fig.9 mogelijkheden met een H&V schild

Beide TBM's die voor een H&V tunnel gebruikt worden kunnen van elkaar losgekoppeld worden om verschillende routes te volgen of om een perron te omsluiten.

Een voordeel van het H&V schild is dat de tunnel dichter op elkaar gelegd worden dan normaal mogelijk is. Een nadeel is dat beide schilden moeten stoppen indien bij een van beiden een storing optreedt.

7 drie overlappende cirkels

Men heeft in Japan reeds enkele tunnels geboord met drie boorkoppen in een schild, de zogenaamde Triple-O-tube tunnels. De toepassing hiervan is (tot nu toe) het aanleggen van stations onder bebouwing. Tot nu toe zijn schilden toegepast waarbij de drie boorkoppen van dezelfde grootte zijn of schilden waarvan de middelste boorkop groter is dan de buitenste twee. Het figuur in de inleiding geeft deze beide tunnelvormen ook weer.

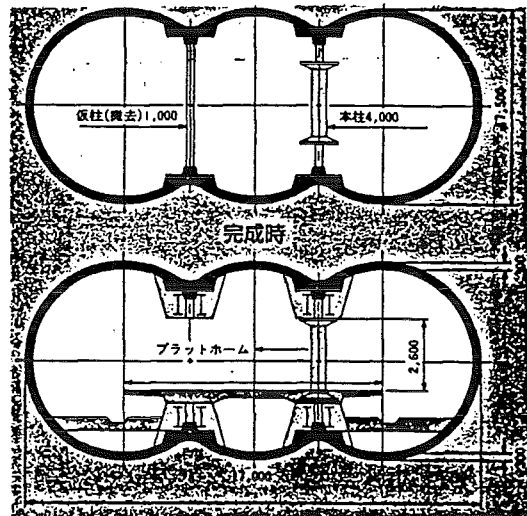
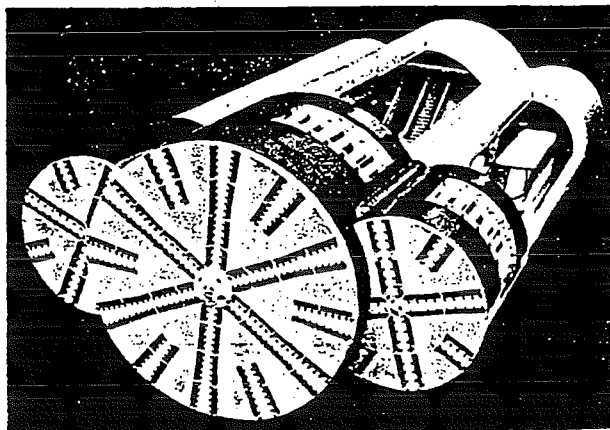


Fig.10 links: schild waarvan de middelste boorkop het grootst is
rechts: inrichting van een tunnel opgebouwd uit drie gelijke cirkels

Indien het cut en cover aanleggen van een station niet mogelijk is (bijvoorbeeld vanwege bebouwing) kan station aangelegd worden door gebruik te maken van een dergelijke schildmachine: de middelste van de drie boorkoppen kan plaats bieden aan het perron.

Nadeel van deze methode is dat brede start- en eindschachten nodig zijn om een schild te installeren. Bovendien wordt dit dure schild meestal slecht voor een paar honderd meter gebruikt, namelijk over de lengte van één of meerdere stations. Tussen de stations wordt met behulp van normale schilden geboord.

In de figuur is weergegeven hoe een schild met drie cirkelvormige doorsneden is opgebouwd. De rechter van de twee figuren is een doorsnede van het schild, van boven gezien. De mengkamer is

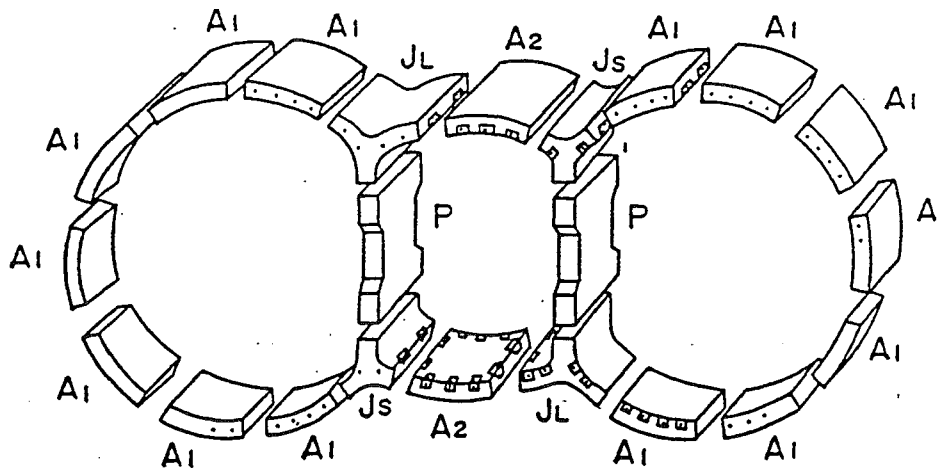


Fig.11 segmenten voor een Triple-O-tube tunnel

aangegeven met de grijsstint: er is van één mengkamer gebruik gemaakt, niet van drie (of twee) afzonderlijke mengkamers. Dit schild is een opvolger van het VF schild (enkele pagina's terug), het heeft immers één mengkamer en de boorkoppen staan niet op één lijn.

De lining van een Triple-O-tube tunnel wordt opgebouwd op de manier die ook bij DOT tunnels gebruikt wordt, alleen werken nu drie erectoren (segment plaatsers) samen en worden er per segmentring twee kolommen en vier "jointsegmenten" geplaatst.

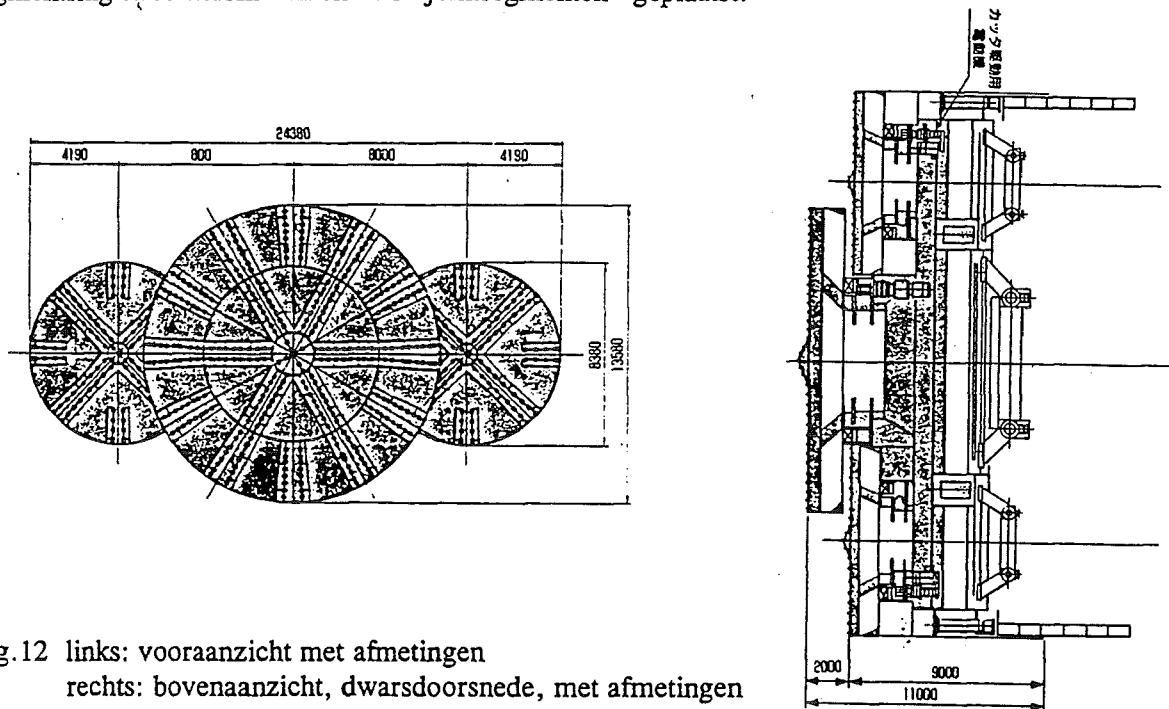


Fig.12 links: vooraanzicht met afmetingen
rechts: bovenaanzicht, dwarsdoorsnede, met afmetingen

8 verschillende doorsneden met meerdere boorkoppen

Het aantal cirkelvormige schilden dat samengevoegd kan worden tot een tunnel is in principe onbeperkt, of ze in één vlak staan (zoals DOT schilden) of verspringen (zoals VF schilden) maakt hierbij niet uit. Indien alle boorkoppen in één vlak staan moet de draaiing van alle boorkoppen op elkaar afgestemd zijn, omdat anders de snijwielen elkaar raken. Indien de boorkoppen onderling verspringen hoeven ze

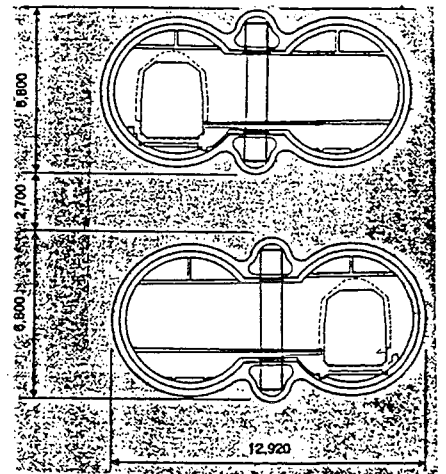
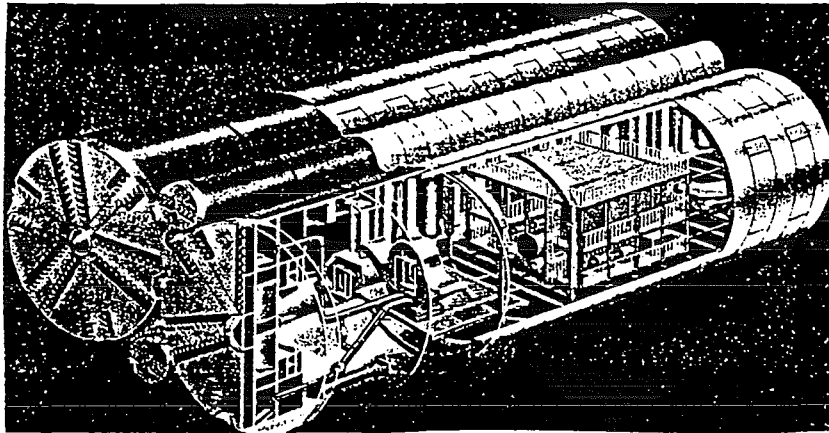


Fig. 13 mogelijke configuratie met meerdere boorkoppen

niet synchroon te draaien.

In de figuur is weergegeven hoe enkele zeer kleine boorkoppen toepast kunnen worden in samenwerking met twee op één lijn staande grote boorkoppen. Zoals in de doorsnede is weergegeven kan op deze wijze een perron naast een spoor aangebracht worden.

De volgende stap in de ontwikkeling van het boren van tunnels samengesteld uit cirkels zal waarschijnlijk zijn het boren van een tunnel door een schild met vier boorkoppen. Deze vier boorkoppen kunnen op één lijn staan (waarschijnlijk horizontaal) of kunnen in een vierkant geplaatst worden.

9 BOX schild

Met een BOX schild kunnen vierkante tunnels geboord worden. Het voordeel hiervan is dat de hoeveelheid te veel ontgraven grond (overtollige ruimte) meestal minimaal is.

Als snijwielen worden ronddraaiende cilinders gebruikt, vergelijkbaar met een grasmachine of een combine. De snijwielen draaien tegen elkaar in en transporteren de grond hierdoor van het front naar de mengkamer. Ook kan ontgraven worden door middel van cutters op een "swing arm", zie de figuur. Er is reeds een BOX schild met zijden van 2,85 meter, zie de figuur.

Het nadeel van de vierkante vorm is dat grote buigende momenten in de wanden ontstaan, hetgeen toepassing voor grote diameters en op grote diepte (grote druk) moeilijk maakt.

Het is wel mogelijk met behulp van meerdere BOX schilden de wanden te construeren van een zeer

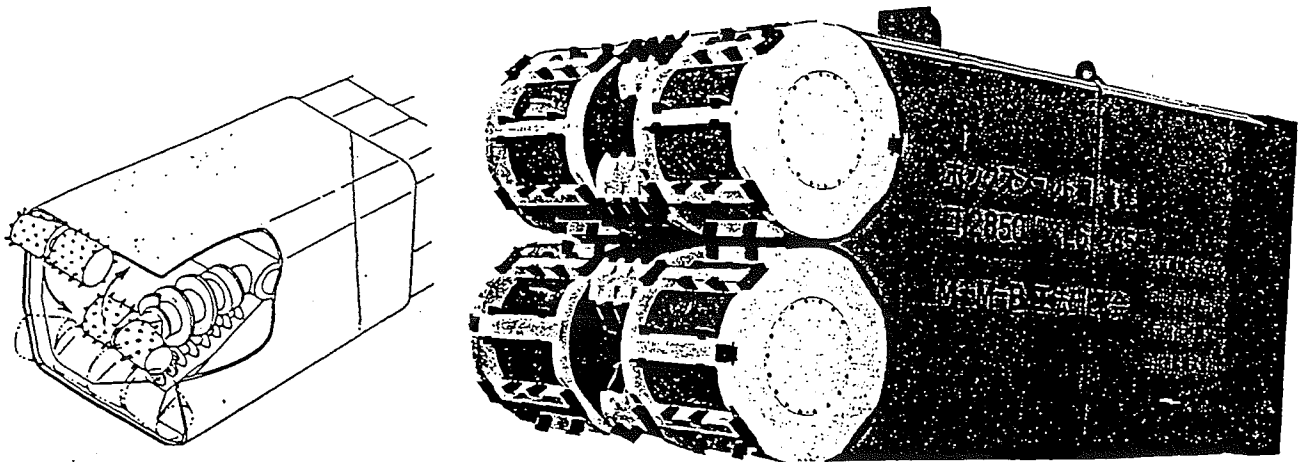
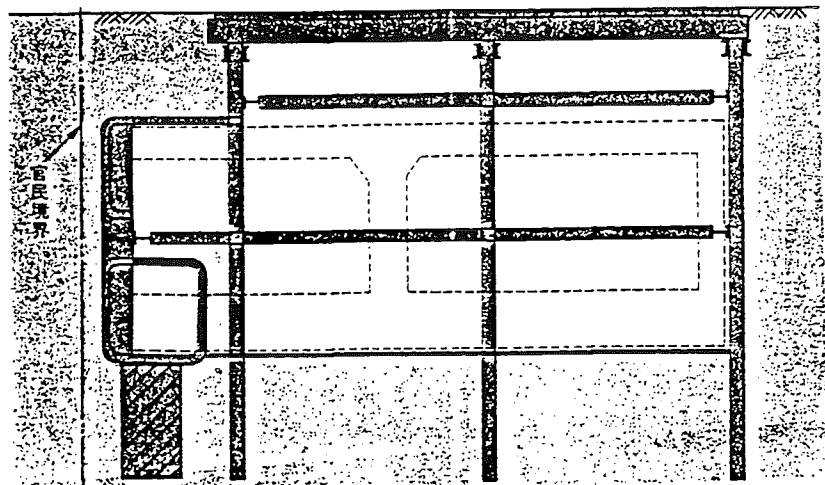
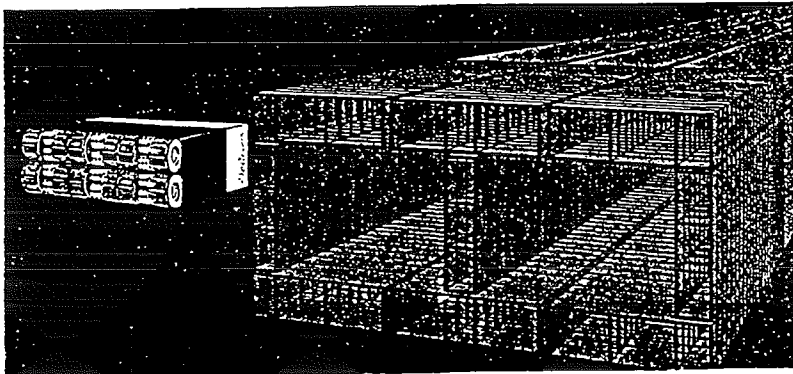


Fig.14 links: BOX schild met swing armen
rechts: BOX schild met draaiende cilinders (toegepast schild)

grote tunnel, zie de linkerhelft van de figuur. Dit zou bijvoorbeeld een nagenoeg ronde tunnel kunnen worden met een diameter van 30 meter en wanden ter dikte van de toegepaste BOX schild diameter.

Een andere toepassing van het BOX schild kan zijn het maken van uitbreidingen aan bouwkuipen op plaatsen waar niet gewoon ontgraven kan worden, zoals in de rechter helft van de figuur is weergegeven. De ontgraven doorsnede wordt toegevoegd aan een cut and cover ontgraving.



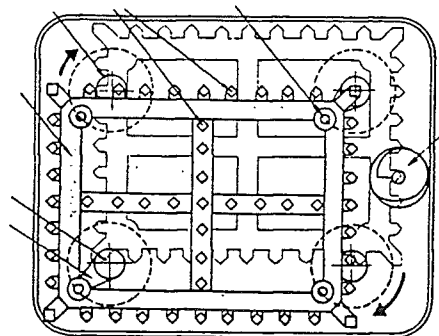
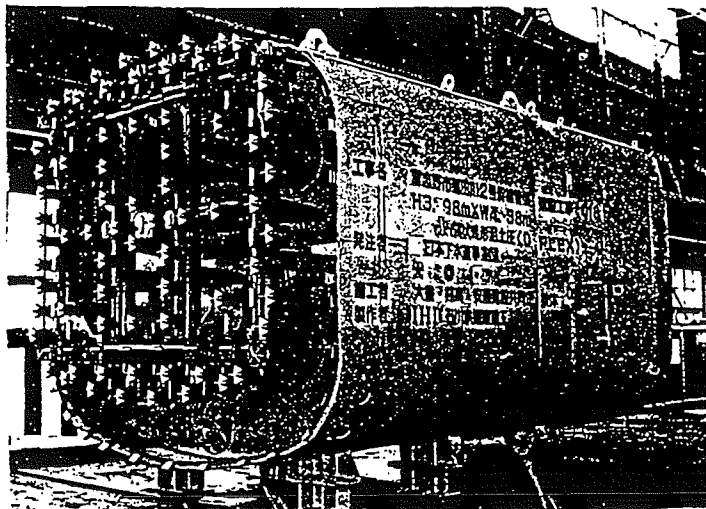


Fig.17 links: vooraanzicht
rechts: een toegepast machine



toekomst en ontwikkelingen

De toepassingsmogelijkheden voor geboorde tunnels zullen in Japan in de toekomst steeds uitgebreider worden. In het meest ideale geval kan men ten onder alle omstandigheden alle benodigde doorsneden boren. Tijdens het proces daar naar toe werkt men systematisch belemmeringen en beperkingen weg.

De volgende ontwikkelingen worden onder andere nagestreefd:

- 1- grotere doorsneden
- 2- elke mogelijke vorm
- 3- goedkoop
- 4- veilig
- 5- minimale overlast

De grootste geboorde tunnel (nu in uitvoering) heeft een buitendiameter van 14,14 meter. Bij het boren van deze tunnel worden 8 schilden ingezet. Er wordt door ongeveer 25 aannemers aan dit project gewerkt.

Na deze tunnel wil men diameters van ca. 16, 18 en uiteindelijk minstens 20 meter gaan boren met cirkelvormige boorkoppen. Dergelijke tunnels zullen 3 of 4 (2x2) rijstroken bevatten, zo mogelijk aangevuld met leidingen en dergelijke.

Als vervolg daarop wil men in Japan nog grotere tunnels boren, maar het aandrainmoment van de boorkop zal dan zo groot worden dat een schild meerdere boorkoppen en aandrijfmotoren zal moeten hebben. Indien meerdere boorkoppen toegepast worden, is men uiteraard niet aan de ronde vorm gebonden, waardoor schilden toegepast zullen worden die meer met het benodigde profiel overeen komen.

Op dit moment werkt men vooral aan de ontwikkeling van ovale tunnels met een grote doorsnede, bijvoorbeeld 20 meter breed en 30 meter hoog.

In de toekomst zal dus de huidige trend naar grotere diameters samengevoegd worden met de huidige ontwikkeling van andere vormen!!

Het huidige tunnelboorproces zal steeds verder geperfectioneerd worden: vele onderdelen zullen verder geoptimaliseerd en geautomatiseerd worden. Hierbij valt bijvoorbeeld te denken aan de segment verbindingen, grond transport, monitoring, transport in de tunnel, aanbrengen van wapening, etc.

De hier weergegeven tunnelvormen zijn pas het begin van de ontwikkelingen in de tunneltechniek, in de (nabije) toekomst zullen nog veel meer interessante ontwikkelingen te zien zijn.

Deel 2

De afgezonken tunnel

Bovendien kunnen de leidingen in een tunnel worden onderhouden (geverfd), waardoor minder kostbare corrosiebeschermingen en vaak dunnere wanddikten kunnen worden toegepast. Stelt men de kosten van een leidingtunnel en die van de in te trekken leidingen tegenover de kosten van het leggen van een aantal zinkers, dan blijkt een leidingtunnel vaak financieel aantrekkelijker oplossing te zijn, ondanks het feit, dat de tunnel zelf een voorinvestering betreft, die klaar dient te zijn op het moment, dat de eerste leiding (of leidingen) aangelegd moet worden.

8.3. Het lengteprofiel van de tunnel.

Het lengteprofiel van gezonken en ter plaatse gebouwde tunnels wordt bepaald door eisen ten aanzien van de scheepvaart en de waterafvoer, van het verkeer dat van de tunnel gebruik maakt, van de waterkeringen en door plaatselijke omstandigheden, zoals de hoogteligging van het maaiveld en de aansluitingen op en de kruisingen met de plaatselijke wegen.

Bij schildtunnels moet hier nog aan toe worden gevoegd de consequenties van de uitvoering (dekking ter voorkoming van blow-outs).

8.3.1. Eisen t.a.v. de scheepvaart en waterafvoer.

In het algemeen zal men er naar streven 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, waarbij rekening moet worden gehouden met eventueel in de toekomst gewenste verdiepingen of verbredingen (grotere schepen of waterafvoer) dan wel met door de natuur veroorzaakte wijzigingen (bijv. verplaatsing van de geul in een estuarium).

* Bij een ontwerp van de tunnel, welke deel uitmaakt van de Westerschelde Oeververbinding, bleek het financieel weinig aantrekkelijk om inderdaad met dit laatste rekening te houden. De geul verplaatst zich hier vaak. Uit lodingen verricht over een periode van 55 jaren bleek dat dit gepaard ging met verschillen in bodemligging (per verticaal in de orde van 8 m. Overwogen werd om het tunneldak te ontwerpen beneden de onder-omhullende van deze lodingen. Overigens zou ook dit niet de zekerheid hebben geboden, dat het tunneldak nooit boven de bodem uit zou steken (55 jaar is een willekeurige periode; een exacte prognose voor de toekomstige ontwikkeling van het geulstelsel was in dit geval niet mogelijk). Deze diepe ligging is op financiële gronden afgewezen, omdat zij 15% duurder was dan de uiteindelijk gekozen oplossing, waarbij het dak overal tenminste onder de huidige bodem ligt en plaatselijk zoveel dieper als voor de toekomstige scheepvaart nodig is. Mocht de bodem dusdanig dreigen te verdiepen, dat hierdoor de stabiliteit van de tunnel in gevaar zou komen, dan zal tijdig moeten worden ingegrepen door het aanbrengen van grindbestortingen teneinde verdere uitschuringen te voorkomen. Uiteraard is bij het eerder genoemde kostenverschil van 15% in de raming van de hoger gelegen tunnel een bedrag opgenomen voor de extra bestortingen (rekening houdend met het feit, dat deze uitgave eerst later behoeft te worden gedaan).

* Het betreft hier een ontwerp voor het tracé van de Westerschelde Oeververbinding tussen kruisingen en Parkpolder. Momenteel (1992) wordt een westelijker tracé (bij Terneuzen) onderzocht.

In het algemeen wordt het dak dus beneden het (toekomstige) bodemprofiel ontworpen, maar de vraag is: hoeveel dieper? Hierbij zij opgemerkt, dat het van essentieel belang is de tunnel zo hoog mogelijk aan te leggen. Hierdoor worden de belastingen kleiner, maar ook de lengte korter. Bij de gebruikelijke helling van 4,5% voor autotunnels (zie hierna onder 8.3.2) betekent elke meter dieper voor de tunnel een toename van de lengte met $2 \times \frac{100}{4,5} \times 1 = 44,5$ m en een dienovereen-

komstige toename van de bouwkosten. Ook de hoeveelheid baggerwerk voor de zinksleuf neemt toe. Het dak gelijk houden met de bodem heeft echter ook bezwaren:

1. beschadiging van baggermaterieel en eventueel de tunnel zelf, indien baggerwerk nodig is voor het instand houden van de diepte van de waterweg;
2. 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;
3. extreme bovenbelasting indien een schip op de tunnel zou zinken.

Voor de grotere typen tunnels zoals autotunnels (dwarsprofiel in de orde van 8 bij 30 m) leidt dit er meestal toe, dat een minimum dekking van 0,5 m wordt aangehouden en wel voornamelijk om beschadiging van baggerwerktuigen te voorkomen (de tunnel zelf zal weinig van een dergelijke ontmoeting te lijden hebben). Wel zullen de beide bovenhoeken van de tunnel vaak een afschuining krijgen (een soort vellingkant van 1,5 bij 1,5 m, zie ook fig. 8.7) krijgen teneinde te voorkomen, dat krabbende ankers al te makkelijk vat op de tunnel krijgen. Voor een vallend anker dient een controleberekening voor het tunneldak te worden opgesteld. Laboratoriumproeven 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/sec. ligt. Voor de fors geconstrueerde autotunnels zal meestal blijken, dat deze extra belasting geïncasseerd kan worden, zij het met een sterk verlaagde rekenwaarde voor de belasting, bijv. 1,3 in plaats van de gebruikelijke 1,7 (acceptabel i.v.m. de zeer kleine kans van optreden). Ook gezonken schepen zullen door de grotere dwarsprofielen zonder extra voorzieningen kunnen worden "opgenomen", uiteraard met een rekenwaarde maar even groter dan 1 gezien de extreem kleine kans van optreden. Bij dit laatste zijn gunstige factoren, dat het schip naar alle waarschijnlijkheid haaks op de tunnel komt te liggen en door zijn lengte en relatieve slapheid niet alleen op de tunnel komt te rusten. In de bovenstaande beschouwing dient men tevens te betrekken, dat deze minimum dekking van 0,5 m meestal maar zeer plaatselijk voorkomt, namelijk bij de overgang van de bodem naar het talud (zie ook fig. 8.6), verderop zal de dekking door de langshelling van de tunnel en de verticale afrondingsstralen meestal groter zijn. Toch is het vaak wenselijk om voor de controleberekening van het vallend anker ook op andere plaatsen rekening te houden met het afwezig zijn van de dekking (uitschuring bij een rivier etc.)

Terzijde zij opgemerkt, dat de meest ongunstige trefplaats voor een anker is die nabij een dilatatievoeg (een tunnel wordt meestal opgebouwd uit ca. 20 à 25 m lange moten, gescheiden door voegen), waar de meewerkende dakbreedte kleiner is dan in het midden van de moot. Bij het ontwerpen van het lengteprofiel van een autotunnel ontstaan uit de bovenstaande filosofie meestal twee dwangpunten: het dak moet gaan door de punten, welke zich 0,50 m bevinden beneden de "hoekpunten" van het dwarsprofiel van de waterweg (dus waar de horizontale bodem overgaat in de taluds; zie fig.8.6).

Voor minder massieve constructies dan auto- of spoor-tunnels ligt de zaak anders. Een zinker welke wordt "gepakt" door een krabbend anker kan hierdoor volledig vernietigd worden. Naarmate de tunnel minder opname-capaciteit heeft voor het incasseren van de bovengenoemde belastingen (en dus in het algemeen kleiner zal zijn in dwarsafmetingen) zal hij dieper gelegd moeten worden, waarbij mede een rol zal spelen de soort materialen, waarmee de tunnel wordt afgedekt, en bijvoorbeeld het type anker (gewicht), dat op de vaarweg gebruikt wordt of zal worden. Voor het soort materiaal zij opgemerkt dat het meestal financieel aantrekkelijk is om de oorspronkelijke grond, vrijgekomen bij het baggeren, hiervoor 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 toepassing van bijvoorbeeld steenachtige materialen. Deze zijn echter duurder en een kostenvergelijking zal moeten uitwijzen wat voordeliger is: een diepere ligging of duurdere afdekkingsmaterialen. Meer over dit onderwerp vindt men in "Indringdiepte van scheepsankers tegenover de beschadigingsmogelijkheid van zinkers en duikers", W.M. Polderman, OTAR 1979, nr. 11.

8.3.2. Eisen t.a.v. het verkeer, dat van de tunnel gebruik maakt.

In het navolgende zal worden ingegaan op de eisen, welke het verkeer aan het langspatiefiel stelt bij autotunnels. Deze eisen zouden globaal als volgt geformuleerd kunnen 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 samengevat: de tunnel moet geen discontinuïteit vormen.

2. Ook de veiligheid in de tunnel (per definitie mede opgenomen in het begrip "afwikkelingsniveau", maar meestal afzonderlijk behandeld) moet overeenstemmen met die van de weg.

Het zal duidelijk zijn dat deze beide eisen niet alleen verwezenlijkt worden door een goed ontwerp van het langspatiefiel, maar dit speelt toch wel een belangrijke rol naast het dwarsprofiel, de verlichting etc..

Het mag enige verwondering wekken, dat bij 1 wordt begonnen met het begrip capaciteit, terwijl 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. Hun aantal is meestal dusdanig gering, dat men rekening moet houden met dit feit.

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: traag rijdende vrachtwagens zullen de verschillen in snelheid doen toenemen (de meeste personenauto's zullen minder vertragen) en daardoor de kans op aanrijdingen vergroten. Ook sterk neerwaartse hellingen zijn niet ongevaarlijk: bepaalde automobilisten voelen zich geroepen met grote snelheden af te dalen, terwijl de meer gedisciplineerden zich zoveel mogelijk aan de snelheid van de vlakke weg houden.

Alhoewel flauwe hellingen gunstig zijn voor het verkeer leiden zij anderzijds tot hogere bouwkosten. De diepteligging van het wegdek onder de waterweg is immers een gegeven grootheid en ditzelfde geldt voor hoogte van de weg op het maaiveld ter weerszijden van de waterweg (of eventueel de hoogte van de waterkering). Hiermee ligt het hoogteverschil 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 in een koker, de echte tunnel, en gedeeltelijk bijv. in een open bak, de afrit) Er moet derhalve een compromis worden gevonden tussen de investeringskosten enerzijds en de belangen voor het verkeer anderzijds. Alhoewel dit in wezen in een minimalisering van de kosten zou moeten worden gevonden, is in werkelijkheid een geleidelijk proces ontstaan, waarbij men, mede aan de hand van theoretische detailstudies ten aanzien van "nog toelaatbare" hellingen en van praktijkmetingen ten aanzien van capaciteit en veiligheid bij voltooide tunnels, in ons land begonnen is met hellingen van 3 à 3½% en later bij de nieuwere tunnel 4½% heeft toegepast. Deze steilere hellingen zijn mede gerechtvaardigd door het feit, dat in de loop der jaren bij vrachtwagens het motorvermogen is toegenomen ten opzichte van het gewicht (eigen gewicht plus lading). Ook in andere landen vindt men bij oeverkruisingen soortgelijke hellingen (4 à 5%, in enkele gevallen 6%). In het voorgaande is niet gesproken over de lengte van de helling, maar het zal duidelijk zijn, dat bij toenemende lengte van een zelfde helling de vrachtwagens meer snelheid zullen verliezen (totdat bij een bepaalde afstand de grenssnelheid wordt bereikt). Dit betekent dat men bij grotere hoogteverschillen dan tot nu toe gebruikelijk in Nederland, zou moeten overwegen om een kleinere hellingshoek te kiezen dan 4,5%, wil men dezelfde capaciteit bereiken.

Het langspatiefiel bestaat echter niet alleen uit vlakke gedeelten en hellingen. Daartussen bevinden zich overgangsbogen, als regel cirkels. De straal moet dusdanig worden gekozen, dat de automobilist geen hinder heeft van stoten bij de overgang (comfort) en voldoende overzicht heeft over de weg vóór hem (veiligheid).

Hij moet tijdig kunnen stilstaan indien zich een obstakel op de weg bevindt (afgevallen lading) of een stilstaande auto. Deze zogenaamde stopzicht-afstand is een functie van de ontwerp-snelheid (hoe harder er wordt gereden hoe langer de remweg). Bij de bovenstraal van het langsprofiel (waar de horizontale weg op het maaiveld overgaat in de helling) moet de automobilist juist over de bolling van het wegdek heen kunnen kijken om een obstakel (bijv. 0,20 m hoog) te kunnen zien. Met andere woorden de lijn, welke het oog van de automobilist (voor een personenauto op + 1,10 m boven het wegdek) verbindt met de bovenzijde van het object moet aan de cirkel raken en bovendien een lengte hebben gelijk aan de stopzichtafstand. Voor een ontwerp-snelheid van bijv. 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) belemmert niet het wegdek het zicht, maar het dak van de tunnel, waarbij rekening moet 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. Uiteraard is in deze berekening ook van belang de hoogte van het plafond boven het wegdek. Bij de 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. "Verkeerstechniek" wordt uitvoeriger op deze materie ingegaan.

Wat zijn de consequenties van deze, zeker voor een vlak land, relatief grote hoogteverschillen voor de verkeersafwisseling? Daartoe zijn in een aantal landen 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 het zeker was, dat de capaciteit bepaald werd door de tunnel zelf (uiteraard 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 (bijv. elke maandag en vrijdag tijdens het spitsuur). Voor de theoretische capaciteitsberekening 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 1965 (de nationale formules zijn overigens alle hiervan afgeleid), waarbij voor autosnelwegen geldt:

$$C = 2000 N.W.T_c$$

- waarin:
- C = capaciteit in motorvoertuigen per uur per richting.
 - N = aantal rijstroken per richting (voor alle onderzochte 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. 1,2 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.) uit tabel 9.4.

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 f).

In bijlage 8.4 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-werk-verkeer, m.a.w. 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 in het algemeen T_c (invloed van de helling) een belangrijker 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 beïnvloeden. 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 (d.w.z. dat de snelheidsverschillen afnemen), terwijl vaak kortere volgafstanden 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 tunnels onder brede waterwegen "horizontale" gedeelten voor onder de rivierbodem. Zonder meer horizontaal liggen kan leiden tot problemen met de afvoer van water (eventuele lekken; water voor het schoonmaken van de wanden om een goede reflectie voor de verlichting te krijgen). Weliswaar zal het wegdek 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 bijv. door de bedieningsgang (zie fig. 8.7). Indien de tunnel horizontaal ligt moet het langsriool onder een helling worden aangelegd en zakt daardoor t.o.v. 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 (orde 0,3 à 0,5%).

8.3.3. 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) waterstanden bevindt. Een zeer ernstige beschadiging van het buitendijks gelegen gedeelte van de tunnels 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.

Daarbij zij vermeld, dat de probabilistische beschouwing nog niet algemeen vertrouwd is en dat door vele autoriteiten een starre constructie als een gewapend betonnen tunnels als minder "veilig" dan een dijklichaam opgebouwd uit grond wordt beschouwd. De gedachte is hierbij, dat een dijk op eenvoudige wijze geïnspecteerd en zonodig hersteld of aangepast kan worden, maar dat dit voor een betonconstructie niet mogelijk is. Bij dit standpunt is het noodzakelijk aanvullende voorzieningen te treffen. Een mogelijkheid is het maken van afsluitdeuren in de tunnel. Men dient zich dan echter 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 de spoorlijn) over een zogenaamde "kanteldijk" heen te laten gaan, zoals in principe is aangegeven in Fig. 8.5. Dit betekent, dat aan het eind van de open bak de weg via een grondophoging verder moet stijgen om de kerende hoogte van de kanteldijk te passeren.

In de figuur is de vaak toegepaste oplossing getekend, waarbij het gesloten tunnelgedeelte overgaat in een open bak, bestaande uit een vloerplaat, waarop het wegdek wordt aangebracht, en twee verticale grondkerende wanden. De kanteldijk wordt aangesloten op de waterkering, waardoor de tunnel in een "eigen" polder komt te liggen en de gevolgen van eventuele calamiteiten bij de tunnel beperkt worden tot deze polder. In principe kan de kruinshoogte van de kanteldijk 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, tenzij de hoogste waterstand de enige mogelijkheid voor en het bezwijken van de waterkering en het bezwijken van de tunnel zou zijn. Maar zelfs in dat geval zal bij de belasting van de kanteldijk waarschijnlijk met een kleinere golfaanval behoeven te worden gerekend (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 kanteldijk slechts op één oever aan te brengen. Voorop moet dan staan, dat een probabilistische beschouwing heeft aangetoond, dat de tunnel met een even grote "veiligheid" is ontworpen als de waterkeringen, zodat uit dien hoofde geen kanteldijken op beide oevers nodig zijn. De tunnel vormt echter een verbinding tussen de polders op beide oevers. Zou de waterkering op één der oevers (plaatselijk) bezwijken, dan kan via de tunnel ook de polder op de tegenoverliggende oever onderlopen. Een éénzijdige kanteldijk maakt dit onmogelijk. Dit moet echter zeer zeker geen wetmatige oplossing te zijn.

Ook hier geldt, dat risico's, investeringen etc. tegen elkaar moeten worden afgewogen.

8.3.4. Randvoorwaarden voortvloeiend uit plaatselijke omstandigheden.

Dat de topografie, de hoogteligging van het maaiveld en de aansluitende wegen van invloed zijn op het lengteprofiel is vanzelfsprekend. In bepaalde gevallen kan ook de eis, dat een kruisende weg (of spoorlijn) het tunneltracé op maaiveldniveau moet kruisen een dwangpunt voor het lengteprofiel vormen (het wegdek in de tunnel of de aansluitende bak moet daar ter plaatse dan voldoende diep liggen, dat wil zeggen "ter diepte" van de vrije hoogte vermeerderd met de constructiehoogte van het kruisende viaduct onder het maaiveld).

Een ander punt is de hoogte van het grondwaterniveau. Deze bepaalt vaak de lengte van het kunstwerk. De constructie moet immers worden doorgezet tot boven dit niveau, eigenlijk tot ca. 1 m daarboven, opdat het aansluitende wegdek vorstvrij komt te liggen. Boven dit niveau kan de weg in een ingraving worden gelegd, zonodig begrensd door keerwanden, indien de ruimte voor taluds ontbreekt.

8.3.5. De indeling van het lengteprofiel in verschillende bouw- technieken bij toepassing van de zinkmethode.

Naar dwarsprofiel kunnen worden onderscheiden het gesloten tunnelgedeelte en de open afritten (waar geen dak aanwezig is), naar bouwwijze het gezonken gedeelte, dat elders wordt geprefabriceerd en de ter plaatse op de oevers gebouwde gedeelten (zie fig. 8.6).

Het gezonken gedeelte, dat ook onder de rivierbodem wordt aangebracht, vraagt uiteraard om een gesloten constructie. Het eerste en het laatste zinkelement moeten, teneinde een goede waterdichte verbinding te krijgen, worden aangesloten op in de beide oevers gebouwde tunnelgedeelten met een gelijkvormige dwarsdoorsnede. Dit betekent dat op de oevers behalve de open afritten ook gesloten tunnelgedeelten ter plaatse moeten worden gebouwd.

De vraag is nu tot hoever het gezonken gedeelte buiten de rivier moet worden doorgezet. De elementen worden drijvend aangevoerd; met andere woorden de sleuf, waarin zij worden afgezonken moet voldoende diepgang hebben om het element in te varen, dus een waterdiepte groter dan de hoogte van het element (dat tijdens het transport nauwelijks boven water uitstrekt) plus een speling van bijv. 1 m. Dit betekent, dat men het gezonken gedeelte niet verder landinwaarts kan doorzetten dan tot het punt, waar het lengteprofiel nog voldoende waterdiepte biedt. Dit is het verste punt, waartoe men kan gaan. Wat is echter de kortste lengte? Zoals vermeld moet in de oever het restende tunnelgedeelte ter plaatse worden gebouwd. Daarvoor is een bouwput nodig. Wil men deze geen dure begrenzing geven, dan is het denkbaar de insteek van het talud juist achter de waterkering te projecteren (zie de gestreepte lijn I-I in fig. 8.6).

Het snijpunt van dit talud met het lengteprofiel bepaald dan het eindpunt van de kortste lengte gezonken tunnel (waarbij natuurlijk rekening moet worden gehouden met enige werkruimte op de bodem van de bouwput voor de kopbekisting c.a. van het ter plaatse gebouwde gedeelte), tenzij men de bouwput voor het ter plaatse gebouwde gedeelte verder naar de rivier toe zou willen uitbreiden met behulp van, overigens kostbare, damwandconstructies.

Op welk punt men het gezonken gedeelte wil laten eindigen tussen deze twee begrenzingen is een vraagstuk van kosten en soms van andere overwegingen. Zo kan het voorkomen, dat de bemaling van de bouwput problemen oplevert voor de omgeving. Door het gezonken gedeelte zo lang mogelijk te maken, wordt de bouwput niet alleen korter, maar ook minder diep, waardoor de invloedssfeer van de bemaling afneemt. Dit uitgaande van de veronderstelling, dat het bouwdok voor de prefabricage van de elementen elders in een minder bemalingsgevoelige omgeving is gesitueerd. Indien dit niet speelt, is het althans in "Nederlandse" omstandigheden vaak het goedkoopst de gezonken tunnel kort te maken.

Een andere vraag is, waar het gesloten gedeelte in de open afrit (bijv. een bakconstructie) moet overgaan. In eerste instantie is dit een zaak van kostenafwegingen. Indien men de tunnel daar, waar het wegdek op grote diepte ligt, als bak zou uitvoeren, dan leidt dit tot hoge wanden, die zwaar belast worden door horizontale grond- en waterdrukken. Bovendien zal de bak tegen opdrijven behoedt moeten worden door de toepassing van een groot aantal vertikale verankerings-elementen (bijv. trekpalen onder de vloer). De momenten in de wand (en dus ook in de beide uiteinden van de vloer) kunnen beperkt worden door het aanbrengen van horizontale stempels tussen de wanden boven het profiel van vrije ruimte. Bij een zekere diepte wordt het financieel aantrekkelijker een dak aan te brengen (tegenover de kosten van het dak staan de kleinere momenten als gevolg van de horizontale belastingen, terwijl ook de opdrijvende kracht vermindert). Een vergelijkende kostenstudie als functie van de diepte zal moeten uitwijzen waar de overgang komt te liggen. In deze studie moeten niet alleen de civiele kosten worden opgenomen, maar ook die van verlichting en ventilatie. Hoe langer de gesloten tunnel is, hoe hoger deze kosten oplopen. Hoewel een en ander in de concrete situatie moet worden bestudeerd, ligt in "Nederlandse" omstandigheden de overgang van gesloten naar bakprofiel vaak bij een wegdekdiepte van 10 à 15 m onder het maaiveld.

8.4. Het dwarsprofiel van de tunnel.

8.4.1. 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 (zie ook 8.3.2.).

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. Wil men toch iets doen, dan kan worden overwogen een extra strook (een zogenaamde kruipstrook, bestemd voor de te veel snelheid verliezende vrachtwagens en dus aan de rechterzijde van de rijbaan) toe te voegen in de opgaande helling beginnende in het op de oever te bouwen gedeelte. Een capaciteitsberekening (bijlage 8.4) zal moeten uitwijzen of kan worden volstaan met alleen de open afrit of dat de kruipstrook ook in het op de oever te bouwen gesloten gedeelte aanwezig moet zijn. De kruipstrook zal buiten de tunnel tot ruim voorbij het hoogste punt moeten worden doorgezet, opdat vrachtwagens veilig kunnen invoegen in de rijbaan.

Langs autosnelwegen en sommige hoofdwegen worden vluchtstroken aangebracht, waarop auto's met panne c.a. kunnen uitwijken (doel: voorkoming aanrijdingen en een ongewijzigde verkeersafwikkeling). In principe zouden deze in een tunnel, gelegen in een dergelijk soort weg, moeten worden voortgezet. 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 aanvullende maatregelen nodig, met het oog op de veiligheid, zeker indien het gaat om druk bereden tunnels. 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 tonen van groene pijlen (of adviessnelheden) boven de naastliggende rijstrook (of rijstroken). Dit impliceert echter wel, dat men over een waarnemingssysteem moet beschikken, waardoor men in staat is onmiddellijk te reageren (bijv. televisiebewaking van het verkeer of detectielussen in het wegdek, die bijv. op lage snelheden reageren).

Het is duidelijk, dat de tunnelwanden niet direct naast de rijbaan gesitueerd kunnen worden. Er is enige afstand nodig, de zogenaamde "Lateral clearance". Een goed Nederlands synoniem in één of twee woorden ontbreekt helaas. Deze lateral clearance heeft een aantal functies:

1. het vermijden of beperken van de zogenaamde bermvrees. Indien de wand zich dicht bij de rijbaan bevindt, zullen auto's, vooral bij hoge snelheid, van de wand af wijken en daardoor de capaciteit van de betreffende rijstrook verminderen (zie ook de reductiefactor W op bijlage 8.4). Hoe hoger de ontwerp-snelheid is, hoe breder de lateral clearance op grond van deze functie zou moeten zijn;
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 (zeg 1 m boven het rijdek), waardoor een maximum bescherming van de voetgangers is gewaarborgd. Dit trottoir zal dan echter bermvrees veroorzaken.

Een laag trottoir (bijv. 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 zijn onoplettendheid) betekenen dat hij met zijn voorband tegen dit obstakel opbotst met alle eventuele gevolgen vandien. Ook uit dien hoofde (evenals bij 3) is een smalle vlakke strook buiten de rijbaan gewenst. Vanwege de hier omschreven functie wordt de strook vaak redresseerstrook genoemd.

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 de 1 m. Er zijn vele vormgevingen mogelijk (zie ook "Documentation Digest" van het Road Tunnels Committee, XVth World Road Congress 1975). Een in Nederlandse tunnels in autosnelwegen gehanteerde oplossing is aangegeven in fig. 8.7. Het betonnen geleideprofiel aan de onderzijde van de wand zorgt ervoor, dat auto's die ondanks de redresseerstrook te dicht bij de wand zijn gekomen niet in een desastreuze botsing daarmee komen, maar enige geleiding krijgen. De bescherming van (eventuele) voetgangers op de redresseerstrook wordt verkregen door het inschakelen van rode kruisen boven de naastliggende rijstrook.

Naast de breedte (rijbaan plus lateral clearances) 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. In de eerste plaats omdat rijdende vrachtwagens door de ongelijkheid van de weg- vertikaal "vibreren". Duitse metingen hebben aangetoond, dat de hierdoor veroorzaakte "extra hoogte" van een voertuig 0,20 m kan bedragen. Bovendien wil een wettelijke bepaling nog niet zeggen, dat geen enkel voertuig hoger wordt afgeladen (bij de Beneluxtunnel blijkt 1 op de 100.000 voertuigen hoger te zijn dan 4,13 m). Een andere zaak zijn loszittende dekzeilen, die de tunnelapparatuur boven de vrije hoogte (bijv. verlichtingsarmaturen) kunnen beschadigen. Om al deze redenen is extra hoogte gewenst. In Nederland bedraagt deze 0,50 m en de vrije hoogte derhalve 4,50 m.

Boven de redresseerstroken (waar slechts bij uitzondering wordt gereden) kan worden volstaan met een kleinere hoogte (bijv. 4,20 m, zie ook fig. 8.7). Soms krijgt de tunnel bij opening een vrije hoogte van 4,60 m, teneinde later -indien het wegdek aan vervanging toe is- een nieuw dek op het oude aan te kunnen brengen en toch de minimum vrije hoogte niet in gevaar te brengen. Het opbreken van het oude dek is namelijk een tijdrovende operatie, die meestal alleen in de nachten of in de weekeinden kan worden uitgevoerd, met het oog op de verkeersafwikkeling (werkzaamheden in een tunnel zijn ingrijpender dan op de weg, onder meer omdat plaatselijke veranderingen van het dwarsprofiel of omleidingen moeilijker te realiseren zijn).

8.4.2: Eisen t.a.v. de ventilatie. (zie ook de sheets 3 f/m

10 achter in dit voorlopig
dictaat)

Tijdens hun passage door een tunnel produceren auto's uitlaatgassen. Bepaalde gassen zijn zeer giftig (voornamelijk koolmonoxyde), 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, de samenstelling van het verkeer (vrachtwagens- personenauto's; benzine- en dieselmotoren). Van de emissies zijn slechts bepaalde concentraties in de tunnelatmosfeer toelaatbaar met het oog op de gezondheid (CO) en het zicht (dieselrook).

Teneinde de concentraties beneden aanvaardbare waarden te houden wordt frisse lucht toegevoerd, waardoor de gewenste verdunning van de gassen ontstaat. Uiteraard moet de verontreinigde lucht weer worden afgevoerd. Meer informatie betreffende emissies, toelaatbare concentraties en hoeveelheden frisse lucht waar gegeven in het "Technical Committee Report on Road Tunnels", XVth World Road Congress, Wenen 1979, en het rapport "Ventilatie van autotunnels", *Aanbevelingen 1991, van de desbetreffende werkgroep van de Afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse Werken van het Koninklijk Instituut van Ingenieurs*

In principe zijn drie ventilatiesystemen mogelijk:

1. Dwarsventilatie, waarbij zich buiten de verkeersbuizen aparte kokers bevinden voor de aanvoer van frisse lucht resp. de afvoer van verontreinigde lucht (zie fig. 8.8). 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 t.p.v. 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 bijv. in hoge torens, de inlaat in lagere).

2. Semi-dwarsventilatie, waarbij frisse lucht wordt aangevoerd door afzonderlijke kokers en via op regelmatige afstanden in de scheidingswand aangebrachte openingen de verkeersbuis binnenstroomt (zie fig. 8.9). Op deze manier bouwt zich een overdruk op in de rijbuis, waardoor de lucht (met verontreinigingen) afvloeit naar de beide 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 1.

Op de oevers behoeven dus alleen schachten, ventilatoren en aanzuigroosters voor frisse lucht te worden gebouwd.

3. Langsventilatie, waarbij in de verkeersbuis buiten het profiel van vrije ruimte aanjaagventilatoren worden opgehangen (zie fig. 8.7). De ventilatoren geven een impuls aan de luchtmasse, waardoor een luchtstroming in langsricting 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 in stand gehouden door de impulsen van het rijdende verkeer. 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.

De keuze tussen de systemen wordt bepaald door fysieke mogelijkheden en kosten. Ten aanzien van dit eerste zij opgemerkt, dat langsventilatie minder geschikt is voor buizen met tweerichting-verkeer (de verkeersimpuls kan tegen die van de ventilatoren inwerken), terwijl zij niet voor zeer lange tunnels kan worden gebruikt. 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 luchtsnelheden, die hinderlijk zijn voor het verkeer. Alhoewel één en ander per geval berekend moet worden, ligt de praktische bovengrens voor langsventilatie bij lengten van 2 à 2,5 km. Bij semi-dwarsventilatoren kan men tot grotere tunnellenlengten gaan, daar de lucht naar beide uiteinden stroomt en dus -bij een zelfde tunnellenlengte- kleinere snelheden in het eindportaal zullen optreden dan bij langsventilatie, waar alle lucht in één richting beweegt. Bij dwarsventilatie spelen deze begrenzingen niet (zij wordt bijvoorbeeld toegepast in de 16.285 m lange St. Gothard-tunnel met tweerichtingen-verkeer).

Voor de meestal kortere oeververbindingen zijn alle drie systemen mogelijk, behoudens het hierboven gesignaleerde probleem bij langsventilatie en tweerichtingsverkeer (in zekere mate kan men hieraan tegemoet komen door toepassing van omkeerbare aanjaagventilatoren, waarvan de richting van "blazen" kan worden afgesteld op die van de op dat moment heersende luchtstroom in de tunnel). De keuze wordt bepaald door de kosten. Elementen bij de onderlinge vergelijking zijn bijv.: de kosten van de twee soorten luchtkokers (fris en verontreinigd) met bijbehorende ventilatieschachten bij dwarsventilatie, de grofweg halvering hiervan bij semi-dwarsventilatie en de kosten van de extra hoogte van de verkeersbuizen bij langsventilatoren. Een bijkomend nadeel van de semi-dwarsventilatie is de situatie die ontstaat bij brand: indien de vuurhaard zich nabij het midden van de tunnel bevindt, verdwijnt de rook in beide richtingen, hetgeen het blussen en de evacuatie bemoeilijkt. —

Alhoewel één en ander van geval tot geval moet worden begroot, biedt voor oeverkruisingen langsventilatie als regel de goedkoopste oplossing.

8.4.3. Eisen t.a.v. diverse installaties en waterafvoer.

In het dwarsprofiel moet de nodige ruimte worden gereserveerd voor de elektro-mechanische uitrusting. Dit betreft onder meer de verlichtingsarmaturen en de verkeerssignalering, die als regel boven de rijbaan worden gemonteerd. Meestal is hiervoor een extra hoogte van ca. 0,35 m boven de vrije hoogte voldoende. Bij langsventilatie moet deze hoogte worden vergroot tot bijv. 0,85 m voor de aanjaagventilatoren (zie fig. 8.7).

Het aantal kabels en leidingen voor deze installaties is meestal zo groot, dat een speciale bedieningsgang hiervoor gerechtvaardigd is (zie fig. 8.7). Deze gang kan dan tevens door het personeel worden gebruikt. Om redelijk te kunnen lopen is een breedte van tenminste 1 m nodig. Op regelmatige afstanden worden deuren in de tussenwanden aangebracht, die toegang geven tot de verkeersbuizen.

De gang wordt ook gebruikt voor de persleiding, die is aangesloten op de pomp, welke is opgesteld in de kelder op het diepste punt van de tunnel. In deze ondiepe kelder die gedeeltelijk is uitgespaard in de ballastbeton, monden de langsriolen (fig. 8.7) uit, die eventueel lekwater en wandenwaswater uit de rijbuizen onder vrij verval afvoeren. Via de persleiding wordt dit water naar de afritten gebracht en van daar naar een open water gepompt.

De riolen worden meestal in de betonconstructie opgenomen en vragen dus niet om extra "holle ruimte" in het dwarsprofiel.

8.5. De uitvoering van het gezonken gedeelte.

8.5.1. Uitvoeringsprincipe (zie fig. 8.11).

Bij de zinkmethode worden in een bouwdok tunnelelementen (bijv. 125 m lang) geprefabriceerd, welke vervolgens drijvend worden 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 aanbrenge 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.

8.5.2. Bouwdok.

Het dok behoeft niet in de onmiddellijke nabijheid van het tunneltracé te liggen.

Wël is het een eis, dat het dusdanig wordt gesitueerd, dat zich tussen het dok en de sleuf waterwegen van voldoende diepte en breedte bevinden voor het transport van de elementen. Dit houdt mede in, dat het dok direct naast het open water wordt ontworpen, teneinde het baggeren van een lange (en kostbare) toegangssleuf te vermijden.

Evenals dat bij bouwputten het geval is, kan het dok op vele manieren worden gemaakt: tussen verticale damwanden, zonder bemaling etc. Indien daartegen geen overwegende bezwaren bestaan (ruimtebeslag, gevolgen grondwaterstandsverlaging) zal de goedkoopste wijze vaak zijn het graven van een put begrensd door taluds in combinatie met een bemaling tijdens de bouw van de elementen, welke in den droge worden gemaakt.

De bodem 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. Stellen we deze speling op 0,5 m dan bevindt de bodem zich op een diepte beneden de waterspiegel van de vaarweg (waarmee het dok in deze fase in open verbinding staat) gelijk aan de diepgang van het element plus 0,5 m. Meestal zal men er naar streven om het vrijboord van het element zo gering mogelijk te houden (een groot vrijboord vraagt later om veel ballast bij het afzinken), bijv. in de orde van 0,10 m, waardoor de diepgang ten naaste bij gelijk is aan de constructiehoogte. Ook al zijn de gronddrukken onder het element tijdens de bouw gering, toch is het gewenst om te controleren of de grondslag onder de bodem voldoende draagkrachtig is, teneinde ongelijke zettingen te voorkomen. Is dit niet het geval, dan kan bijv. een grondverbetering worden overwogen. Vaak wordt onder de elementen zelf een grindbed van bijv. 0,30 m dikte aangebracht teneinde het aan de grond "kleven" van de elementen te voorkomen. Deze hebben immers maar een gering resulterend opdrijvend vermogen, waardoor, indien de stijghoogten onder het element achter blijven bij de vrije waterspiegel in het dok (bijv. in een tijgebied), nare situaties kunnen ontstaan. Een tijgebied heeft nog andere consequenties. De bodem moet zich immers op een bepaalde diepte beneden de waterspiegel bevinden. In een tijgebied is dat die stand, waarbij voldoende tijd beschikbaar is om het element weg te slepen. Hoe dichter men deze stand bij hoogwater kiest (en hoe goedkoper het dok dus wordt door zijn hogere bodemligging), hoe korter de beschikbare tijd is. Zou men voor deze stand hoogwater springtij kiezen, dan wordt het uitslepen niet alleen beperkt tot bepaalde uren per etmaal, maar is het slechts gedurende een aantal etmalen om de veertien dagen mogelijk. Dit legt te veel beperkingen op aan de uitvoering (bij een sterke afwaaiing, bijv. zal men 14 dagen moeten wachten) en dus is het verstandiger van normaal of zelfs 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 vertragingen betekenen en daardoor ernstige gevolgen hebben: het aan de grond lopen van het element tijdens het verslepen, waardoor misschien onaanvaardbare momenten in het element zullen optreden tijdens het verder zakken van de waterstand, daar de ondergrond ter plaatse van de "stranding" waarschijnlijk niet vlak is en geen gelijkmatige ondersteuning zal opleveren.

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 dient men zich wél te realiseren, dat de bouwtijd langer zal worden. Na voltooiing van de eerste serie elementen (het is zelfs denkbaar steeds maar één element te bouwen) moet het dok immers met water worden gevuld, de scheiding met de rivier verwijderd, de elementen uitgesleept, de scheiding aangebracht en het dok leeggepompt, vòòrdat met de produktie van de volgende serie kan worden begonnen. De extra tijd kan worden omgezet in kosten (doorlopende overhead, materieel-huur, bouwrente, afstemverliezen voor C.A.O.-personeel, voor wie geen continue arbeid kan worden geboden) en moet worden vergeleken met de meerkosten van het grotere dok. Bovendien kan de aanslibbing van de zinksleuf een rol spelen (de aanslibbing tijdens de wachttijd voor de volgende serie elementen zal moeten worden verwijderd).

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 het dok voor meerdere na elkaar te bouwen tunnels wordt gebruikt. Het telkens verwijderen en wederom aanbrengen van de dam moet dan worden vergeleken met de éénmalige investeringskosten voor de dokdeur en de exploitatie- en onderhoudskosten.

8.5.3. Transport.

Voordat het dok onder water wordt gezet, worden de elementen geballast, meestal door water te pompen in tanks in het inwendige van het element. Hierdoor wordt voorkomen, dat ze alle tegelijk opdrijven en vele draden nodig zijn om ze niet tegen elkaar te laten stoten. Dat tanks worden gebruikt en niet zonder meer water in het inwendige van het element wordt 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 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 veel tijd.

De elementen worden stuk voor stuk opgedreven en met behulp van sleepboten of vaste lieropstellingen met verhaaldraden naar een afbouwsteiger gesleept, dat bijv. bij de mond van het dok is gesitueerd. Hier wordt de zink-uitrusting aangebracht, welke onder meer bestaat uit stalen richttorens en schachten (zie fig. 8.12), 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 (zie par.8.5.5). 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 (fig. 8.11), zullen de pontons gaan drijven en zal het element, dat dan zwaarder is dan zijn waterverplaatsing, 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 zinkproces nauwkeurig beheerst. Zou men het element ballasten zonder pontons te gebruiken, dan zou men het proces niet voldoende in de hand hebben, met het oog op de vereiste nauwkeurigheid tijdens het plaatsen.

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 (gestroomlijnde) vaartuigen. De sleepboten moeten het element een bepaalde vaarsnelheid geven en bovendien de eventuele tegenstroom van de waterweg (bijv. bij een rivier) overwinnen. Hiervoor geldt:

$$K = C_w \cdot \frac{1}{2} \rho A v^2, \text{ waarin}$$

- K : stroomkracht op het element in de stroomrichting (N);
 C_w : weerstandscoefficiënt in de stroomrichting;
 ρ^w : volumieke massa van water (kg/m^3);
 A : oppervlak element geprojecteerd op het vlak, dat loodrecht op de stroomrichting staat (m^2);
 v : relatieve snelheid tussen element en water (m/s).

Indien het element zich tegen de stroom in beweegt, is de relatieve snelheid gelijk aan de absolute vaarsnelheid van het element (dus t.o.v. een vast punt op de wal) vermeerderd met de (absolute) stroomsnelheid van de ongestoorde rivier (dus zonder aanwezigheid van het element). 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 "zuigerwerking" zich duidelijker doen gevoelen en worden de krachten groter. Fig. 8.10 laat voor een specifiek geval, namelijk voor de Drechtunnel (zie ook Rijkswaterstaat Communication nr. 25: "Motorway tunnels built by the immersed tube method", ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter, ir. W.D. Eysink en ing. W.F. Heins), zien hoe de relatie is tussen C_w en de verhouding tunneldoorsnede (A) gedeeld door de rivierdoorsnede (F). Dit is in de modelproef bij het Waterloopkundig 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.

De dwarsdoorsnede (A) van deze 4x2-strooks autotunnel bedroeg, voor ~~over~~ onder water gelegen, 8x48,80 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 wordt vermeld voor de kracht op rechthoekige platen, welke loodrecht op de stroom staan, 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/sec. De getekende lijnen behoren bij een snelheid van 0,75 m/sec. 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 te voren 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 boot 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 (fig. 8.11, fase 1). Deze worden bijv. 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 (zie fig. 8.11, fase 2) en kunnen de sleepboten verdwijnen. De afzinkmanoeuvre vraagt namelijk om een grote nauwkeurigheid, ook in horizontale richting, waarvoor de sleepboten niet kunnen zorgen. Met de in alle richtingen uitstralende verhaalkabels, welke met behulp van winches kunnen worden ingenomen of afgevierd, is dit wél mogelijk.

6.5.4. De zinksleuf.

Voorafgaande aan de zinkmanoeuvre 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 doorbroken en weggebaggerd (fig. 8.6). Vandaar dat van te voren een tijdelijke, meer landinwaarts gelegen dijk wordt aangebracht, die na het doorbaggeren van de waterkering de kop van de zinksleuf begrensd en het achterland tegen overstroming beschermd. Een mogelijkheid voor een dergelijke dijk, uitgevoerd als een kortsluiting tussen de kanteldijken, is met streeplijnen aangegeven in fig. 8.5. Er zijn andere oplossingen mogelijk zoals de toepassing van kistdammen. Na plaatsing van de elementen kan de oorspronkelijke waterkering worden hersteld of kan de "tijdelijke" omlegging een defintief 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 onmogelijk om het baggerwerk met de daarvoor vereiste nauwkeurigheid uit te voeren. Zelfs bij een zeer precieze uitvoering (die natuurlijk kostbaar is) zullen afwijkingen t.o.v. het gewenste vlak van plus en min 0,1 m 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 hoogteligging nabij de aansluiting kan dit ernstig in gevaar brengen. Vandaar dat de sleuf iets te diep wordt gebaggerd (bijv. 0,5 m onder de bodem van het element) en dat het element in eerste instantie op 3 tijdelijke ondersteuning wordt neergezet (zie fig. 8.11, fase 4). De openblijvende ruimte wordt later opgevuld met zand. Hiervoor en voor een fundatie op palen bij een te weinig draagkrachtige ondergrond zij verwezen naar par.8.5.7.

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 (fig. 8.12) op de bodem van de sleuf neergelegd, zodat de oplegdrukken 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 in zo kort mogelijke tijd 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.

8.5.5. 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" (fig. 8.11, fasen 3 en 4; fig. 8.12). 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 d.m.v. pompen, waardoor de hinder voor de scheepvaart in tijdsduur kan worden beperkt. Voor rivier- en tijgebieden zal voor de 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 voorafgaande 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 plotseling weer omhoog kunnen komen door bijv. turbulenties van de stroom rondom het element, terwijl voorts rekening moet worden gehouden met verschillen in volumieke massa in de vertikaal. Dit laatste speelt vooral in getijgebieden, waarbij men er voorts rekening mee moet houden, dat onder in de sleuf nog zoutconcentraties kunnen voorkomen als residue van de vloedstroom, wanneer de rest van de rivier als gevolg van de ebstroom weer geheel zoet 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 (fig. 8.11, fase 4; 8.12), te weten op een stalen console, welke uitkraagt vanuit het kopvlak van het voorgaande element (of het landgedeelte bij het eerste element) 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, zelf-zoekende, oplegging (fig. 8.12), waardoor de ligging van de beide kopvlakken t.o.v. elkaar in horizontale en verticale zin verzekerd is; hetgeen van belang is voor de daaropvolgende koppeling. De vizelpennen, welke onder uit het element steken rusten op de betontegels, welke eerder op de bodem zijn geplaatst. De pennen zijn met waterdichte pakkingen door de bodem van het element gevoerd. Bovenop 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 nodig, omdat de betontegels, die zo goed mogelijk op de sleufbodem zijn neergelegd, toch waarschijnlijk niet op de vereiste hoogte zullen liggen, gezien 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 richttorens. Een extra hulpmiddel zijn de soms in het kopschot aangebrachte echoloden, die bij nadering van het kopvlak van het voorgaande element direct de afstand tot dit kopvlak aangegeven, zodat ongewenste botsingen en beschadigingen kunnen 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 d.m.v. 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 8x48,8 m. Op het moment van neerzetten op de opleggingen bevonden de beide kopvlakken (van het voorgaande en van het nu te plaatsen element) zich op ca. 0,1 m 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 aanéenkoppeling.

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 elke ponton 4 horizontale verhaalkabels nodig. In het artikel "Het afzinken van de tunnel" van ir. V.L. Molenaar in Cement 1978, 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 hefponton. In beide gevallen zijn niet alleen geen horizontale kabels voor de pontons nodig, maar kunnen ook de 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 de hefponton vooral in aanmerking komt bij golfslag. De ponton wordt immers uit het water geheven en vormt van dan af een star punt voor het laten zakken van het element.

8.5.6. 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 verhaalkabel in langsrichting wordt het element tegen het uiteinde van de zijn voorganger opgetrokken. Vóór het onder water zetten van het bouwdok is één uiteinde van ieder element voorzien van een rubberprofiel, de zogenaamde "Gina", (fig. 8.12), dat zich langs de gehele omtrek bevindt.

Door de aantrekkkracht wordt de zachte neus van de Gina ingedrukt en ontstaat tussen de beide kopschotten een met water gevulde kamer (fig. 8.11, fase 4), die door het rubberprofiel van het omringende rivierwater is afgesloten. Via de eerder genoemde leidingen wordt dit water nu 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 de andere vlakken, oplegreacties) wordt nu overgenomen door de Gina, die hierdoor verder wordt ingedrukt en van nu af aan zorgt voor een waterdichte koppeling tussen de elementen. De kracht, welke gelijk is aan het produkt 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 vertikale 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 (bijv. 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 (bijv. 1 m tussen de einden van de aangrenzende tunneldelen), teneinde voldoende speling te hebben om het laatste element tussen het voorgaand en het landgedeelte in te kunnen laten zakken. Voor deze voeg is een veel bewerkelijker operatie nodig dan bij de voorgaande. Rondom de voeg worden aan de buitenzijde door duikers en bokken schotten geplaatst (fig. 8.13). Deze rusten met rubberprofielen op het beton van de beide tunnелеinden. 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 droge het resterende tunnelgedeelte gebouwd, als regel uitgevoerd als een beweegbare voeg volgens het in de figuur aangegeven principe (een aangeklemde rubber-canvas slab voorzien van een ondersteuning). In par.8.6.1. 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 afstandhouders niet toepassen, dan zou de Gina in de verderop gelegen voeg (aan het andere einde van het element) zijn tegendruk 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.

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.

8.5.7. De fundering.

Het element staat op 3 tijdelijke ondersteuning, terwijl zich onder de bodem een open ruimte van ca. 0,50 m hoogte bevindt. Deze moet nu worden opgevuld met zand, opdat een gelijkmatige ondersteuning wordt verkregen. Daartoe zijn in de vloer van het element afsluitbare openingen aangebracht (fig. 8.11, fase 5), welke worden aangesloten op een tijdelijke langsleiding in het inwendige van de tunnel, welke wordt doorgezet tot op de oever. Van hieruit wordt een mengsel van zand en water onder de bodem geperst, het zogenaamde onderstromen. Het water ontsnapt en het zand zet zich af, waardoor de holle ruimte wordt opgevuld. Het aanbrengen van het zand geschiedt steeds vanuit één opening, de andere zijn op dat moment afgesloten. De openingen worden aangebracht in een stramen van bijv. 20 m h.o.h. Vanuit iedere opening wordt een cirkelvormig oppervlak opgevuld (de zogenaamde "pannekoeken") en wel zodanig overlappend, dat de gehele ruimte wordt gevuld. Voor uitvoeriger informatie zij verwezen naar "Het funderen van afgezonden tunnels" van ir. H. van Tongeren in Cement 1978, nr. 12 en naar "Sand injection or sand flow process" van ir. A. Griffioen en ir. R. van de Veen in Tunnels and Tunnelling, July-August 1973.

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, want in wezen weegt de tunnel (althans onder water) weinig; 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) kan men de sleuf te diep uitbaggeren en een grondverbetering aanbrengen of een paalfundering toepassen. Ook hier weer geldt, dat het onmogelijk zal zijn om alle palen dusdanig nauwkeurig op 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 (zie het bovenvermelde artikel van ir. H. van Tongeren).

Na het aanbrengen van de definitieve fundatie wordt de tunnelsleuf volgeklapt tot aan de oorspronkelijke bodem, meestal met specie, die vrij is gekomen bij het maken van de sleuf.

8.5.8. De afwerking.

Onmiddellijk na het aaneenkoppelen worden de richttorens en toegangsschachten verwijderd om op het volgende element geplaatst te worden. Van te voren 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 (fig. 8.7; 8.11, fase 6).

Meestal wordt aan de binnenzijde van de Gina een tweede waterkering aangebracht (het zogenaamde omega-profiel, zie fig. 8.14), 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.

8.6. Enige constructieve aspecten van het gezonken gedeelte.

8.6.1. De dilatatievoegen.

Zoals elke betonconstructie is de tunnel onderworpen aan verkortingen (als gevolg van krimp en van lage temperaturen) en verlengingen (in de zomer bij hogere temperaturen). Om deze redenen worden om de ca. 20 à 25 m dilatatievoegen aangebracht, waardoor de moten t.o.v. elkaar in lengterichting kunnen bewegen zonder al te grote trekspanningen en scheuren (lekkage). De noodzaak om dilatatievoegen te maken wordt nog versterkt door de kans op ongelijke zettingen. Zo is de laag, welke onder het element is gespoten, vrij los van pakking en zal dus wat zetten. Ook is de bovenbelasting op de tunnel (de dekking) niet overal gelijk, zoals te zien is op fig. 8.6. Bovendien sluit het op staal gefundeerde gezonken gedeelte aan op het in de oever gebouwde tunnelgedeelte, dat vaak op palen is gefundeerd (bijv. voor het opnemen van de opdrijvende kracht).

Deze kansen op 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 ter weerszijden toelaten, alsmede een verdraaiing van de moten ten opzichte van elkaar (volgen van de ondergrond). Zij moeten echter dusdanig worden ontworpen, dat de moten in het voegvlak niet vertikaal t.o.v. elkaar kunnen bewegen, teneinde "sprongen" in het wegdek te voorkomen.

Ieder element is daarom opgedeeld in een aantal 20 à 25 m lange moten. Door het aanbrengen van tanden in de voegen worden ongelijke vertikale verplaatsingen voorkomen (fig. 8.12 en 8.15). Een ingestorte rubbermetalen voegstrook zorgt voor de waterdichting. Tijdens het drijvend 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 dit niet geldt voor bijv. de kopschotten en de richttoeren, die als puntlasten nabij de uiteinden aangrijpen, terwijl ook de ballasttanks slechts plaatselijk aanwezig zijn. Daarnaast kunnen stroom- en golfkrachten momenten veroorzaken, terwijl dit-zelfde geldt voor de hoger boven water uitstekende uiteinden bij vertikaal gekromde elementen (nabij het midden van de rivier heeft het lengteprofiel van de tunnel een verticale kromming, zie ook par. 8.3.2.). 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. Het enige trekverband vormen de rubbermetalen voegstroken, die daar niet voor bestemd zijn.

Om deze momenten toch te kunnen opnemen, wordt ieder element voorzien van een tijdelijke langsoverspanning, welke reeds in het dak wordt aangebracht. De voerspankabels zijn opgenomen in langskanalen, uitgespaard in bijv. vloer en dak van de betonconstructie (zie fig. 8.16)) en passeren dus de voegen. De voerspankracht moet dusdanig groot zijn, dat de door haar in de voegen opgewekte druk te allen tijde groter is dan de trekspanningen veroorzaakt door de buigende momenten tijdens het transport en het afzinken. Zodra het element op de definitieve ondersteuning (de zandlaag) staat, wordt de voerspanning afgelaten en worden de kabels uit de kanalen getrokken, zodat het element zich kan aanpassen aan eventuele zettingen van de ondergrond tijdens het aanklappen van de zinksleuf. Door de ballasttanks een zo gunstig mogelijke plaats te geven, zal men ernaar streven de buigende momenten en daarmee de benodigde momenten en daarmee de benodigde voerspanning zoveel mogelijk te beperken.

Ook de Gina in de zinkvoegen laat door haar elasticiteit een zekere rotatie toe van de moten ter weerszijde. Wel is het noodzakelijk om ook hier 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 te laten grijpen (zie fig. 8.14). Door deze voorziening pas aan te brengen, nadat de sleuf is aangeklapt, kan men de over te brengen kracht in deze tand 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 rubber-profiel isoleert bij brand. Dit in een laat stadium aanbrenge- kan gepaard gaan met enige ongelijke verplaatsingen in verticale zin, maar de daaruit resulterende sprong kan worden opgevangen bij het maken van het wegdek en zal zich daarin niet aftekenen. Een soortgelijke dwarskrachtvoorziening moet worden aangebracht in de eveneens flexibele sluitvoeg.

8.6.2. De 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) en waarvoor het van weinig belang is of het element kort of lang is. Uit dien hoofde zal men er naar streven het aantal klein en de lengte groot te maken. Dit heeft bovendien het voordeel, dat er minder kopschotten, Gina's, omega-profielen etc. nodig zijn. Ook de scheepvaart is gebaat bij een gering aantal zinkoperaties, daar de duur van elke operatie afzonderlijk (met inbegrip van het transport) nauwelijks langer wordt bij grotere elementen.

Een beperkende factor voor de lengte kan de manoeuvreer-ruimte zijn. Het element moet immers vanuit het dok de waterweg indraaien en later vóór het afzinken weer dwars op de rivier worden gebracht. Niet altijd zal daarvoor voldoende ruimte-aanwezig zijn.

Het lang maken van de elementen doet de momenten in langsrichting en daarmee de benodigde voorspankracht toenemen. Vooral de plaatsing van de kopschotten aan de uiteinden van het element (excentrisch puntlasten t.o.v. de gelijkmatig over de lengte verdeelde opdrijvende kracht), de verdere boven het watervlak uitstekende uiteinden bij eventueel vertikaal gekromde elementen en de stroomkracht, wanneer het element voor en tijdens het afzinken haaks op de rivier ligt, zullen dit moment bij grotere lengten doen groeien. Ten aanzien van dit laatste zij opgemerkt, dat de twee nabij de einden vastgemaakte verhaalkabels (met 2 en 4 gemerkt in fig. 8.11 fase 2) de reactie voor de stroomkracht moeten leveren.

De verhaalkabels zijn nabij de einden bevestigd om de standzekerheid (en ook de manoeuvreerbaarheid) zo goed mogelijk te maken, maar zullen daardoor de momenten t.g.v. de stroomdruk vergroten. Deze momenten beperken door middel van een derde dwarskabel in het midden houdt risico's in, omdat het niet zeker zal zijn hoeveel van de totale kracht door elk van de kabels wordt opgenomen (door overbelasting kan één der kabels losschieten). Naast de hoge momenten kan ook het aantal sleepboten, dat nodig is om dat element dwars op de stroom te houden vóórdat alle verhaalkabels zijn vastgemaakt, een probleem vormen. Zij mogen elkaar immers niet hinderen. Ook de verhaalkabels mogen niet al te zwaar zijn, omdat zij in een relatief korte tijd moeten worden aangebracht en vastgemaakt aan het element (bij voorkeur rond de stroomkentering in een getijrivier).

Het is onmogelijk een algemene regel voor de juiste lengte van de elementen te geven. Per geval zal een vergelijking moeten worden opgesteld, waarbij enerzijds rekening moet worden gehouden met de zinkkosten per element en anderzijds met de kosten van de langsvoorspanning c.a. en de (eventuele) begrenzing door de beschikbare manoeuvreerruimte.

De langste tot nu toe gebouwde elementen zijn die voor de Hemspoortunnel, nl. 268 m. 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. Voor de meest recente riviertunnels varieerde de lengte tussen 110 en 125 m. Bij de ontworpen Westerschelde-tunnel zal de lengte 168 m bedragen.

8.6.3. De vaststelling van het dwarsprofiel.

In par.8.4. 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 betonconstructie ontworpen, die sterk en stijf genoeg moet zijn voor het opnemen van de belastingen (grond- en waterdrukken). Zoals uit het navolgende zal blijken, worden de dimensies van de betonconstructie echter in eerste instantie bepaald door het drijvend transport en de afgezonken toestand.

Om het transport mogelijk te maken zijn de beide uiteinden van ieder element voorzien van waterdichte schotten (bij verkeerstunnels meestal bestaand uit verticale stalen balken, welke rusten tegen nokken in de vloer en het dak, met daarvoor een gewapend betonnen plaat). Na het opdrijven wordt de zinkuitrusting aangebracht, onder meer bestaande uit richttorens en toegangsschachten, terwijl op het dak de 4 pontons worden geplaatst. Teneinde de later aan te brengen ballast zo veel mogelijk te beperken (kosten!) wordt er naar gestreefd het vrijboord in dit stadium klein te houden, meestal 0,05 à 0,10 m.

Bij een uitwendige hoogte van de tunnel van 8,00 m (orde van grootte bij een autotunnel) betekent dit, dat de bruto-inhoud van het element vermenigvuldigd met het volumegewicht van water (voorlopig te stellen op 10 kN/m^3) ongeveer 1% groter is dan het gewicht van het element, de zinkuitrusting inbegrepen. Voor een strekkende meter element geeft dit de volgende vergelijking:

Gewicht = $0,99 \times$ maximum oprijvende kracht, of

$$24,6 C + 30 = 0,99 \times 10 \times (B+C+H), \dots\dots(1) \text{ waarin (zie ook fig. 8.16):}$$

B = oppervlakte ballastbeton (m^2). Het ballastbeton wordt pas na plaatsing op de bodem aangebracht.

C = oppervlakte constructiebeton (m^2).

H = oppervlakte holle ruimte vermeerderd met het oppervlak van het later aan te brengen wegdek (m^2).

24,6 en 10 zijn de volumegewichten van resp. gewapend beton en water (kN/m^3),

30 kN is een schatting voor het gewicht van de kopschotten plus de zinkuitrusting, uitgedrukt per meter tunnel (voor een 125 m lang element van een autotunnel bedraagt het totale gewicht ca. 3750 kN).

Nadat het element is afgezonken, wordt de waterballast vervangen door de definitieve laag (ongewapend) ballastbeton. De zinkuitrusting en de kopschotten zijn inmiddels verwijderd. Het element moet nu voldoende extra zekerheid tegen opdrijven bezitten. Meestal wordt deze gesteld op ca. 7,5% van het opdrijvend vermogen (dus gewicht $\approx 1,075 \times$ opdrijvende kracht). In een later stadium van het werk zal de zekerheid nog groter worden door het aanbrengen van het wegdek en het aanvullen van de sleuf (dekking op het dak, maar ook grondwrijving op de wanden). In een rivier of estuarium moet er overigens op gerekend worden, dat de dekking door uitschuring kan verdwijnen. Deze extra zekerheid in dit stadium van het werk is o.m. nodig, omdat in tijgebieden de stijghoogte van het grondwater onder het element (dus in de gespoten zandlaag) niet altijd in fase is met de vrije waterstand van de rivier. Dit kan tot opdrijven leiden, indien het laagwater is op de rivier en de grondwaterstand enigszins is achtergebleven en nog dicht bij de hoogwaterstand ligt. 7,5% extra gewicht betekent bij een uitwendige hoogte van ca. 8 m, dat 0,60 m extra stijghoogte kan worden overwonnen. In formulevorm komt dit neer op:

$$24,2C + 22,5B = 1,075 \times 10 \times (B+C+H) \dots\dots\dots(2)$$

24,2; 22,5 en 10 zijn de volumegewichten van resp. gewapend beton, ongewapend beton en water. Hierbij zij het volgende opgemerkt:

-Voor gewapend beton is een lager volumegewicht genomen dan in vergelijking 1. Dit is gedaan met het oog op het feit, dat de dimensies van de constructie reeds in een vroeg stadium van het werk worden vastgesteld, terwijl tijdens de uitvoering een aantal onzekerheden kunnen optreden, te weten:

a. het uiteindelijke volumegewicht van beton kan iets anders uitpakken dan men op grond van de ervaring bij voorgaande werken zou mogen verwachten (bijv. zand en grind met een afwijkende gradering, doordat het van een andere winplaats komt);

b. op de tekeningen zijn de betondikten in millimeters nauwkeurig aangegeven. In werkelijkheid zullen t.o.v. de theoretische maten afwijkingen optreden (bijv. door het niet nauwkeurig stellen van de bekisting of de vervormingen daarvan tijdens het storten);

c. 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 in volumegewicht. Te weten een hoge waarde in vergelijking 1, daar we de zekerheid willen hebben, dat het element inderdaad drijvend vervoerd kan worden en een lage in vergelijking 2, wanneer het element niet omhoog mag komen. In de vergelijkingen is gewerkt met waarden van 24,6 resp. 24,2, die gebaseerd zijn op een volumegewicht van beton van resp. 23,7 en 23,4 plus 1,2 kN wapening per m³ beton. De praktijk bij de laatste in Nederland gebouwde tunnels heeft aangetoond, dat dit veilige grenzen zijn. Nadrukkelijk zij echter vermeld, dat dit alleen het geval is bij bepaalde betonsamenstellingen (in dit geval bijv. 275 kg Hoogoven A-cement per m³ en 4% luchtbellen) en een bepaalde filosofie van wapenen, maar dat bij afwijkingen hiervan andere grenzen zullen moeten worden aangehouden.

- Zekerheidshalve is voor het ongewapende ballastbeton een lager volumegewicht gebruikt dan voor het beton (de wapening niet meegerekend) van de constructie. De praktijk heeft namelijk geleerd, dat de relatief dunne laag minder goed verdicht wordt. Overigens kan dit (voor extra kosten) wel geschieden en is het zelfs mogelijk het volumegewicht van de ballast te verhogen door toepassing van zware toeslagstoffen.

- In de beide vergelijkingen is voor water een volumegewicht van 10 aangehouden, m.a.w. er is op zoet water gerekend (en voorts is uitgegaan van een versnelling van de zwaartekracht van 10 m/s²). Zeker in tijgebieden zal men echter ook met brak of zout water te maken krijgen. Een voorstudie zal moeten uitwijzen wat de hoogste en de laagste waarden zijn, die men kan verwachten tijdens het transport en het afzinken, waarbij men moet denken aan het uitzakken en het opzamelen van zout water in de zinksleuf. In vergelijking 1 moet men dan de laagste te verwachten waarde voor het volumegewicht van water invullen en in vergelijking 2 de hoogste.

Oplossing van de vergelijkingen (1) en (2) geeft:

$$C = 0,728 H - 1,154 \quad (\text{m}^2) \dots\dots\dots (3)$$

$$B = 0,081 H + 1,319 \quad (\text{m}^2) \dots\dots\dots (4)$$

- Uit het ontwerp-criterium H (de benodigde holle ruimte) kan men dus de vereiste hoeveelheid constructie- en ballastbeton afleiden. Vereist, want meer constructiebeton zou betekenen, dat het element niet drijft, minder dat het omhoog komt. Toch moet men met deze hoeveelheid constructiebeton uitkomen om de belastingen (grond- en waterdrukken) te kunnen opnemen.

Bij de tot nog toe in Nederland gebouwde en ontworpen tunnels bleek dit inderdaad mogelijk, met als uitzondering de diepste gedeelten van de 2x2 strooks Beneluxtunnel onder de Nieuwe Maas bij Rotterdam. Door de grote waterkolom op het dak (ruim 21 m bij hoge waterstanden) moesten hier de vloer en het dak gedeeltelijk worden voorgespannen om toch nog uit te kunnen komen met het uit vergelijking 3 verkregen oppervlak voor de constructie.

Algemeen geldt, dat (althans in Nederland) de goedkoopste constructie wordt verkregen bij toepassing van zachtstaal. Zou formule (3) echter onvoldoende oppervlak opleveren voor het opnemen van de belastingen (bijv. door een grote diepte of brede buizen, i.c. hoge momenten en dwarskrachten) dan is men aangewezen op de volgende mogelijkheden:

1. geheel of gedeeltelijk voorspannen;
2. vergroten van de holle ruimte, waardoor men eigenlijk overbodige ruimte creëert (die misschien te gebruiken is voor de ventilatie), maar die het drijvend vermogen doet toenemen, waardoor de constructie zwaarder kan worden gemaakt;
3. een combinatie van 1 en 2.

Welke oplossing de beste is, kan alleen een kostenvergelijking leren.

Tenslotte zij vermeld, dat er tot nog toe van uit is gegaan, dat het element zelf-drijvend is. Overwogen kan worden het element "zwaarder" dan water te maken. Dit heeft echter enige bezwaren:

1. er zijn grotere pontons nodig (die nu niet op het element worden gezet, maar tijdens het transport voldoende drijfvermogen moeten leveren om het element te "dragen");
2. het breken van één van de kabels, die het element met de pontons verbinden, kan een catastrofe betekenen. Dit risico is niet aanwezig bij zelf-drijvende elementen. Vooral bij langere transporten of vervoer over zee kan dit aspect bepalend zijn voor de keuze.

8.6.4. De waterdichtheid.

Meer dan de meeste andere waterbouwkundige kunstwerken behoeft een tunnel een goede waterdichting: zelfs minieme lekkages onder het wegdek betekenen het opdrukken en loskomen daarvan; druppels vallend op het wegdek kunnen -zeker bij vorst- aanleiding geven tot gladde plekken, en zoals bij sommige bergtunnels is te zien, tot uitholling van het wegdek; water passerend door scheuren zal de wapening aantasten; bovendien zijn de meeste lekkages zichtbaar en zullen daardoor de indruk, die het kunstwerk maakt, in negatieve zin beïnvloeden. Alhoewel zichtbaar, is het toch vaak moeilijk de plaats op te sporen, waar het water vandaan komt. Zeker bij afwerkklagen (wegdek, plafond etc.) kan het water over enige afstand horizontaal stromen, alvorens aan het licht te komen. Het localiseren en de eigenlijke reparatie, meestal het injecteren van de scheur, maken het herstel kostbaar. Voor-komen is dan ook beter dan genezen.

Doordat doorgaande poriën-kanalen ontbreken is een betonconstructie, mits goed uitgevoerd, waterdicht. Er zijn echter drie zwakke punten: de dilatatievoegen, die in par.8.6.1. zijn vermeld, de stortnaden, welke om uitvoeringstechnische redenen in de constructie moeten worden aangebracht en eventuele doorgaande scheuren (momentenscheuren, welke in een gewapend betonconstructies moeten optreden om de wapening te laten "werken" zijn niet doorgaand!)

De meest gebruikelijke afwerking van een dilatatievoeg is een rubbermetalen voegstrook, welke in beide aangrenzende moten is ingestort (fig. 8.15). 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 water een kwelweg vindt rondom het rubber (beton hecht niet op rubber, wél 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. Teneinde 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, welke wordt ingenomen door het sponsrubber, onder druk geïnjecteerd met een epoxy-hars. Het sponsrubber wordt hierdoor samengeknepen en er ontstaat een doorgaande barrière ter afsluiting van eventuele lekwegen. 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 bij hogere temperaturen zou verhinderen. Door de staalplaat aan de buitenzijde, die maar aan één moot is verankerd, wordt het binnendringen van grond voorkomen.

Stortnaden worden in een betonconstructie gemaakt om de uitvoering eenvoudig te doen 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 op de bovenkist 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 in 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 lekkages 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 (fig. 8.17).

Een ander punt zijn eventuele doorgaande scheuren. Het belangrijkste mechanisme, dat deze veroorzaakt, is het verschil in gedrag tussen het 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 1 m dikke wand met Hoogoven A-cement) gaat de temperatuur geleidelijk aan afnemen totdat de buitentemperatuur is bereikt. 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 fig. 8.17 met gestreepte lijnen is aangegeven. Er is echter wel aanhechting, waardoor de wand de met getrokken lijnen aangegeven vorm zal krijgen: onderin de wand wordt door de vloer de verkorting verhinderd, bovenin is de vervorming tot op 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 zij verwezen naar het college "Temperatuureffecten in betonconstructies" (G28) alsook naar de sheets 11/14 achter in dit voorlopig contact.

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 (gebitumineerd 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 geschiedt 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 volgens een "spiraalvormig" tracé (fig. 8.17). 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 betontrekspanningen laag gehouden en scheuren voorkomen. Het water wordt rondgepompt in een gesloten circuit, waarin een 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 "Motorway 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 het ongelijke temperatuurgedrag wordt voorkomen en scheuren worden vermeden. Hiervoor zij verwezen naar "Prefabricating small cross section tunnels the Dutchway", A. Glerum, Tunnels and Tunnelling, July/August 1973 (een afdruk van dit artikel is in dit dictaat opgenomen).

8.7. Literatuur

"Studie voor de Rendsburgtunnel onder het Kieler Kanaal"
Strasse und Autobahn 1956, nr. 8

drs. G.R.Otten en G.A. de Vries
"The economies of river crossings"
Congrésboek van het Delta Tunnelling Symposium
Amsterdam, 16-17 November 1978

K. Széchy
"The art of tunnelling"
Boedapest, 1967

G.S. Ebaid en M.E. Hammad
"Tunnels and tunnelling"
July 1978

Prof.Ir. A.Glerum , e.a.
Voorlopig-dictaat ~~pg~~ "Waterbouwkundige Kunstwerken"

Ir. J. Brakel
"Submerged Tunnelling"
T.U. Delft, Faculteit der Civiele Techniek

ir. A.Glerum en ir. V.L. Molenaar
"De leidingtunnel onder het Hollands Diep: het ontwerp en de uitvoering"
De Ingenieur, 1972, nr. 42

W.M. Polderman
"Indringdiepte van scheepsankers tegenover de beschadigingsmogelijkheid
van zinkers en duikers"
OTAR, 1979, nr. 11

Prof. ir. B. Bakkers,
ir. J.H. Papendrecht, ir. L. Guyt
Collegedictaat e23 "Verkeerstechniek"

"Technical Committee Report on Road Tunnels"
XVIth World Road Congress, Wenen, 1979

"Highway Capacity Manual, 1965"
Highway Research Board,
Special Report 87, Washington D.C., U.S.A.

"Documentation Digest"
Road Tunnels Committee
XVth World Road Congress, 1975

Werkgroep van de Afdeling voor Tunneltechniek en Ondergrondse
Werken:

"Ventilatie van autotunnels, Aanbevelingen 1991"

KIvI

ir. A. Glerum, ir. B.P. Rigter., ir. W.D. Eysink en W.F. Heins
 "Motorway tunnels built by the immersed tube method"
 Rijkswaterstaat Communication nr. 25

ir. G. Plantema, ir. A. Glerum, ir. Ch.J. Vos, ir. W. Janssen,
 ir. J. van Loenen, ir. V.L. Molenaar, ir. H. van Tongeren,
 prof.ir. H.P. van Lohuizen.
 Diverse artikelen over ontwerp, uitvoering en onderzoek betref-
 fende gezonken tunnels.
 Cement, 1978, nr. 12

ir. A. Griffioen en ir. R. v.d. Veen:
 "Sand injection or sandflow process"
 Tunnels and Tunnelling, July-August 1973

ir. J. Brakel
 Collegedictaat g28 "Beton in de waterbouwkunde: temperatuurproble-
 men"

ir. A. Glerum
 "Prefabricating small cross section tunnels, the Dutch way"
 Tunnels and Tunnelling, July-August 1973

ir. P. Kieft en ir. B.W. van Eldik Thieme
 "De Hemspoortunnel; ontwerp en uitvoering"
 Cement 1978. nr. 2

ir. G.L. Tan en ir. T.W.T. Knook
 "Zeeburgertunnel"
 Bouwkunde en Civiele Techniek, no. 9 - september 1985

ir. V.L. Molenaar
 "The isolated continent en de Kanaaltunnel"
 De Ingenieur - nr. 2 (februari 1986)

prof. ir. A. Glerum:

"Immersed tunnels: why, when and where"
 Tunnelling and Underground Space Technology, Volume 3, number 4, 1988

prof. ir. A. Glerum:

"Immersed tunnels: steel or concrete?"
 FIP notes, 1991/2

ir. H. Burger en ir. G.M. Wolsink:

"NS van knelpunt bevrijd door bouw Willemsspoortunnel"
 I² - Bouwkunde en Civiele Techniek - No 10 - 1987

ir. E.H.M. Groot:

"Spoortunnel onder Nieuwe Maas aangelegd met afzinkelementen"
 Land + Water, Nr 1/2 - 1989

ir. W.P.S. Janssen:

"Noordtunnel: Oost-West verbinding in Randstad"
 Cement 1991, nr. 9.

8.8. Figuren

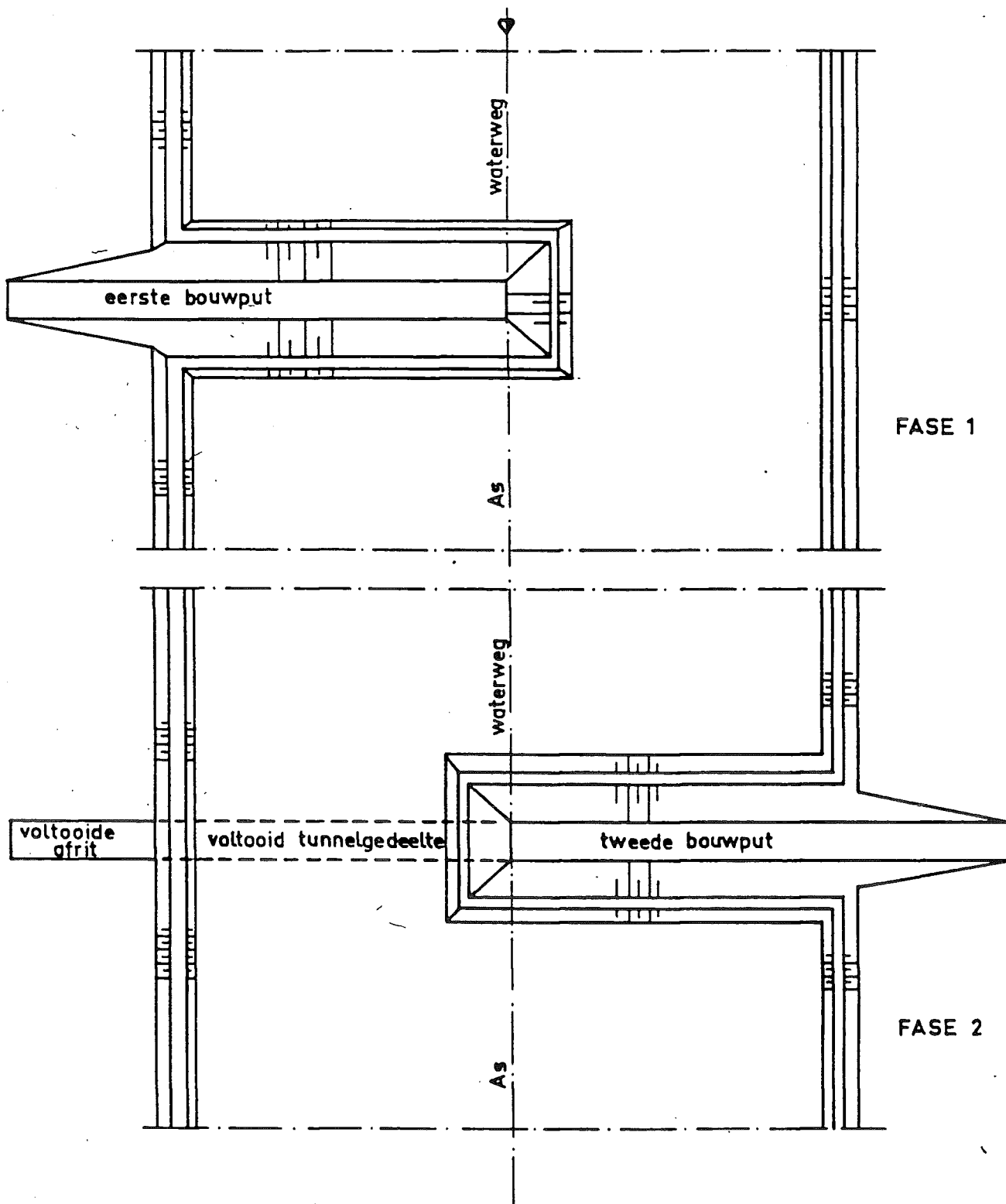


Fig. 8.1

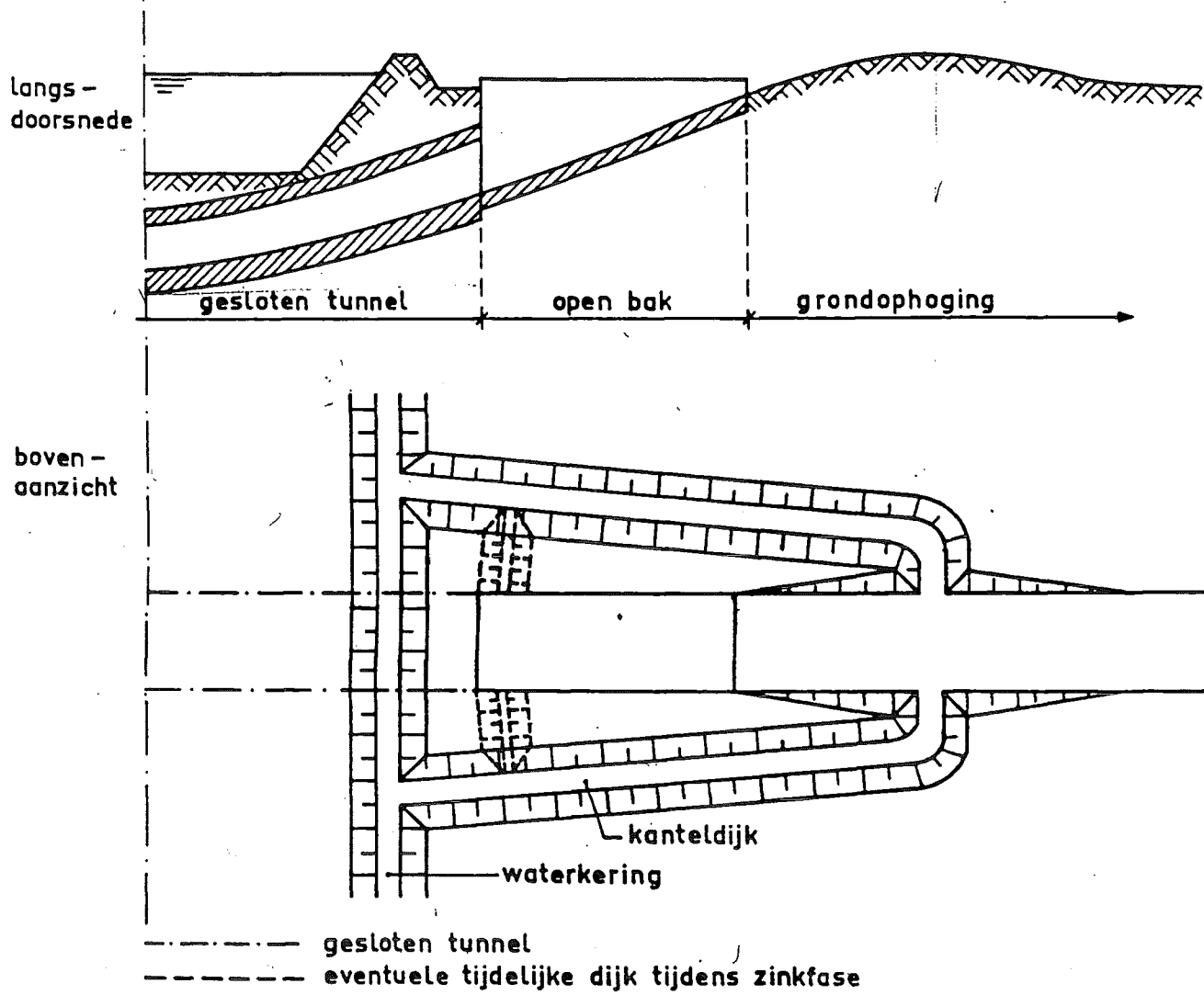
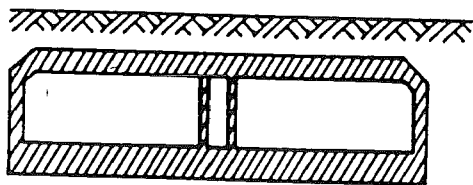
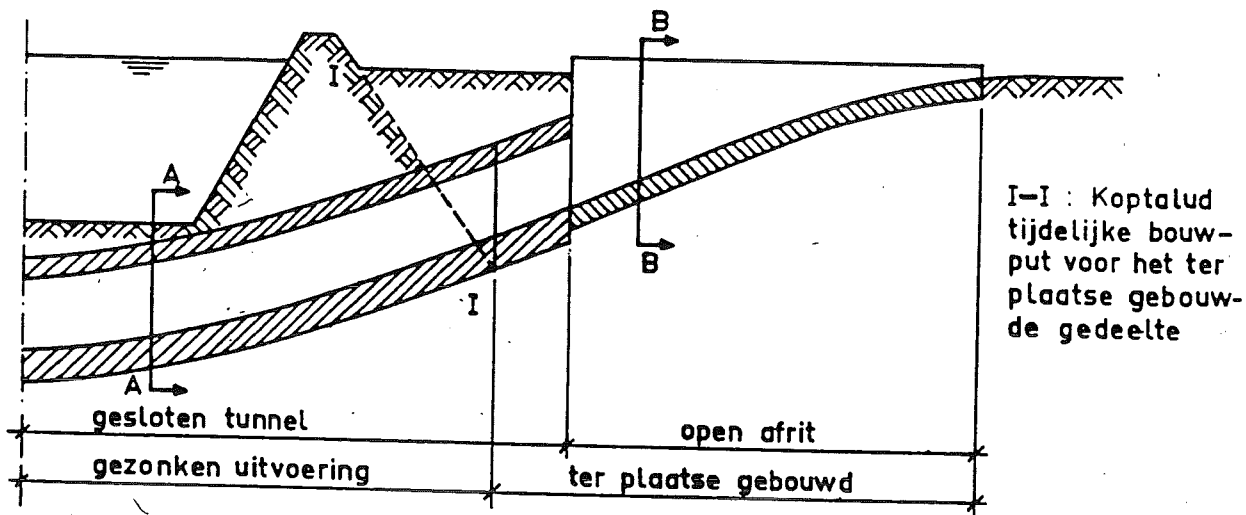
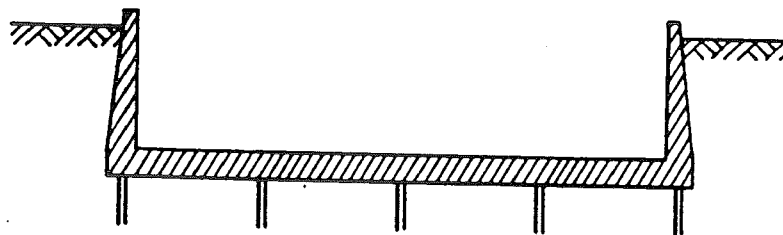


Fig. 8.5

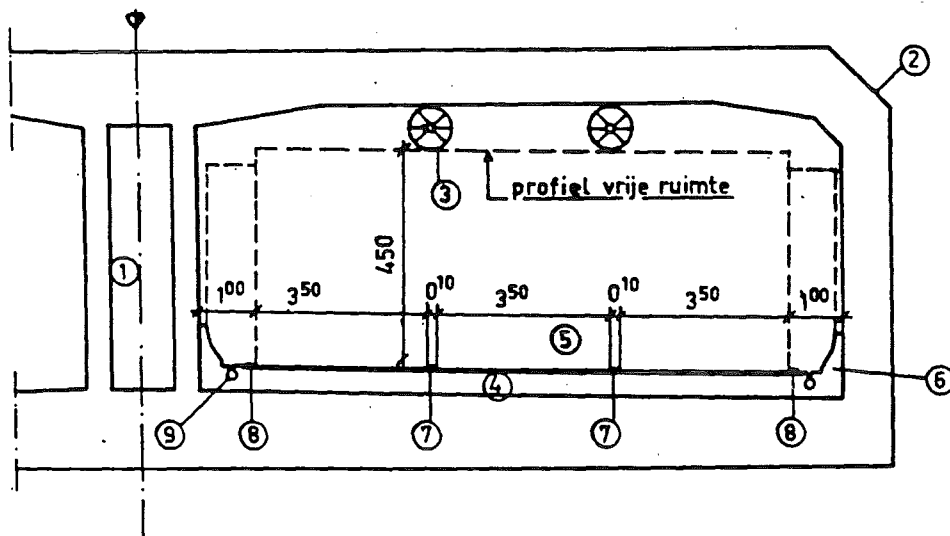


doorsnede A-A



doorsnede B-B

Fig. 8.6

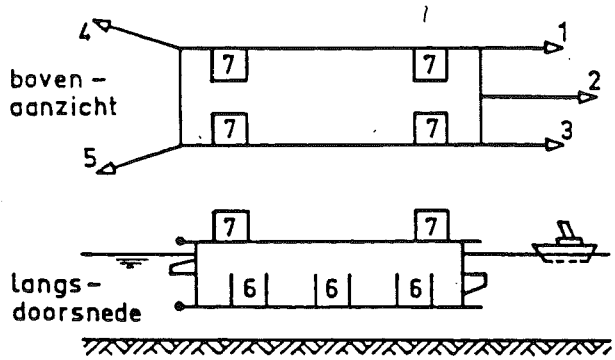


- 1: bedieningsgang
- 2: afschuining voor ankers
- 3: aanjaagventilator
- 4: ballastbeton
- 5: wegdek
- 6: geleide profiel
- 7: verfstreep 0,10 m breed
- 8: verfstreep 0,15 m breed
- 9: langsriool

Fig. 8.7

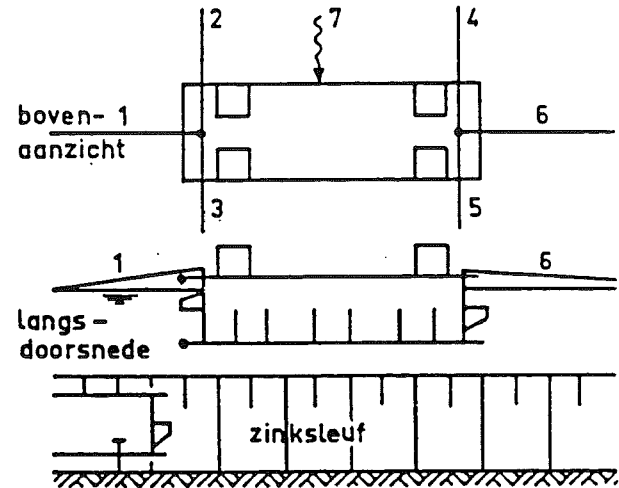
FASE 1: Transport

- Sleepboten voor trekken (1t/m³) en manoevreren (4,5)
- Ballast-tanks(6) nagenoeg leeg
- Pontons (7) op dak



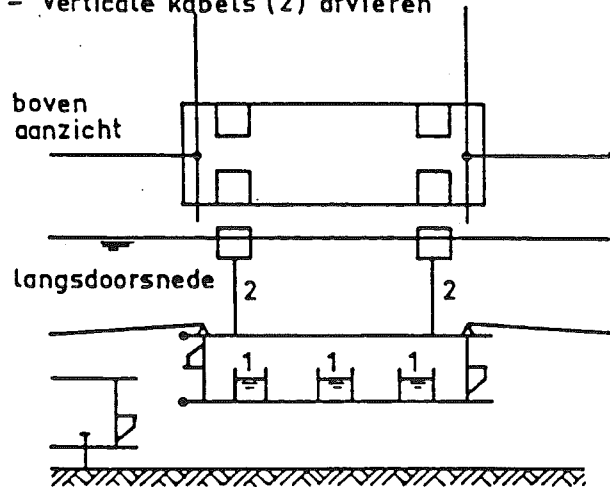
FASE 2: Boven positie

- Verhaalkabels (1 t/m 6) vast
- Kabels 2 en 4 nemen stroomkracht (7) op



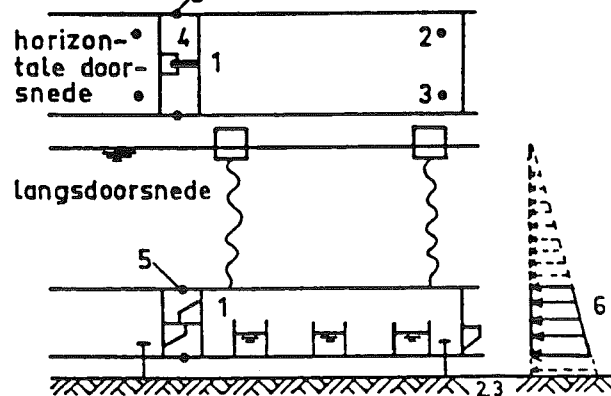
FASE 3: Zinken (zie ook fig. 8-12)

- Water in tanks (1)
- Verticale kabels (2) afvieren

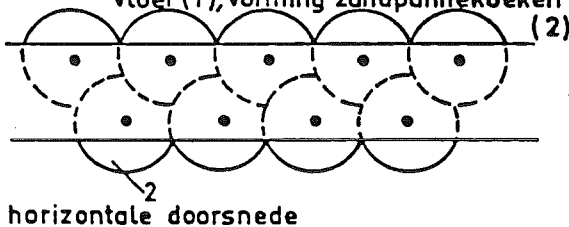


FASE 4: Plaatsen en koppelen

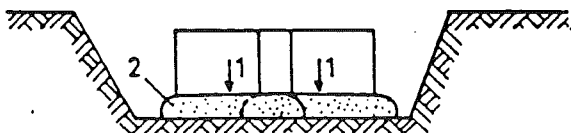
- Plaatsen op tijdelijke steunpunten (1 t/m 3)
- Aantrekken tegen voorganger
- Leegpompen kamer 4, daardoor samendrukken Gina (5) door hydrostatische druk (6)



FASE 5: Onderstromen door openingen in vloer (1), vorming zandpannekoeken (2)



dwersdoorsnede



FASE 6: Ballastbeton (1) en vullen sleuf (2)

dwersdoorsnede

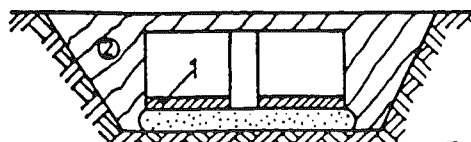
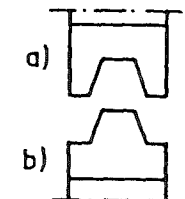
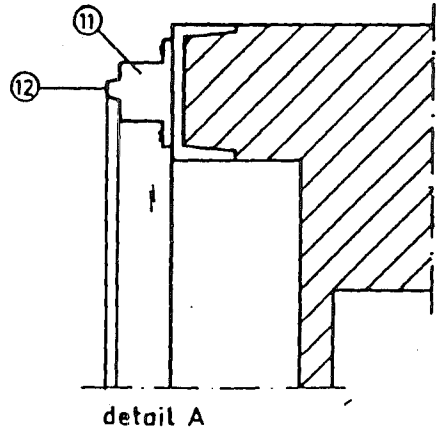
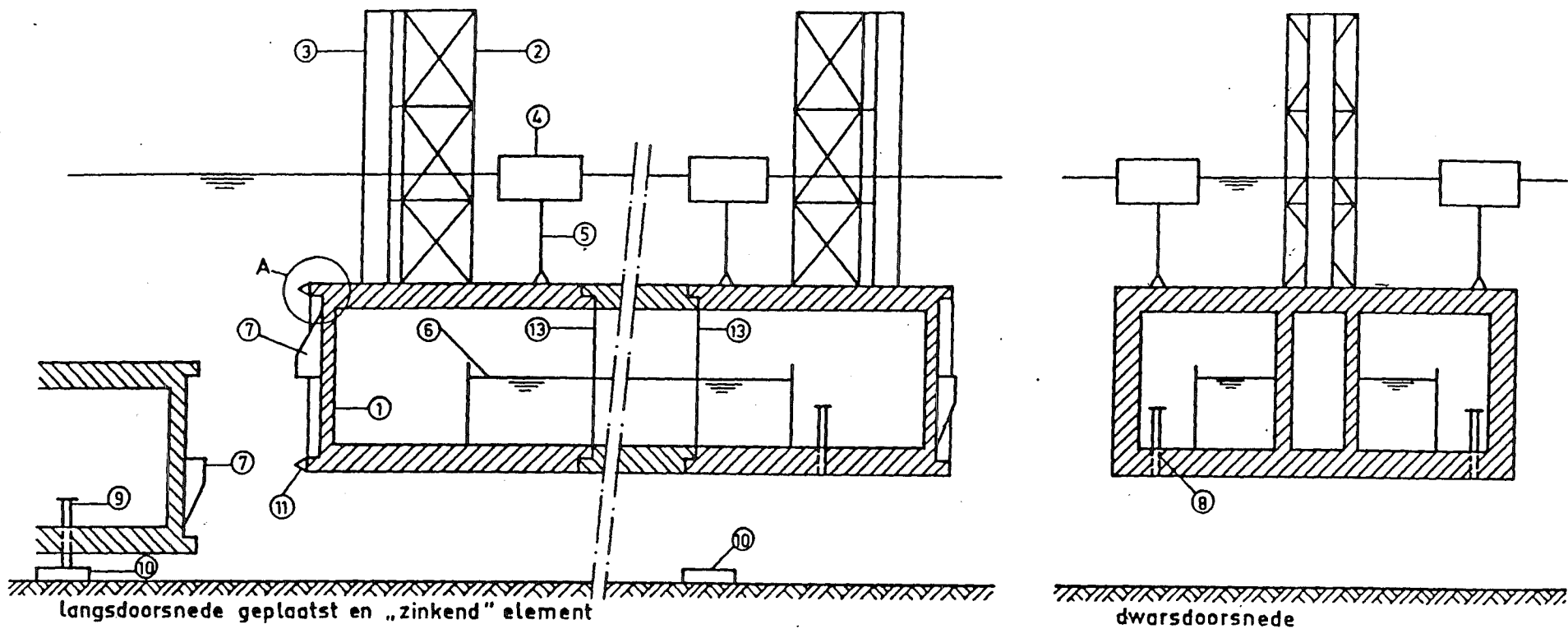


Fig. 8.11

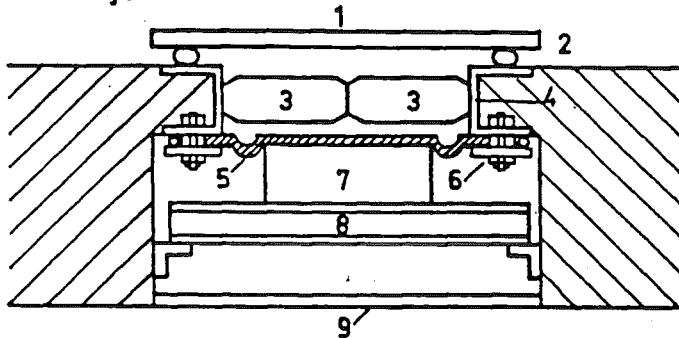


aanzicht „zoekende” oplegging
 onderaan console (a) juist voor
 plaatsing op consôle (b)

- 1: kopschot
 - 2: richttoren
 - 3: toegangsschacht
 - 4: ponton
 - 5: hangkabel
 - 6: ballasttank
 - 7: console
 - 8: vijzelpen (nog ingetrokken)
 - 9: idem (uitgedrukt)
 - 10: gew betonnen tegel
 - 11: Gina
 - 12: zachte neus Gina
 - 13: dilatatievoeg
- } tijdelijke opleggingen

Fig. 8.12

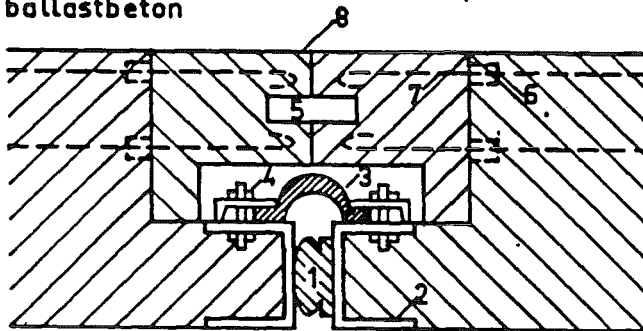
waterzijde



- 1 : waterdichte schotten
- 2 : rubberprofielen
- 3 : betonnen wiggen
- 4 : ingestorte stalen omranding
- 5 : rubber - canvas slab
- 6 : klemconstructie voor 5
- 7 : continue hardhouten ondersteuning voor 5
- 8 : plaatselijke ondersteuning voor 7
- 9 : afdekplaat

Fig. 8.13 Sluitvoeg wand

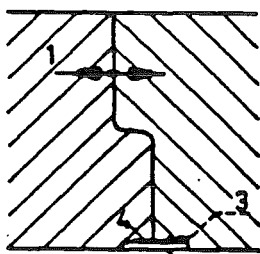
ballastbeton



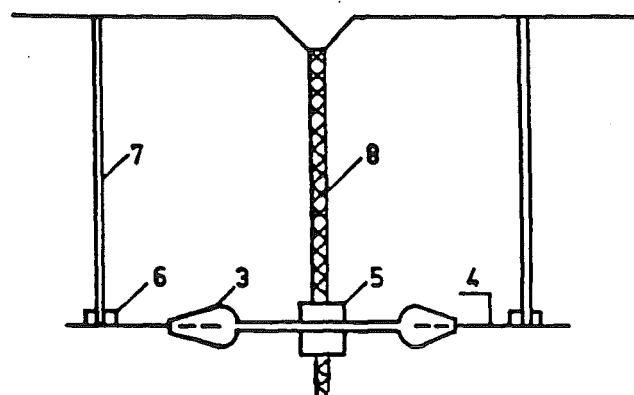
- 1 : ingedrukte Gira
- 2 : ingestorte stalen omranding
- 3 : omega profiel
- 4 : klemconstructie voor 3
- 5 : stalen dwarskrachtdeuvels
- 6 : busanker
- 7 : later in te schroeven ankers
- 8 : tempex

grondzijde

Fig. 8.14 Zinkvoeg vloer



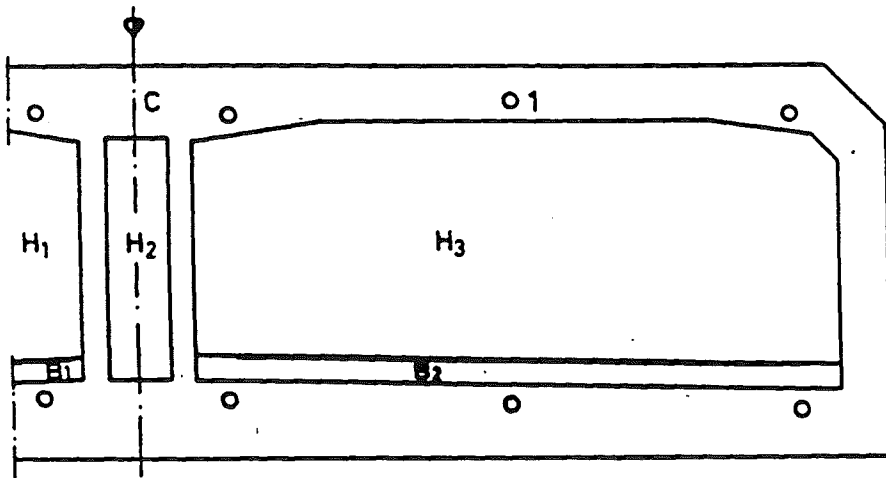
waterzijde



- 1 : rubbermetalen voegstrook
- 2 : staalplaat, eenzijdig verankerd (3), andere zijde met bitume ingesmeerd om beweging mogelijk te maken.

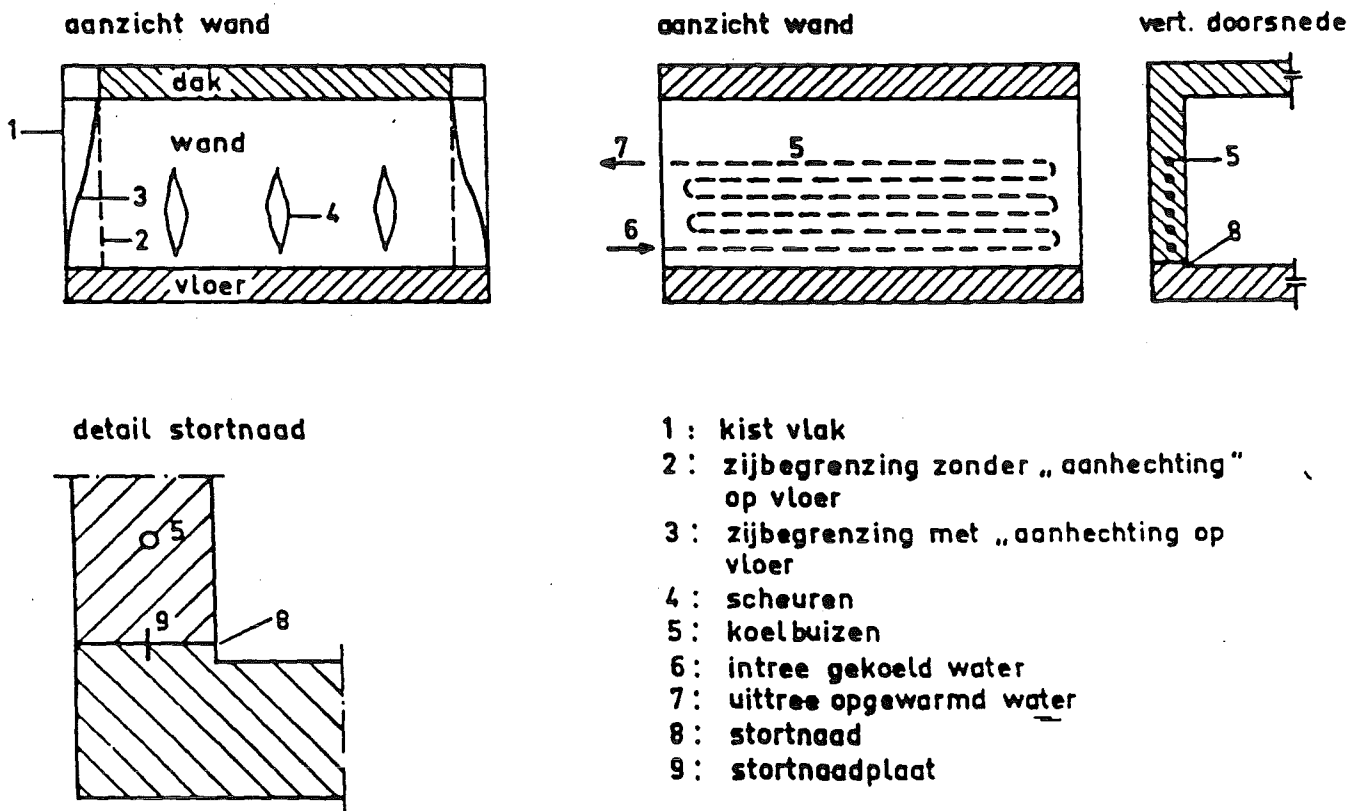
- 3 : rubbermetalen voegstrook
- 4 : ingevulkaniseerde staalstrip
- 5 : schuimrubber om rek lengte te krijgen
- 6 : sponsrubber
- 7 : injectiebuisjes
- 8 : tempex

Fig. 8.15 Dilatatievoeg met detail



- $B = B_1 + B_2$: oppervlak ballastbeton
 C : " constructiebeton
 $H = H_1 + H_2 + H_3$: " holle ruimte
 1 : sparingen voor tijdelijke langvoorspanning

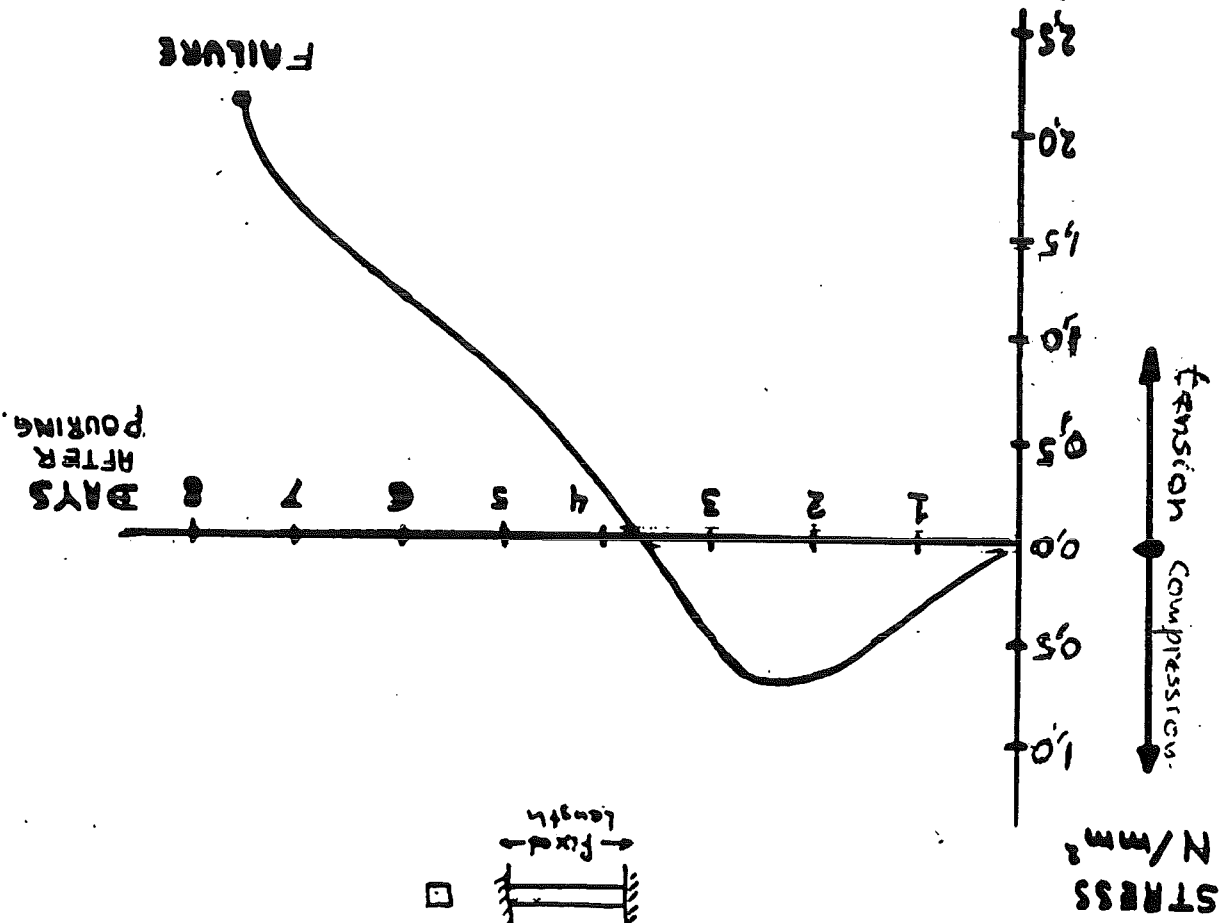
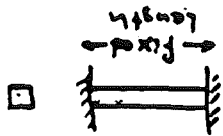
Fig. 8.16



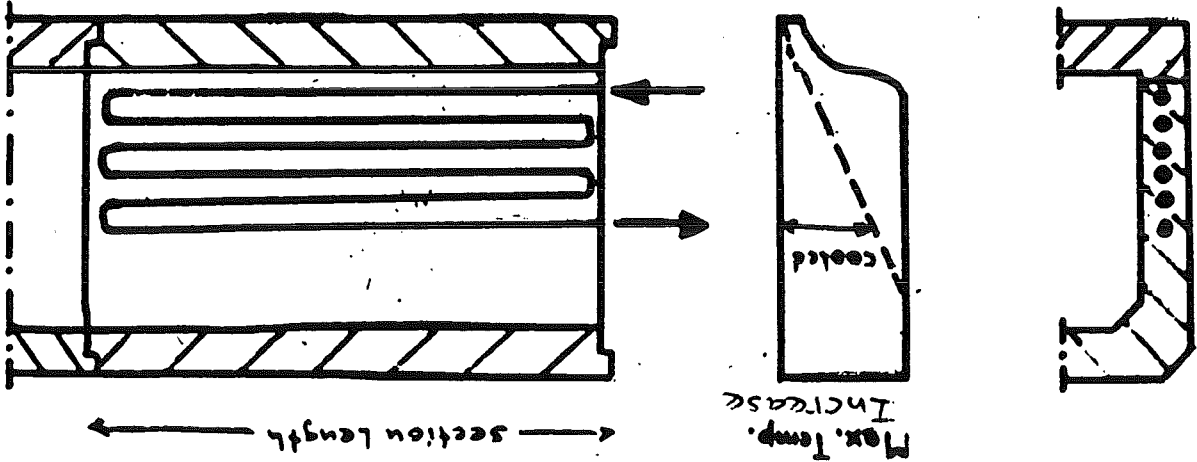
- 1 : kist vlak
 2 : zijbegrenzing zonder „aanhechting” op vloer
 3 : zijbegrenzing met „aanhechting op vloer
 4 : scheuren
 5 : koelbuizen
 6 : intree gekoeld water
 7 : uittree opgewarmd water
 8 : stortnaad
 9 : stortnaadplaat

Fig. 8.17

Measured stresses in concrete prisms with fully restricted deformations.



COOLING SYSTEM

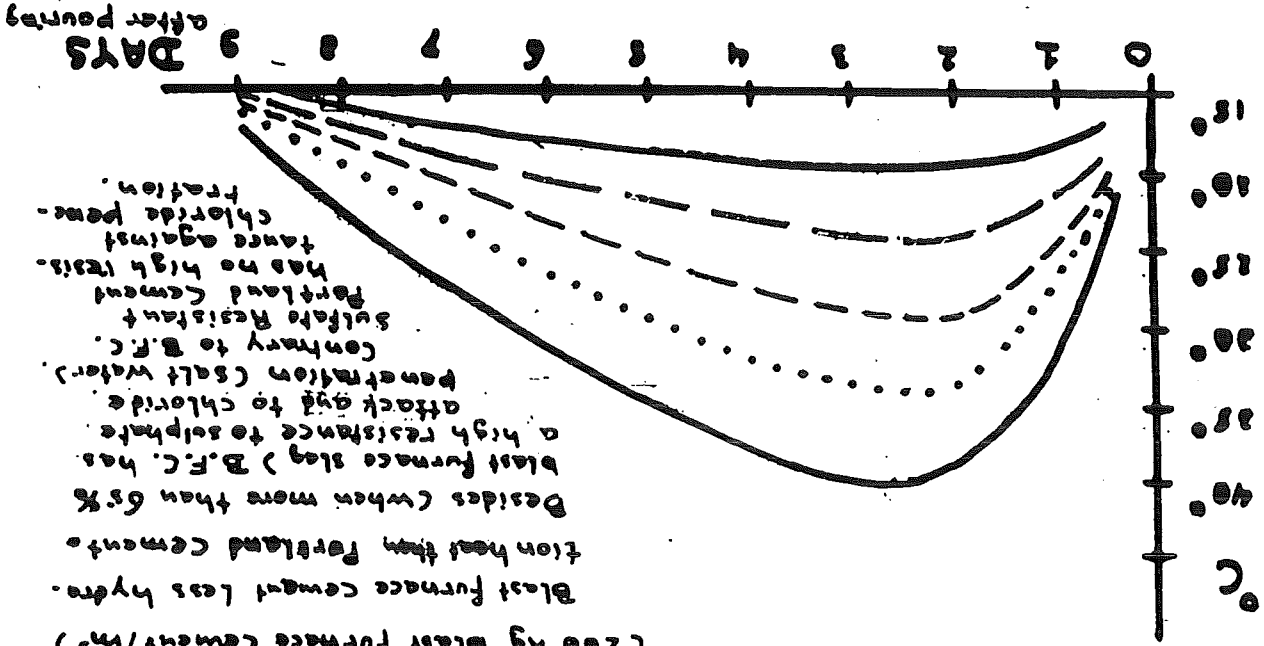


MOROVER, LOW CEMENT CONTENTS

(280 kg blast furnace cement/m³)

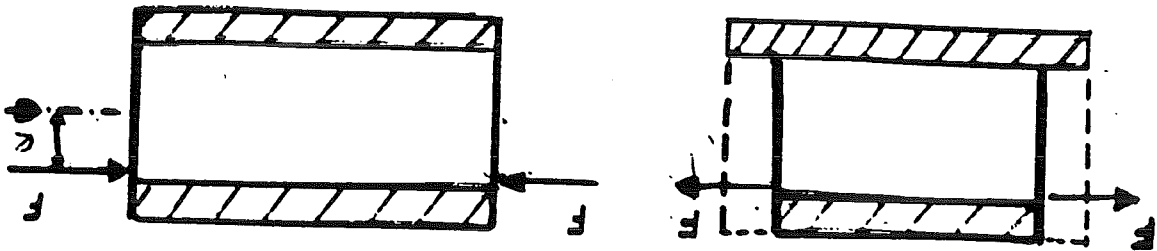
Blast furnace cement less hydration heat than Portland cement.

Desides (when more than 6% blast furnace slag) B.F.C. has a high resistance to sulphate attack and to chloride penetration (salt water). Contrary to B.F.C. sulfate Resistant Portland Cement has no high resistance against chloride permeation.



Desides (when more than 6% blast furnace slag) B.F.C. has a high resistance to sulphate attack and to chloride penetration (salt water). Contrary to B.F.C. sulfate Resistant Portland Cement has no high resistance against chloride permeation.

CALCULATION OF STRESSES DUE TO HYDRATION HEAT.

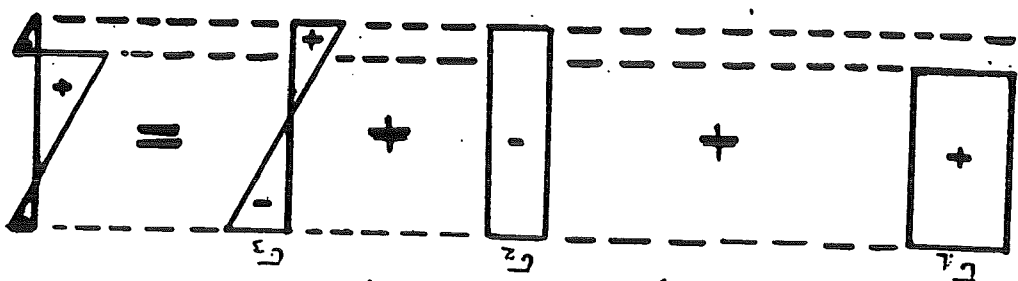


$C_1 = C.E = \alpha \cdot \Delta T \cdot E$
 (where α = coeff. of expansion)
 $F = A_1 \cdot C_1$
 (A_1 = cross sectional area of walls and roof)

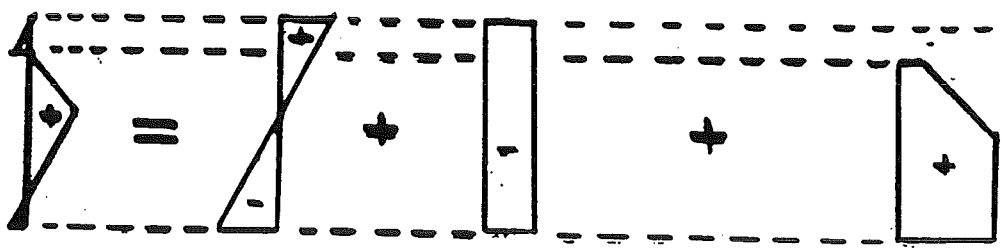
$C_2 = \frac{A_2}{F}$
 (A_2 = cross-sectional area total tunnel)

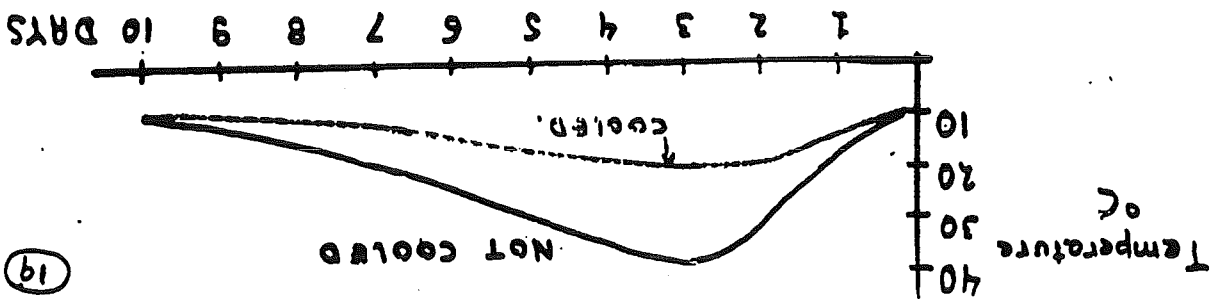
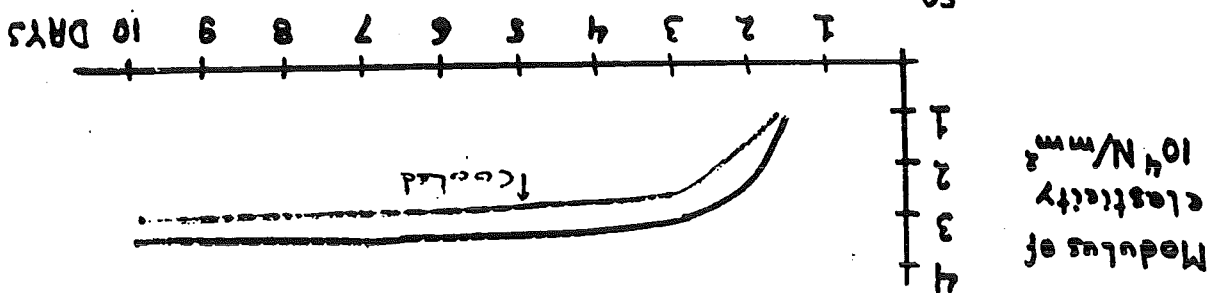
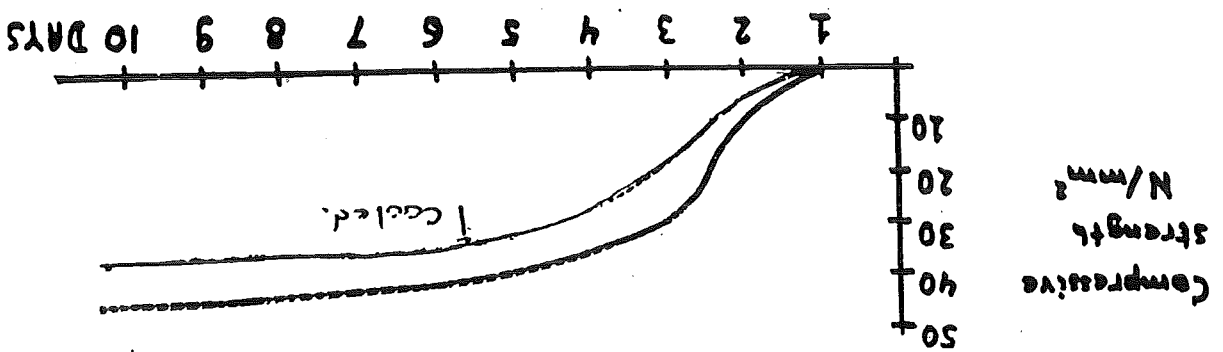
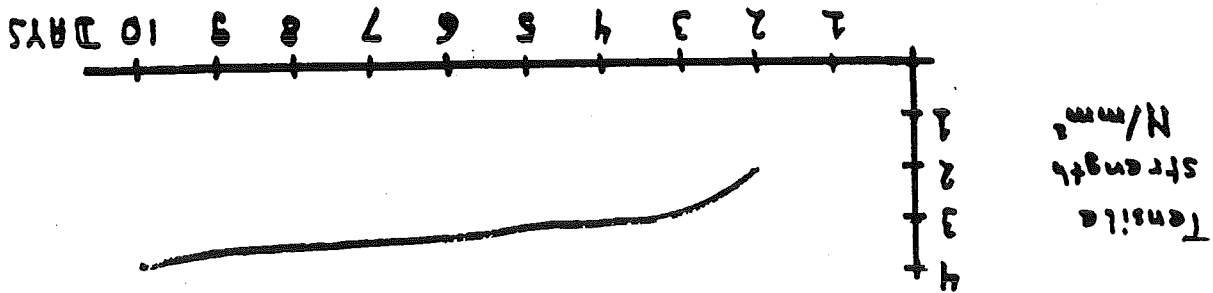
$C_3 = \frac{W}{E \cdot F}$
 (W = section modulus)

NOT COOLED :



COOLED :

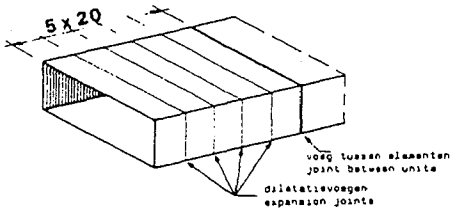




(19)

(14)

Waterproofing of the Tunnel Structure



1
Scheme of tunnel

Introduction

A tunnel to be built by the 'immersed tunnelling' method is made up of 'sub assemblies': the immersion units, with a length of 70-120 metres. These units each consist of sections, approx. 20 metres long, between which expansion joints have been designed (fig. 1).

The use of these joints prevents the generation of large tensile stresses due to shrinkage after concreting and uneven settlements in the subsoil after immersion. They allow for minor rotations, due to settlements, and a small longitudinal displacement, due to shrinkage.

A tunnel must be watertight. This implies that no water may penetrate through the concrete, the working- and expansion joints, or the seals between the tunnel units. The impermeability of the concrete is so very important because corrosion of the reinforcement must be prevented. In this article we will discuss in brief how the impermeability of concrete and joints can be ensured.

IMPERMEABILITY OF THE CONCRETE

Causes of Cracking

The most important cause of cracking within the concrete is uneven shrinking.

The shrinkage can originate from:

a. Drying-out

When the tunnel units are still in the dry dock, micro-cracks may appear on the outside caused by drying-out of the concrete. After the immersion and placing of the units these cracks will be closed again by the swelling of the concrete in water.

b. Climatic changes in temperature

During a change in ambient temperature, a temperature gradient will occur in the walls, the roof and the floor. In general this gradient is too low to cause large stresses.

c. Temperature changes due to hydration of cement

Hydration heat is the heat that evolves from chemical reactions which take place during the setting of newly-poured concrete. As a result of this process, a temperature increase occurs in the core of a heavy concrete structure. In relatively slender structures the heat dissipation to the environment is so extensive that a temperature increase scarcely develops at all.

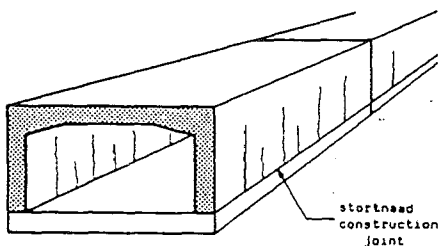
During the construction of a tunnel, the hydration heat evolved can cause two kinds of problems:

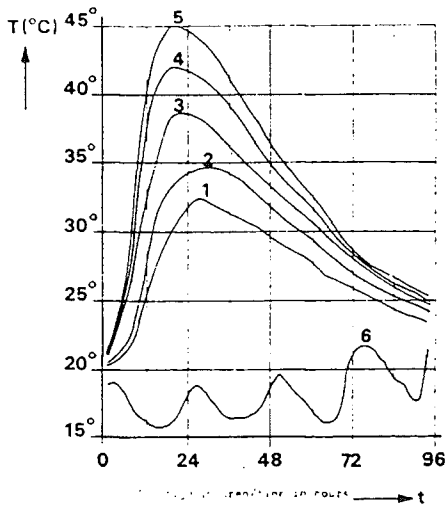
- A higher temperature will arise in the core of the floor, the walls and the roof than in the outer layers of these parts. As a result of the temperature gradient, the cooling down of the outer layers will cause the concrete on the outside to shrink at a higher rate than the concrete in the core. Therefore tensile stresses will occur, with the danger of cracking.

When the formwork is removed from a concrete wall while it still has a high temperature a thermal shock will result. Especially during the night, the surface temperature of the concrete can decrease considerably in such cases. From calculations it follows that in concrete structures such as tunnels, a temperature difference of 15-20 °C causes cracking. This has been confirmed by practical experience. As the stress zone expands during cooling down, a typical crack will progress further inward. When the temperature in the core decreases, the crack will close.

- During the pouring of the walls upon the floor, difficulties arise because the fresh concrete will not behave in the same way as the older concrete of the floor. The deformation of the new mass of concrete is interfered with by the floor. In the wall, hydration will increase the temperature. The heat dissipation to the floor is only limited and the floor temperature will lag behind. At first the wall can freely expand but in the process of hardening of the concrete, the cohesion with the floor will come into play. With a further increase of the temperature in the wall by hydration, compressive stresses will occur in the wall and tensile stresses in the floor. During cooling down, the opposite takes place: compressive stresses will arise in the floor and tensile stresses in the wall and the latter will begin to crack (fig. 2). In this case the stress will occur at a later stage than in the previous example of the interaction between the core and the outer layer, because the whole concrete wall must cool down first. In the meantime, the tensile strength has increased. At the ends of the section wall the stress is nil; but it increases in excess of the ultimate strength and there cracking sets in. This process repeats itself lengthwise.

2
Cracks in the tunnel walls caused by temperature influences





3
 Hydration heat of different types of cement
 1 = blast furnace cement A - 325 kg
 2 = blast furnace cement B - 325 kg
 3 = portland cement A - 325 kg
 4 = portland cement B - 325 kg
 5 = portland cement C - 325 kg
 6 = temperature of environment

In the upper part of the wall and in the roof, a zone of compressive stresses may develop. As a result, the shrinkage cracks will not extend to the roof. Research has proved that the placing of longitudinal reinforcement near the floor cannot prevent cracking. In this way, however, the crack-width can be limited and the occurrence of cracks distributed more evenly along the length of the tunnel.

Measures against Cracking.

There are many remedies against cracking. Not one single method is effective enough, so that a combination of measures is necessary. The most important methods will be explained below. They refer to the composition of the concrete mixture, the decrease of the sharp rise in temperature difference between floor and walls, and special measures during construction.

Composition of concrete

The following measures are considered:
 a. Selection of a suitable cement
 The chemical composition of cement has a large influence on the hydration heat. Especially cements with a latent hydraulic binding agent, such as puzzolane, fly ash, fine, ground volcanic stone or slag (blast furnace slag) develop relatively little hydration heat. In figure 3 the hydration heat data of some cements widely used in Holland are compared.

b. Decreasing the cement content
 A decrease of cement content is attended by a decrease of hydration heat. However,

requirements with regard to strength and impermeability of concrete demand a minimum limit of the cement content. In many cases a quantity of 250-300 kg of cement per m³ of concrete is used.

c. The use of coarse aggregates
 When using coarser aggregates, less fine grained material (cement etc.) can be used, if the particle size distribution is adequate. For a satisfactorily dense concrete around the reinforcing rods, a mortar with a limited maximum particle size is needed, while on the other hand, reasonable workability requires a certain amount of fine-grained material. Beside cement, stone meal, trass, glacial sand etc. can be used for this purpose.
 d. Decreasing the amount of mixing water
 A lower water/cement ratio results in a reduced amount of hydration heat per unit of time; however the workability will decrease. The additional use of a plastifier and air-entraining agents can improve the workability.

Decreasing differences in temperature

Various methods can be applied to reduce the temperature differences between the core and the outer layers of the walls, the floor and the roof and on both sides of the working joints.
 a. Reducing initial temperature of mortar by cooling

Cooling the mortar has two effects:

- the maximum temperature in the mortar is decreased.
- the setting of the concrete takes more time, by which the evolution of heat is spread over a longer period of time.

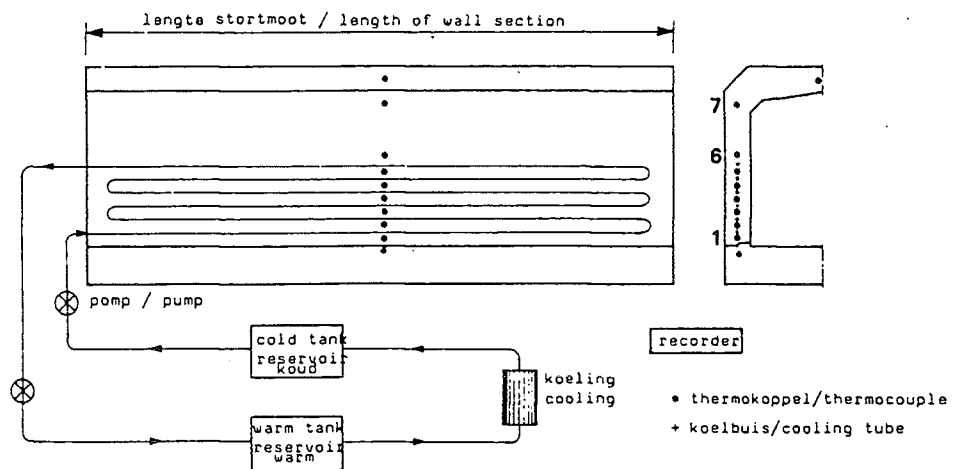
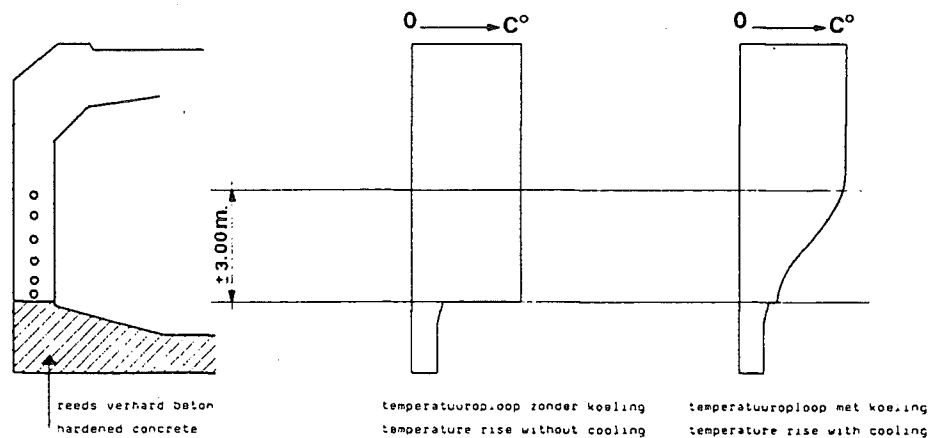
The temperature decrease can be attained by cooling the raw materials and by using ice water as mixing water. In tunnel construction this method is seldom used, since it calls for extensive installations.

b. Cooling the newly-poured concrete in the walls

This cooling method has proved to be succesful. Its purpose is: to obtain a gradual temperature plot between the relatively cold floor and the roof. (fig. 4). An automatic cooling system is used, by which cooling water is pumped through a concreted-in piping system. See flow scheme in figure 5. The water flows through the wall from the bottom to the top and is heated up during circulation. As a consequence, the cooling capacity of the water decreases as it flows upwards.

By means of thermocouples the temperatures of ambient air, inlet water, outlet water, concrete at various levels, concrete below working joints are measured. A recorder records the temperature plot.

4
 Temperature rise without and with cooling



5
 Cooling scheme

Temperature range in the concrete, with and without cooling

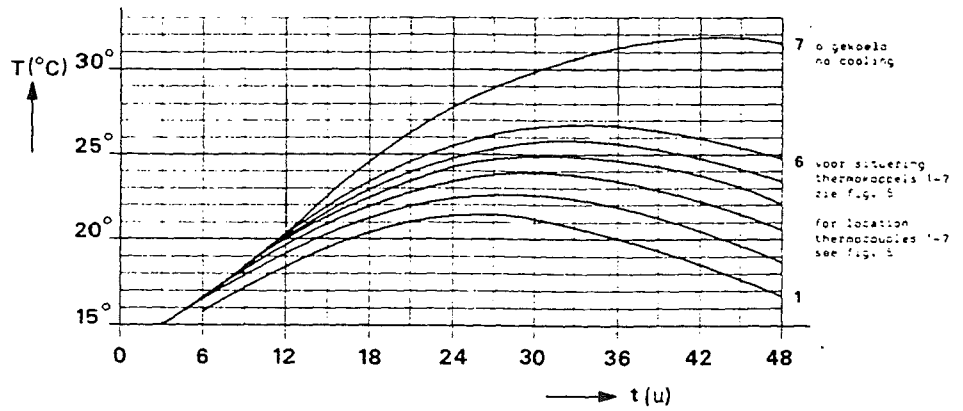
The degree of cooling depends on:

- diameter, length and spacing of cooling tubes;
- temperature difference between inlet water and concrete;
- flow capacity of water;
- the dimensions of the tunnel section;
- the properties of the concrete mix.

Especially the distance between the pipes is an important factor.

For the determination of the position of the cooling pipes and of the flow capacity, given a certain initial water temperature, usually the calculation method of W.Mandry is used. This calculation is based on numerous simplifications; marginal conditions such as heat insulation capacity of formwork, changes in ambient temperature, length of tunnel section, etc. are left aside.

The method provides average concrete temperatures without and with cooling (fig. 7). As a consequence previous experience plays a very important role in every new project.



When setting up the automatic cooling system, the following criteria apply:

- with an increasing concrete temperature, the cooling system remains in operation;
 - should a temperature decrease occur, cooling continues;
 - should the temperature decrease continue over a certain period of time (e.g. 5 hours), cooling is stopped;
 - if after shut-down the temperature increases again, cooling is recommenced.
- For every concrete pour the following preconditions are determined:
- the position of the measuring points;
 - time delay of cooling start-up after switch-on of automatic system;
 - discharge of cooling water;
 - time delay between set-in of temperature decrease and cooling shut-down;
 - the maximum cooling time (approx. 50-60 hours).

The correct operation of the equipment and the temperature plot within the concrete are checked at regular intervals. In illustration, the following figures show the cooling arrangement for No. 1 tunnel section of the Amsterdam Airport tunnel:

figure 8 - Sectional view of tunnel wall and position of cooling tubes and measuring points;

figure 9 - The recorded temperature plot.

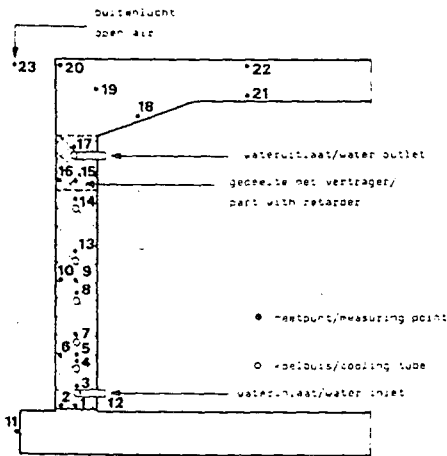
It can clearly be seen that the objective: a more gradual change of temperature, has been attained; it is also remarkable that fluctuations in ambient temperature have no influence on the concrete temperature. When no cooling is used, this effect does occur however.

The total costs of the cooling system are rather high, but they should be compared to the significantly higher costs of a waterproof outer lining. Moreover, steel cooling tubes can permanently serve as shrinkage reinforcement.

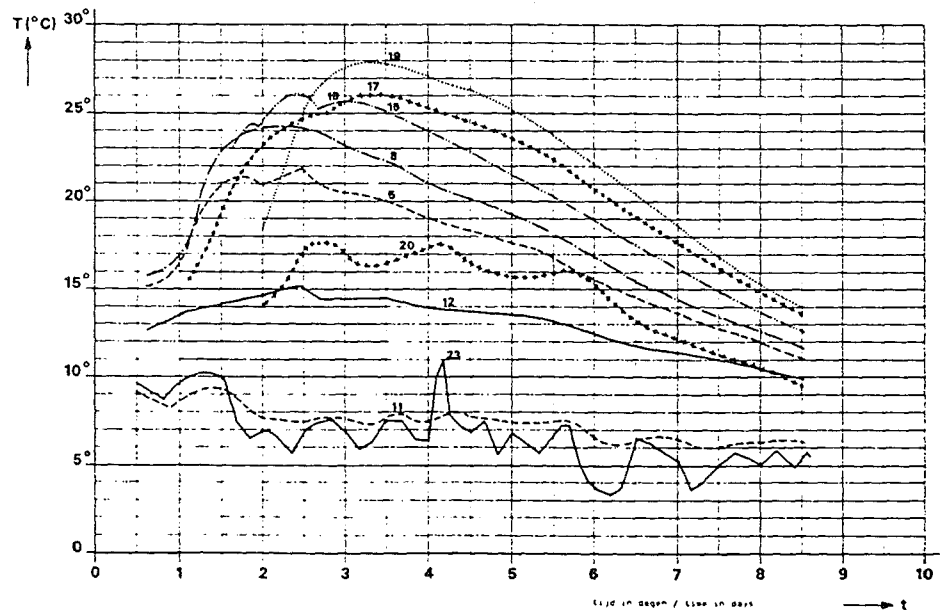
c. Heating of the floor

A decrease of the temperature difference between the floor and a wall can also be effected by heating the floor, e.g. by circulating hot water through concreted-in tubes. This method is seldom used. In practice, one example is known: the construction of the Underground Tunnel in Stockholm, in which case the longitudinal cable ducts for the prestressing rods were used to this end.

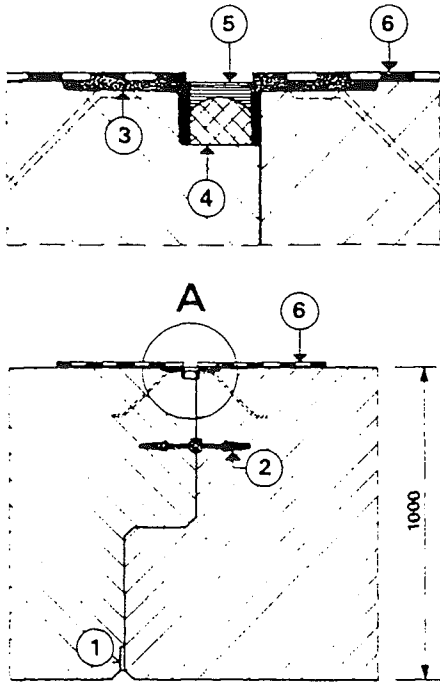
The method of heating the floor may be combined with the cooling of the wall method: the heated up water from the upper part of the wall is circulated through tubes in the floor. Thereafter, the water is cooled.



8 Cross section tunnel unit no. 1, location of cooling tubes and measuring points



9 Recorded temperature plot, time in days (for location of measuring points see fig. 8)



10
Expansion joint with rubber/metal waterstop and polyurethane putty
1 = airex strip, 2 = rubber/metal waterstop, 3 = steel angle, 4 = polyethylene foam, 5 = polyurethane putty, 6 = glued butyl strip

Measures during construction

a. Postponing removal of formwork; insulating the top of the roof. By using formwork with a reasonable heat insulation capacity, the temperature difference between the core and the outer layer of a wall is decreased, while the temperature gradient becomes less abrupt. Since wood insulates better than steel, wooden formwork is preferred.

Removal of formwork must be postponed until the whole section has cooled down to an acceptable temperature. As a consequence, the formwork should not be too thick-walled. The newly-poured concrete of the roof may be covered with a layer of insulating material.

b. Continuous pouring

An elegant solution for the problems encountered in pouring fresh concrete onto older concrete is obtained by continuous pouring of the whole tunnel section. In general this can easily be done with comparatively small tunnels, but not with the large and wide tunnels for road traffic.

In Holland this method has been used in the construction of a siphon under the Amsterdam-Rhine Canal, a pipeline-tunnel through the Hollandsch Diep Estuary and the Rotterdam METRO-politan railway TUNNEL under the Nieuwe Maas River.

The siphon and the pipeline-tunnel were built up of sections with a length of 3-6 m, poured in upright position. The sections of the Metro-tunnel could be poured in one operation thanks to the compact spectacles-shaped profile and with the use of very ingeniously designed formwork.

Additional impervious layer

Until recently the methods described above were not considered to be adequate and every large tunnel was provided with an additional waterproof layer. Such a layer consists of several layers of fibreglass or another non-organic material, impregnated

with asphaltic bitumen; the layer can bridge crack widths of approx. 0,2 mm. At the expansion joints, the layer has an extra reinforcement, while it is not pasted to the concrete over an area stretching for several centimeters at both sides of the joints. In this way longer lengths of this material can take up the expansion that occurs.

For the upper part of the walls and the roof, this bitumen waterproofing is protected against damage (e.g. falling anchors), by means of a reinforced concrete slab which is secured to the tunnel structure with watertight fasteners.

The covering of tunnels with an expensive additional impervious layer has recently gone out of use. Modern methods to prevent cracking, (mainly cooling of concrete) are so satisfactory that such a layer is no longer needed.

WATERTIGHTNESS OF JOINTS

Working Joints

The working joint between a floor and a wall is a potential source of leakage; its construction calls for careful supervision.

Mostly the joint is provided with an iron strip to ensure an impermeable bond.

Beside the normal measures to treat a working joint, such as rough chipping and grouting with cement mortar the shape of the joint is a matter to be studied carefully. The working joint may be flush with the top of the floor or extend by about 60 to 100 mm above it.

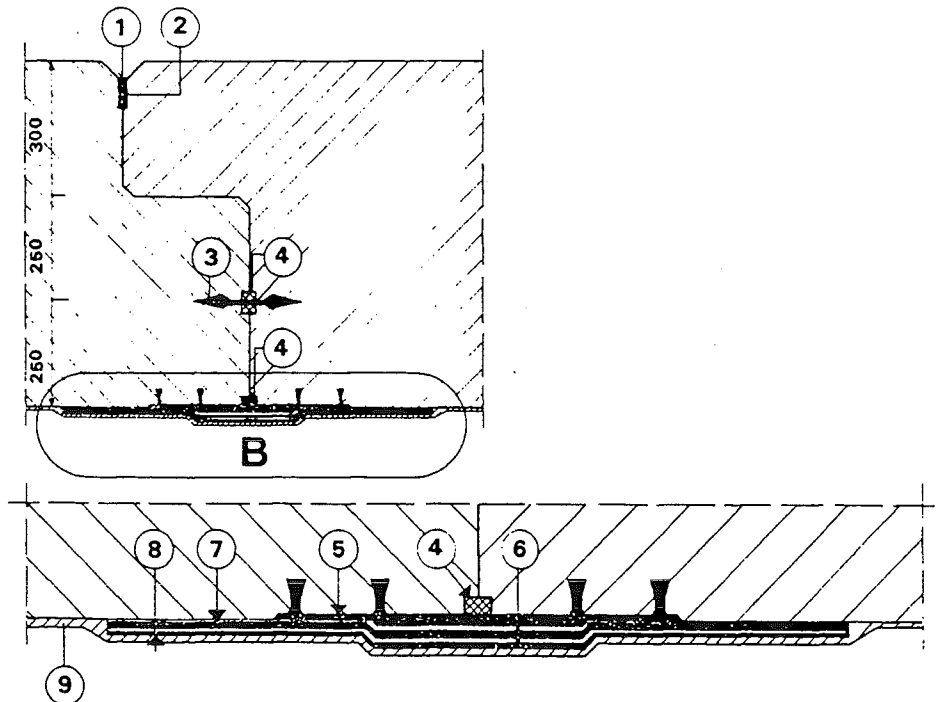
Expansion Joints

The sealing of expansion joints generally consists of two devices:

a. an inner joint, consisting of a rubber-metal joining strip (fig. 10);

b. an outer joint covering consisting of polyurethane putty (fig. 10) or the so called 'Dubbeldam' rubber strip (fig. 11).

11
Expansion joint with 'Dubbeldam' rubber-strip
1 = Thiokol, 2 = Airex, 3 = rubber/metal waterstop, 4 = foam rubber, 5 = Dubbeldam rubber-strip, 6 = heat resisting foam plastic, 7 = PVC sheet, 8 = Ruberoid vitrix, 9 = watertight cover

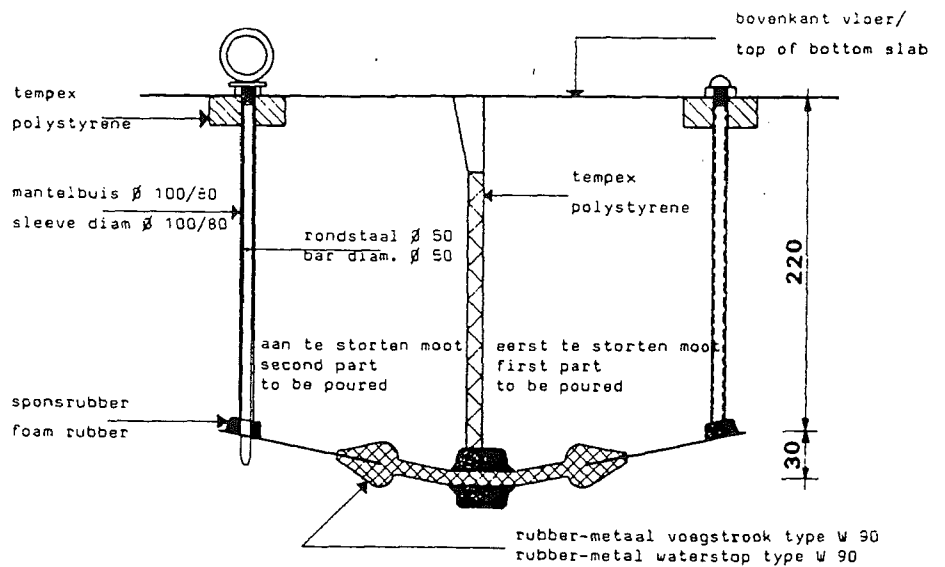


Detail injection tubes near rubber-metal waterstop

The second seal was used because the concrete around the rubber-metal joining strip often contained gravel pockets caused by separation of the coarse aggregate from the concrete.

In the construction of the Hem railway-tunnel, an improved version of the rubber-metal joining strip has been applied (fig. 12).

A foam rubber strip was bonded to the ends of the metal strips; through steel tubes, pressed against this strip, the concrete around the rubber-metal strips can be injected with epoxy resin. This method turned out to be so satisfactory that the outer sealing joint could be omitted.



Joints between Units

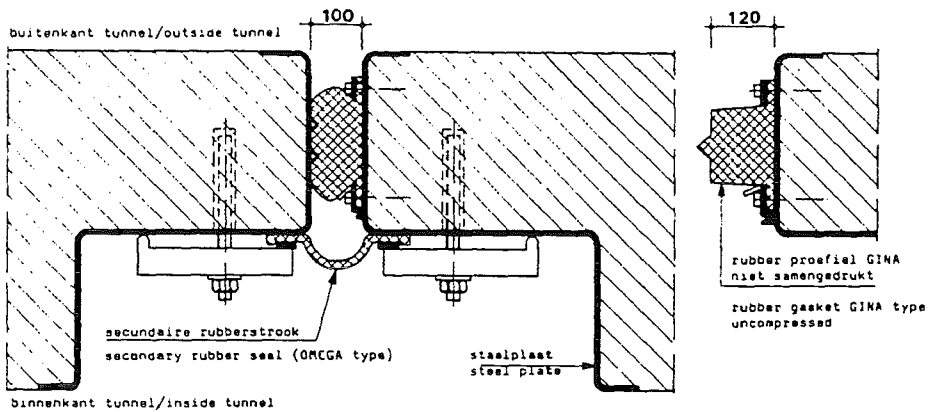
These joints are sealed with a rubber gasket of the well known 'Gina' type; this is fitted around the circumference of the end bulkhead of the unit to be immersed (fig. 13). With a small force, the new unit is pressed against the already immersed part of the tunnel, e.g. by means of a hammerhead with a jack. This will compress the rubber seal sufficiently to separate the inside and the outside water. The inside water is pumped away and as a result of hydrostatic pressure on the free end, the new unit remains pressed against the adjoining one.

The joint is finally sealed on the inside by means of a second rubber gasket of the 'Omega' type.

After the immersion of the last unit, a gap of approx. 1 metre remains.

In this gap wedges are inserted to keep the other joints pressed together (fig. 14).

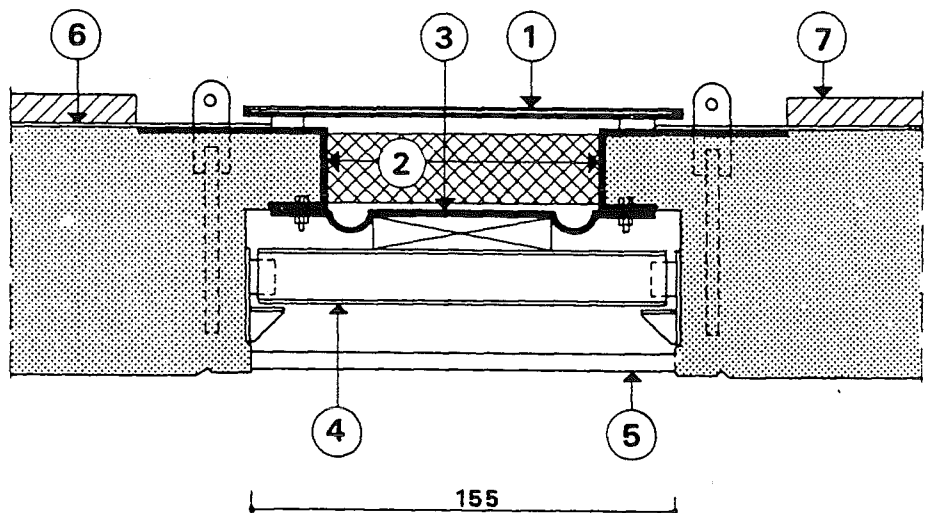
Steel bulkheads are arranged around the final joint to form a watertight compartment with the use of rubber seals. Then the compartment is pumped dry and the final construction is installed.



13
GINA gasket

14
Detail final joint in the wall

1 = primary sealing, 2 = folded steel sheets, 3 = permanent sealing (rubber), 4 = steel support, 5 = fireproof cover, 6 = watertight cover, 7 = concrete protection



Summary

This paper describes the measures to be taken to ensure the watertightness of a tunnel. These measures are:

- manufacturing a dense concrete without cracks,
- reducing the effects of shrinkage and settlements by designing expansion joints requiring special double water stops,
- closing the joints between the tunnel units by applying specially designed rubber gaskets.

References

1. CUR-rapport nr. 19, Temperature effects in massive concrete structures due to hydration of cement, Jan. 1961
2. Verhoeven, W.C., Technological aspects of the construction of the Shipholtunnel, May 1974
3. Stoffers, H., Cracks by shrinkage and temperature in walls and floors, Cement nr. 11, 1975
4. Brakel, J., Submerged Tunnelling, TH-Delft 1977

General Outlines of the Construction of Immersed Tunnels

Immersion as a Construction Method

Considering the immersed tunnel concept purely as a construction method, two major aspects are decisive for the attractiveness to the constructor; it is the programme and the work that has to be implemented apart from the tunnel itself in its final shape, such as temporary works and special equipment.

The construction programme of an immersed tunnel is more or less an ideal one, because most of the main construction activities run parallel and contain a fair degree of repetition. A programme with construction activities running in parallel means that the job is relatively simple to control and is of low intricacy. There is in fact less chance that something getting out of hand would cause major spiral type escalations of repercussions in other parts of the construction programme. Repetition in construction activities offers the facility of making full use of the most advantageous learning curve as regards efficiency.

It further allows the acceleration of certain jobs on the critical path when there is the threat of the original planning of such a job proving to be wrong and possibly leading to escalation of the schedule.

Figure 1 illustrates this paragraph. The dry dock construction activities and both approaches constructed in situ show the main streams of construction jobs. The repetition in the segmental construction of the tunnel in the graving dock and the sequential construction of walls, bottom and foundation of the approaches may be clear.

Temporary works, special equipment and all other cost types affecting aspects that do not serve the tunnel in its final function are influencing the total costs of the construction method. Next to the programme it is the conclusive aspect for the selection of a construction method.

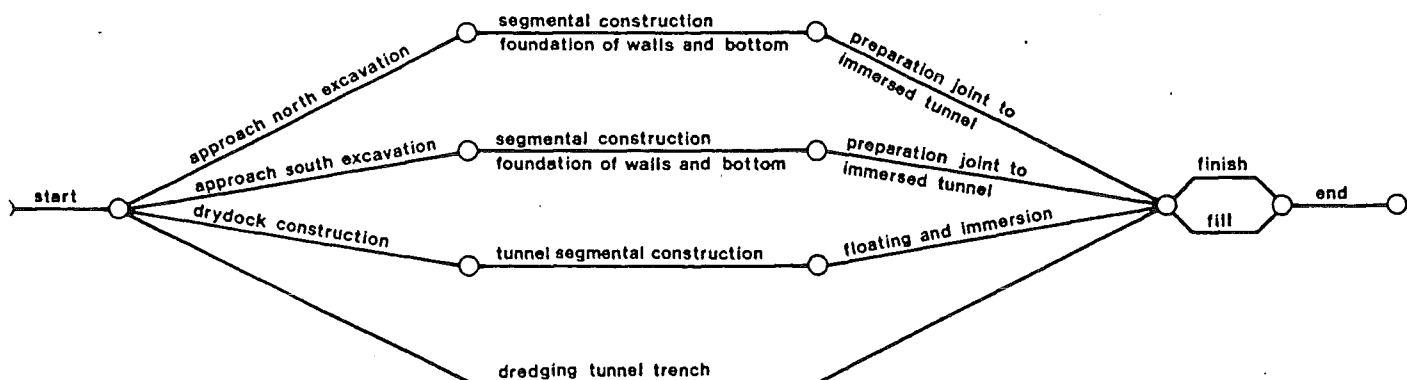
The immersed tunnels as constructed in the Netherlands do not use many materials whereas overdimension is not required for their structural function, i.e. to resist hydrostatic pressure and other loads they have to carry. This is e.g. different from a tunnel constructed of pneumatic caissons where the whole pneumatic chamber is in fact subsidiary work needed for construction only.

Another example is e.g. the shield driven tunnel. The final structural hull remaining in the ground shows the expensive traces of the construction, with small segments bolted together, to ensure watertightness resulting in far more space than is functionally required because of the circular shape dictated by the shield.

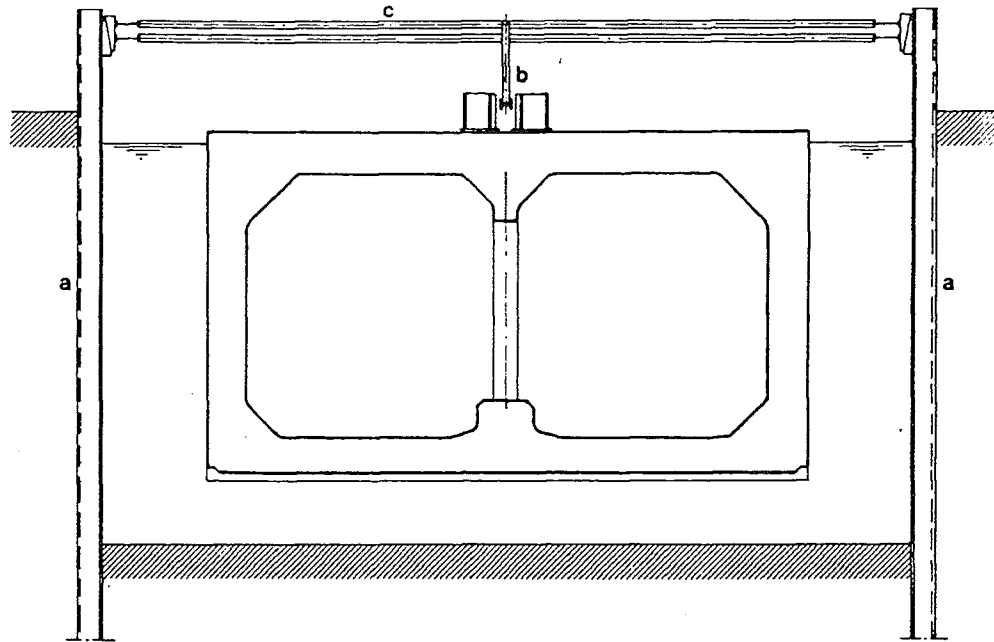
The immersed tunnel only requires a graving dock for which existing facilities can sometimes be used as a major cost-affecting facility. In most cases in the Netherlands graving docks are used for the construction of several tunnels. The Heineoord dock, originally constructed for the Heineoord tunnel in 1965 has since then been used for four other tunnels. The remaining special investments for the construction of an immersed tunnel are comparatively low to the rest of the costs.

They consist of the temporary bulkheads, temporary access shafts, water ballast tanks including pumps and the immersion equipment such as the flotation pontoons, winches and guide- and control towers. Part of these provisions can be used for further tunnels and may be composed of standard equipment and materials.

Main construction streams for immersed tunnel



2
 Rotterdam subway construction; tunnel unit
 floating in sheetpile strengthened trench
 a. sheetpiles; b. guiderail; c. struts



All this makes the immersion concept for the construction of a tunnel an ideal one. Especially for longer tunnels and for areas where more underwater tunnels have to be constructed one could not think a cheaper, less intricate or faster way of construction.

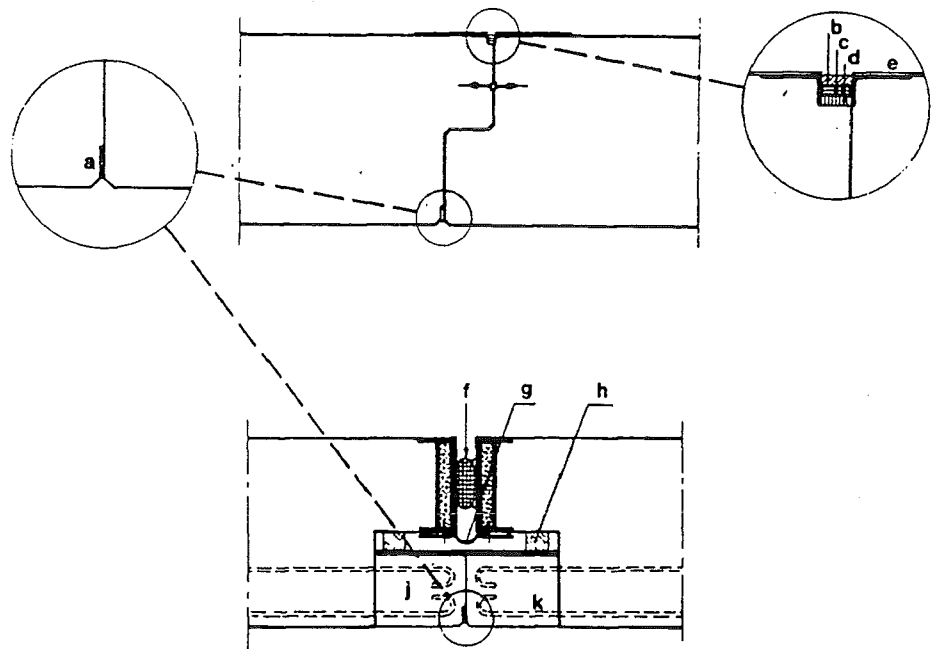
For this reason the method is not restricted to sub-aqueous crossings but can economically be used on land as for instance in the case of the first Rotterdam subway line, where a canal in between sheet piles was dredged first for transport and subsequent immersion of the tunnel units (fig. 2).

The Dry Dock Construction Activities

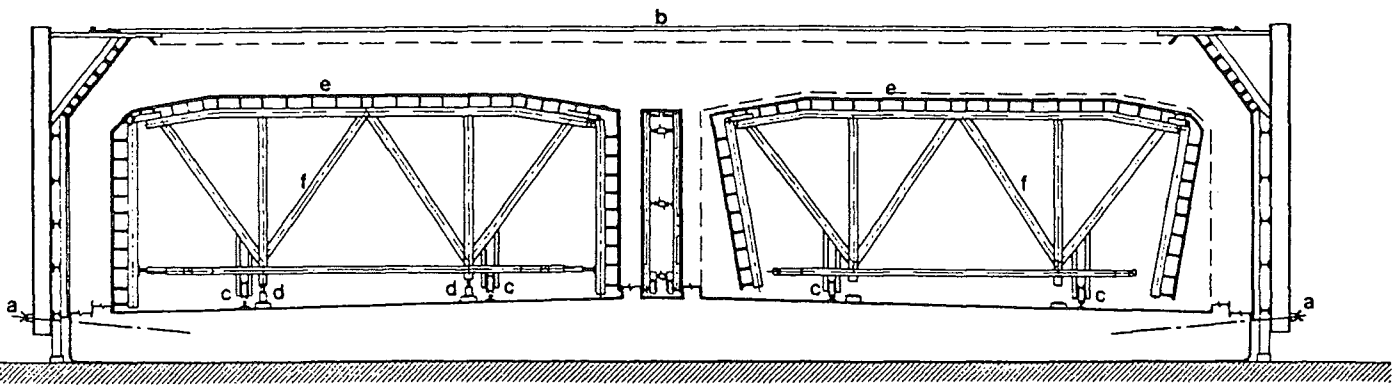
Most immersed tunnels in the Netherlands have been constructed in a graving dock, where all units for the tunnel under construction could be constructed simultaneously. In the case of comparatively long tunnels, such as for the Rotterdam subway and the Amsterdam IJ-tunnel, specially constructed dry docks with doors were used offering space for the simultaneous construction of one or two units only.

Most aspects of the construction of the graving dock constitute a straight-forward engineering job. The bottom construction however needs some attention, as it has to allow for equal distribution of the water pressure to develop underneath the tunnel unit bottom so as to allow controlled floating up of the unit to take place.

Several methods have been used. For tunnels with a permanent watertight skin, a gravel bed was used on top of which the watertight bottom skin was being assembled from 6 mm thick steelplate panels. Where no waterproof skin was applied, use has been made of a 150 cm thick 'no-fines' concrete layer on top of a gravel bed to provide the required stiffness of the temporary foundation; also a 0.3 mm thick steel plate was used to separate the bottom concrete which was to be cast on the



3
 Walljoint between two tunnel segments and
 between two tunnel units at Vlakte Tunnel
 a. airex 1 x 8 cm; b. polyurethane mastic;
 c. polyethylene foam; d. asbestos cement;
 e. buthyl rubber; f. rubber sealing strip (Gi-
 na); g. permanent rubber seal; h. wooden
 shuttering; j. concrete fill; k. reinforcement



4
Formwork for Vlake immersed tunnel roof and walls

a. anchor in floor; b. anchoring wall shuttering; c. wheel with rail; d. jacks; e. shuttering of board; f. steel frames with peri-supports

dry dock bottom. Although no serious difficulties were ever encountered in the Netherlands during float-up of tunnel units it is always assumed that at least 100 kg/sq.m adhesion may develop. This may be due to silting up of the gravel bed for instance.

Most of the immersed tunnels in the Netherlands have no pile foundations. This necessitates a flexibility in the longitudinal direction to allow for uneven settlement, because otherwise very high stresses would develop. This flexibility is created by waterproof hinged joints every 15 to 30 m (fig. 3). A number of such segments are assembled with prestressing cables to one floating unit of usually over 100 m length. After immersion the prestressing cables are released. The length of the segments is structurally limited to about 40 to 50 m for reasons explained above. The construction programme however, the practicability of concrete pours of a certain size and the construction capacity, costs and handling of the formwork to be used in sequence for the walls and roof dictate a far shorter segment of about 15 to 20 m length (fig. 4).

The construction of the tunnel units does distinguish itself from conventional work by the required accuracy of the dimensions and the attention to be paid to the watertightness.

The small tolerances in dimensions are required to assure freeboard and to minimize trimming. The bottom slab is usually poured first. Walls and roof are cast later simultaneous. The formwork used is tunnel shaped and has a timber face on a very stiff steel support frame.

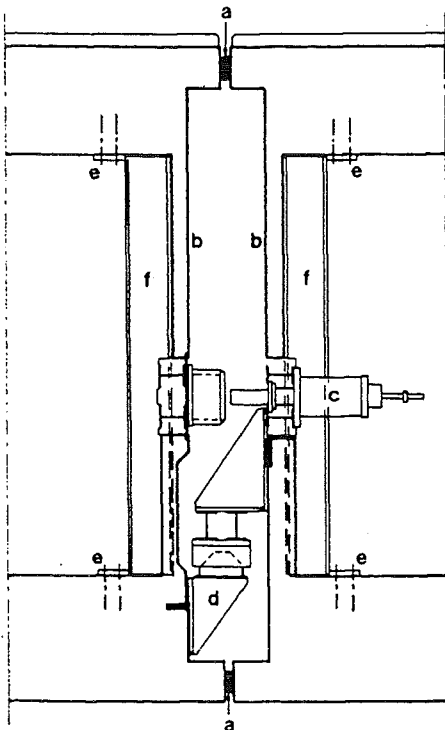
The formwork can be skidded after jack-controlled releasing of the timberface from the poured concrete across the pre-poured tunnel bottom to the next segment wall and roof to be poured. Measures to be taken in order to obtain watertightness with or without an extra watertight skin will be explained in Mr. Jansen's paper.

Before the flooding of the dry dock, watertight bulkheads are installed (fig. 5). Only in a few cases steel bulkheads are used. The same applies to the multiple use of bulkheads; this was the case where one drydock was used several times for tunnel construction, consequently allowing the installation of used bulkheads on newly constructed units. The most common bulkhead type used is a composite structure of a 15-20 cm thick reinforced concrete wall supported by steel girders.

Before the flooding of the drydock the remaining equipment required for controlled immersion, such as the access shafts, ballast tanks, provisions for the temporary foundations and of course the bollards and other equipment for the marine operations are installed. The ballast tanks are then loaded to prevent early float-up during the flooding of the drydock.

5
Tunnel bulkhead

a. rubber sealing (Gina); b. temporary concrete wall; c. pull-in construction; d. bracket; e. supports; f. support beams



The Marine Chapter of the Construction

Simultaneously with the construction of the tunnel units and the approaches, a trench has been dredged under the original channel mudline. Especially in deep access channels for modern ports this causes problems as the usual high-production standard dredging equipment is of course designed to dredge to draft levels of, say, 60-70 feet only. During the Eighth World Dredging Conference a lecture will deal with the special techniques being developed for this type of dredging work and also with the problem of early silting up of such trenches in a river bed.

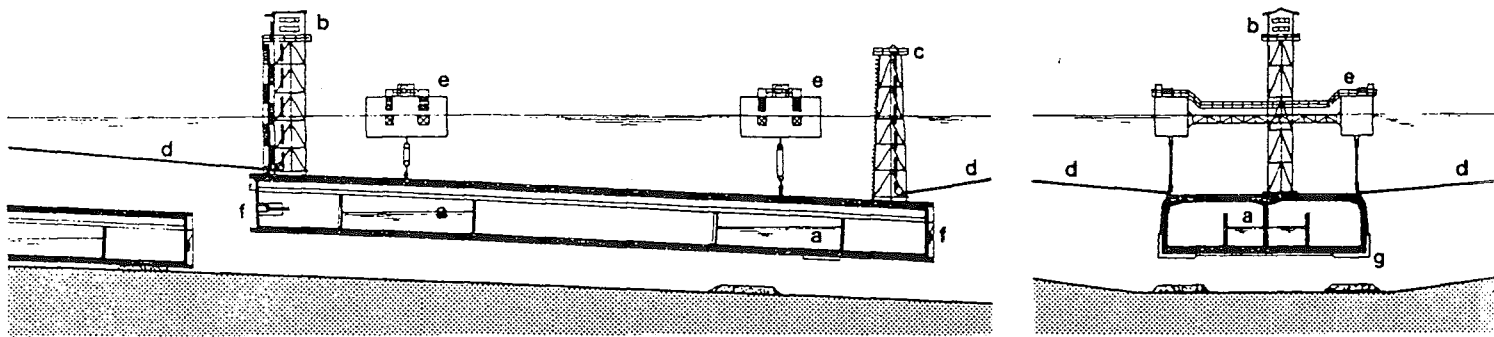
Tests were performed in the Delft Hydraulics Laboratory on this silting up problem, especially where in tidal sequence salt- and fresh water passes the trench. The tunnel units, consisting of a certain number of segments are floated up in the drydock by de-ballasting. The total length and consequently the number of segments in one such unit chosen is as high as possible. This is governed by the drydock dimensions and the local possibilities of manoeuvring the units from the drydock to the installation site.

It may be clear that a shorter length, and consequently more segments involve more costs, because of the additional number of bulkheads and other immersion provisions as well as additional time, because of more immersion operations. After float-up a tunnel is usually moored to a jetty where it is trimmed and equipped with immersion towers, pontoons and other repeatedly used equipment.

The papers by Mr. van Loenen and Mr. Molenaar will deal with the specialities of towing and immersion; therefore only a rough sketch of these operations will follow here.

Figure 6 illustrates a tunnel unit ready for immersion. The towers and immersion pontoons are installed on top of the unit after they have been used for the previously immersed unit. This operation governs the time involved in between two immersion operations, which can be reduced to one less than a week.

From this position the unit to be placed is towed by tugs to the site of immersion. Here control is taken over by a winch-controlled wires. These winches are usually placed and controlled in one of the towers on the unit. After immersions position control is taken over by jacks in the tunnel base. These



6
Tunnel unit ready for immersion
 a. ballast tanks; b. alignment tower with control cabin; c. alignment tower; d. cables to winches; e. pontoons; f. temporary bulkhead; g. temporary support plate; h. levelled gravel bed

jacks can control the distance relative to an L-shaped temporary support plate on both sides of the tunnel unit front. These L-shaped support plates are usually suspended from the tunnel as shown in figure 6. On the rear side, where a previous unit has been installed, the new unit is supported by a bearing. For these three steps of control which call for ever greater handling accuracy, tugs, winches and jacks are essential.

The actual immersion usually takes place by the intake of ballast into tanks in the unit, when the immersion pontoons are fixed with by tensioned wires on the tunnel roof. After the tunnel roof has been fully immersed and the pontoons have reached more than their own draft, the immersion winches on the pontoons are released for further immersion of the unit.

This operation is continued until the unit can be supported and controlled by the above-mentioned system of bearings and jacks.

The mating with the previously installed unit is a very simple one. The newly installed unit is pulled by jacks towards the previous one. The mating surface consists of a soft rubber nose on a solid rubber strip to function as a gasket all round the perimeter of the tunnel. The space created by both bulkheads and the cantilevering walls of the tunnel, imparted a watertight connection by the rubber strip known as GINA-profile, so called by their inventors and manufacturers 'Vredestein', is subsequently drained. This causes the pressure to be atmospheric on the rear bulkhead of the newly installed unit, where the full waterpressure is still acting upon the front bulkhead. The difference in force increases the pressure on the rubber strip so far that a safe watertight joint is created in between the two units.

Now the finishing of the joints, the permanent foundation and the backfill of tunnel trench can start. Mr. van Tongeren's paper will deal in detail with the foundation aspects.

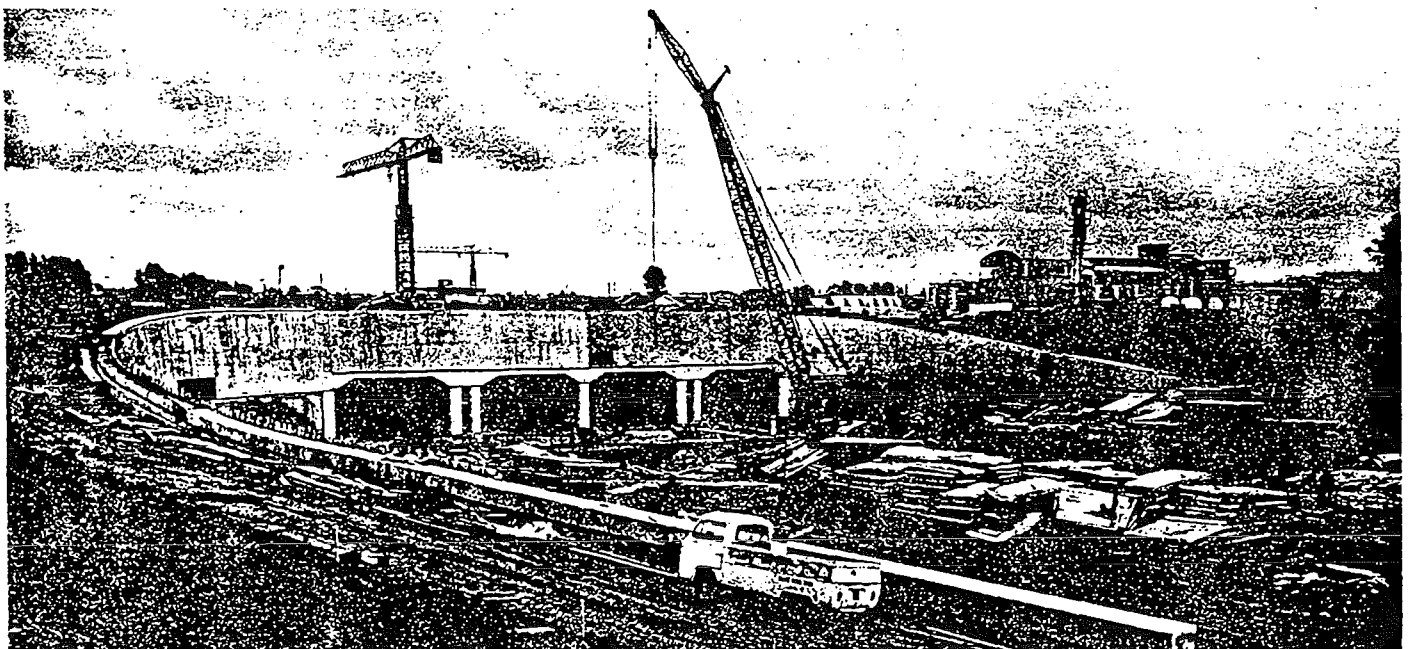
Summary

This paper will deal in general with those aspects of immersed tube tunnel construction that distinguish this method from conventional civil engineering construction. The construction of the tunnel units in the dry dock, with the specific details to obtain watertightness and the provisions for floating transport (bulkheads), will be emphasized.

Conclusion

You may get the impression that these papers about design and construction of immersed tube tunnels are presenting about everything that can be said about it. One should however realize that in engineering about only 1% of the problems can be detected behind your desk, 10% of the snags may be encountered during detailed design behind the drawing board and in the laboratory, but the remaining 89% of possible questions that have to be solved are encountered and overcome in the practice of construction.

Only experience counts here; here is the area where engineering really proves to be an Art. An Art, as we in the Netherlands know, because we had the opportunity of constructing so many immersed tunnels ourselves.



The Immersing of the Tunnel Units

Introduction

An immersed tunnel is a cross-river communication which consists of individually immersed units which are connected under water and finally – together – form a tunnel.

This sort of cross-river connection can serve for all kinds of transport like road-traffic, railways and pipelines. The techniques applied are not necessarily restricted to cross-river connections. Outfalls can also be constructed in a similar way.

In the following elucidation it is not possible to discuss all techniques in detail as the time available is too short. However, you will find a summing up of all possibilities of immersing in relation to the circumstances under which they take place. The first thing to do will therefore be an overview to determine outside influences which may affect the progress of the job.

Survey

The following factors and elements will have to be investigated.

Current

The direction and strength of the energy generated by water currents are determinative for the heaviness of the equipment used. Extensive laboratory tests will have to be done. In the laboratory the various stages of immersing are simulated and tested under different circumstances such as: changing water-levels, flow direction and velocity. The forces measured on the model will have to be 'translated' – by using scales – into the forces which will occur in reality.

The velocity of flow can change over a period of time. With ebb and flow the velocity of the current will vary within a very short time and even change its direction. It is obvious that this can greatly affect the total job.

It is necessary to follow these movements for a long period and to record them very accurately.

Except for the tide, the flow force can also vary as a result of seasonal influences. Higher velocities quadratically increase the flow forces.

When determining the equipment to be used, it is not necessary to cope with the highest flow forces. In each case the optimum will have to be calculated. When the dimensioning of the equipment is determined it will be necessary to watch its manageability.

The velocity of flow is also determinative for the dimensions of the tunnel elements. For example it is possible – which happened when the Hemspoor tunnel was constructed – to manoeuvre units of about 280 m long. The Hemspoor tunnel is immersed in a channel with no current at all. The recently built Drecht tunnel and the Kil tunnel, however, were immersed in swift flowing rivers. Consequently the units used here were only 120 m long.

Cross-profile of the River

In addition to the flow velocity the cross-section of a river is of great influence. For, as the river is blocked by the tunnel units, the flow force on them will increase. During the constructions of the Kil tunnel, e.g., it was necessary to transport the unit which was to be positioned in the middle of the river, by way of a trench that ran *below* the current.

The model tests allow us to find a factor which is the drag coefficient of the dimensions of the river cross-section and of the tunnel unit. In this case it is essential that the tests be equivalent to reality. A scale of 1 : 50 and a river length of two kilometers has proved to be adequate.

Specific Gravity of Water

The tunnel elements can be floated or – dependent on the weight of the element – be suspended from a transport system.

In the first instance the necessary weight to sink the element will be obtained by pumping water into the ballast tanks of the tunnel unit before it can be immersed. In both cases the resulting weight under water will have to be sufficient so as to allow the tunnel units to sink to the bottom of the trench despite an increasing gravity of the water. Particularly in case of large dimensions of the tunnel units the necessary ballast system can be very voluminous.

Waves

In rivers waves and swells will hardly be noticeable and no or hardly any consideration will have to be given to these phenomena. However, when building takes place in a river mouth/estuary or at sea (for

example outfalls in the strip before the coast) things are different. Because of the fact that the greater part of the tunnel unit is under water, it will hardly move. However, when it is suspended from floating bodies (e.g. pontoons) and is dependent on the proportions of its masses, it can begin to move or else the forces in the suspension system will become intolerable. Immersion by means of jack-up platforms or semi-submersible pontoons will then be the only way.

Depth for Immersing

When immersing a tunnel unit the depth of the trench is an important factor. Until recently it was thought essential to have the unit within reach during the operation. This implied that it was not possible to immerse tunnels in waters deeper than 20 m. Meanwhile techniques have been developed, also by the offshore industry, which enable us to immerse at depths which are multiples of those recently worked on.

In particular these techniques are directed to diving, coupling, rubber joint profiles, and so on.

Dimensions for Tunnel Elements

Up to now we have discussed outside influences on the choice of the immersion equipment. An important factor in this choice is of course the shape and the dimensions of the tunnel units.

We have already mentioned that the dimensions of the unit affect the flow force. Evidently, when using a larger unit, we are restricted in the choice of our system. With an increased mass of the element, for instance, the use of a jack-up platform will become increasingly difficult. One can imagine that the forces occurring in e.g. a unit for the pipeline tunnel with a water displacement of approximately 3,000 tons and an element for the Drecht tunnel with a water displacement of approx. 45,000 tons will differ.

1

The system delineated above shows the tunnel unit suspending from the pontoons (a). The ballast tanks (b) are filled with water. For the horizontal movements of the tunnel unit 6 moored cables (c) run to winches on both ends of the tunnel unit and via a system of pulley-blocks and pulley-sheaves (d) these cables are connected with the winches at the top of the towers (e).

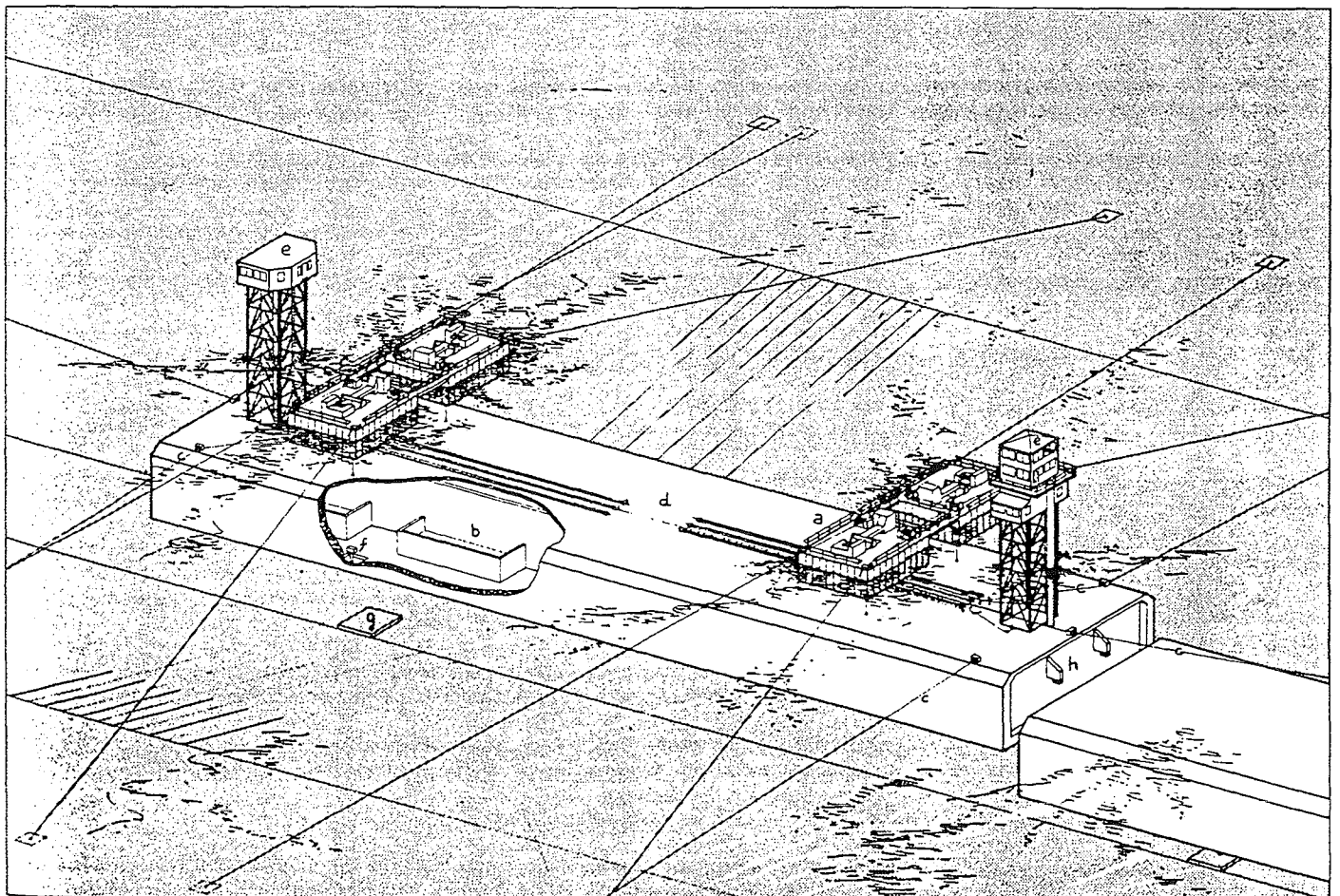
The tunnel unit is temporarily placed on jacks (f) on concrete slabs (g) placed in the trench and on supports (h) on the previous unit

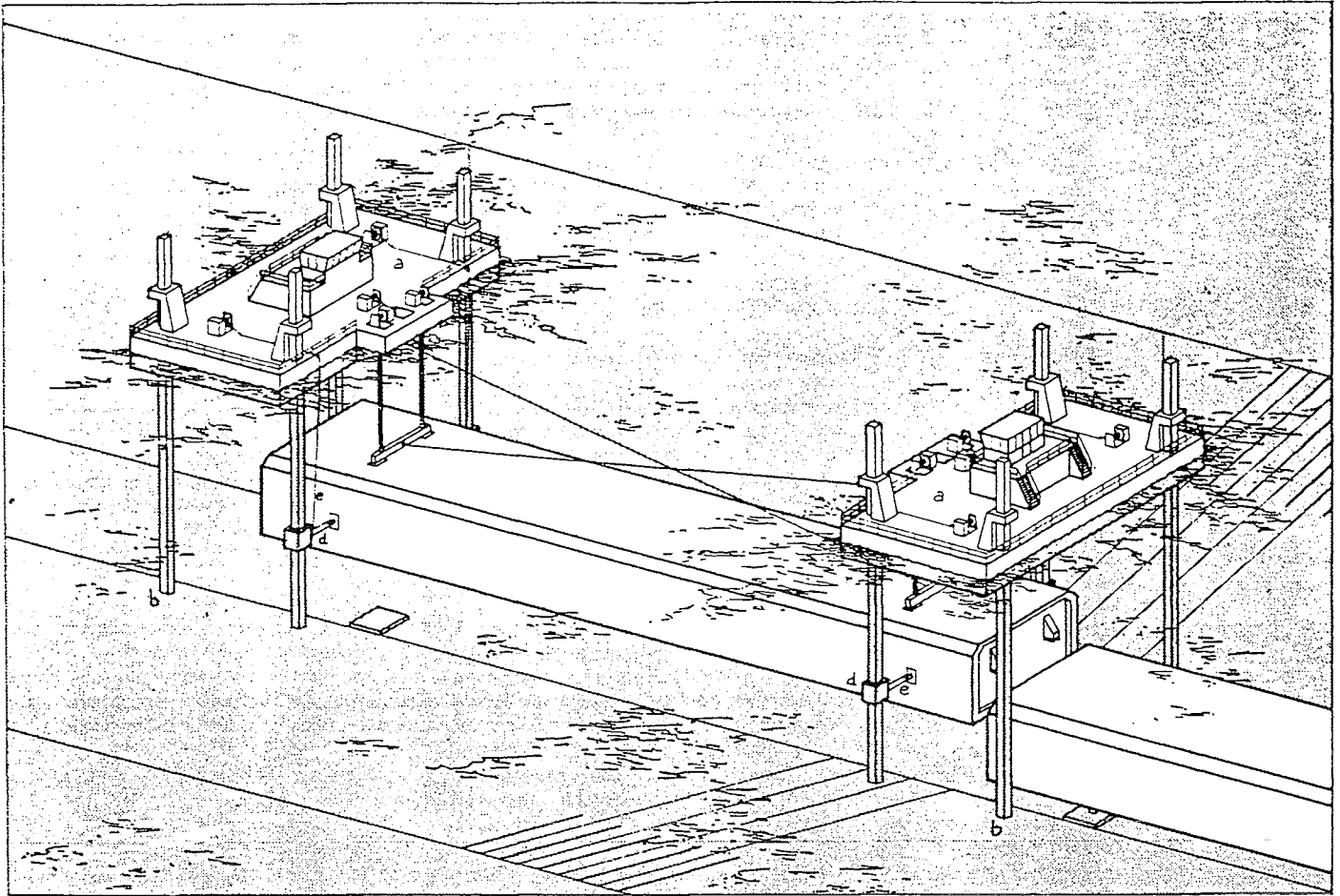
The System

Since we want to carry out a radical and rather risky operation within as short a time as possible, and since much of the operation takes place *under* water, it is essential that we adopt the highest possible simplicity of operation. There are several reasons for this short period. The major one being that we do not wish to disturb shipping traffic longer than necessary, particularly in larger ports and harbours.

It is also possible that tidal influences necessitate a limited schedule. In all following systems the simplicity of the operation will be recognized.

After the tunnel unit has been taken over from the tugs onto the system which will take it to its final location, the immersing operation can be divided into a number of steps.





2

The tunnel suspends from floating pontoons (a) which are secured in the trench by spud-poles (b).

The horizontal movement is effected by winch cables (e) which are connected to the tunnel units via sheaves (d) on the poles. Furthermore the system is identical to that of figure 1. The direct connections have a highly increasing effect on the job. With small tunnel sections the immersion of one unit per day has appeared possible

Vertical Positioning

The tunnel unit which is suspended from a number of pontoons, or from a jack-up platform, will sink because of a built-in 'overweight' (small cross-sections) or because of the fact that the unit has been filled with ballast, usually water.

This overweight will have to be accurately calculated by measuring the gravity of the water. During the construction of the unit the tolerances in wall thickness and the establishment of the specific gravity of the concrete used will have to be minutely followed.

The vertical positioning of the element takes place in a number of steps, becoming increasingly smaller until the element has been positioned onto its supports. This positioning as a rule is done by a construction in which the tunnel unit rests on the previously immersed unit and by temporary supports with jacks allowing height corrections.

The jacks are positioned at the free end of the unit and supported by piles mounted on slabs placed in the trench.

Horizontal Positioning

When applying this method, cables are secured at the sides and the ends of the element. These cables run to fixed points at the bottom of the river or at the pontoons or jack-up platform. Winches placed on the pontoons or the jack-up platform allow for a very accurate horizontal movement of the tunnel unit.

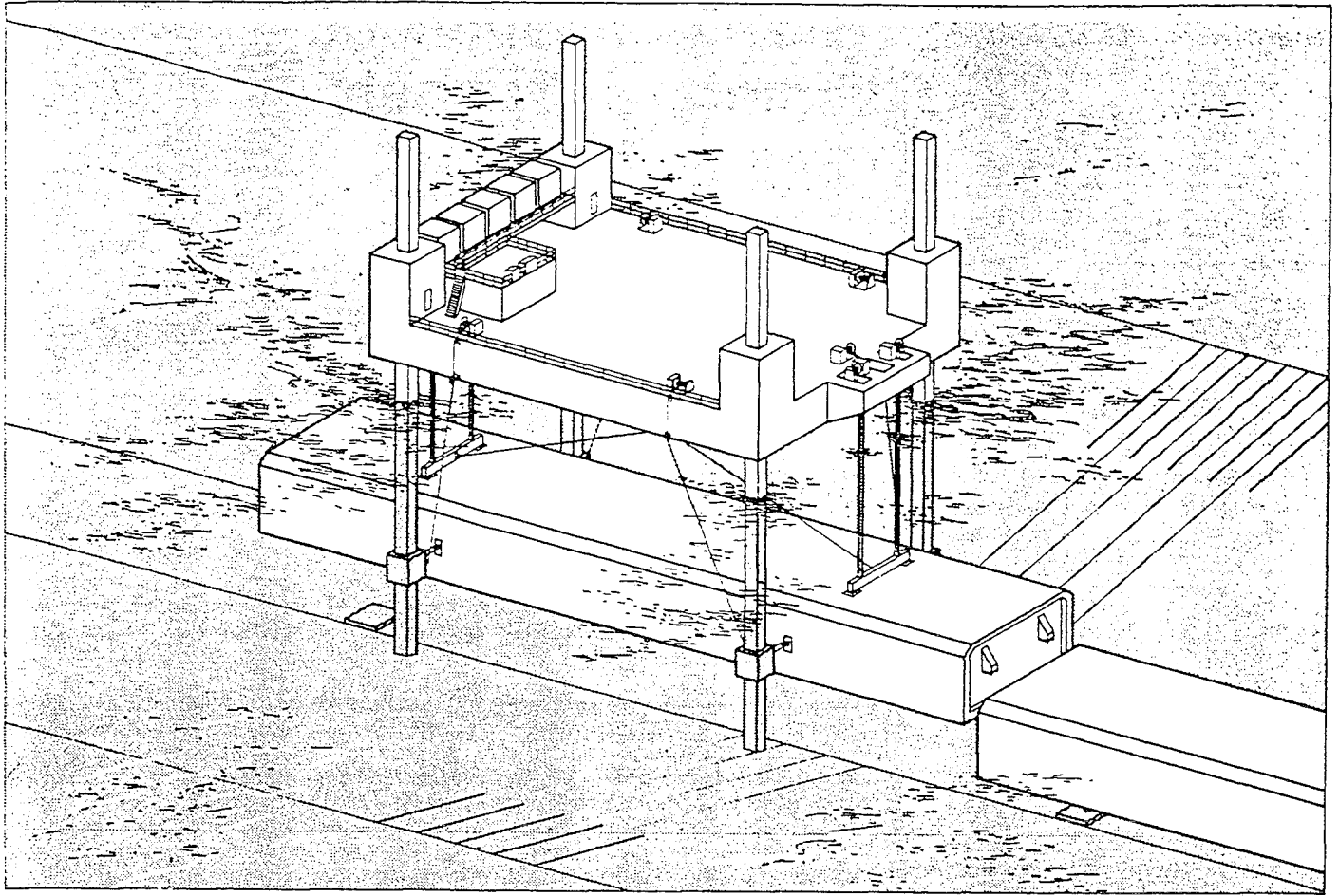
Also in this case the manoeuvring is done in steps, becoming smaller as the previous unit or the land sections are approached. The strength of the cables is determined by calculations in which the factors mentioned before – such as flow force, dimensions and so on – are taken into account. Should, however, the forces on the anchorage system become such under influence of these factors, that the system becomes inoperable, we can resort to special measures.

As an example we take the immersion of the central tunnel unit of the Kil tunnel which was immersed in a sheltered part of the trench and then transported *underneath* the current to the place where it had to be finally positioned.

Once the tunnel unit has been manoeuvred towards the previous one and placed on a support system on this unit and a separate support system at the free end, the last horizontal movement will take place for the final connection.

Joint Construction

The joint constructions mostly applied are those based on the principle of the Gina profile. A Gina profile is fitted to the free end of the unit to be immersed which is to be connected to the previous unit.



3

In order to bring the influence of the waves on the manoeuvre to a minimum, a jack-up platform is used.

The rest of the manoeuvre is similar to that in figure 2. When the dimension of the tunnel unit are too big in proportion to the jackup platform and waves, semi-submersible equipment is used.

This Gina profile consists of a rubber ring with a soft rubber tip at the fore-end (approx. 25° shore hardness). The large mass of the Gina profile is hard rubber (shore hardness approx. 45°), but the hardness and the profile may vary depending on the cross section and the depth at which the unit has to be immersed.

By drawing up the unit against the previous unit by means of a special jack construction or cable, the first compression is obtained by the soft rubber tip of the Gina profile. It is useless to try and tighten it now because the water in the chamber thus created will not allow this.

Subsequently the water is pumped out of this chamber, but the water pressure remains at the free outer end. The pressure in the joint ceases to exist, but the hydrostatic pressure is so great that the unit is pressed further against the previous unit.

The Sealing Joint

After the final tunnel unit has been immersed, a space of approximately 1 m width exists between the last two units. This space is fixed by the placing of a number of wedges in the joint. Without these wedges the two units would be moving towards each other as a result of the pressure in the Gina profiles in the previous joints. Thus opening these joints.

Subsequently, watertight bulkheads are connected onto the sealing joint. The space thus created is pumped dry and the tunnel connection between the last two immersed units can be completed.

Summary

The immersing of tunnel units depends on the circumstances on the spot where they will be immersed. Model tests have to be made in order to ascertain the forces to be expected on the tunnel units under different circumstances. These forces can change with the water level, the current velocity and the specific gravity of the water and the depth at which the tunnel is immersed.

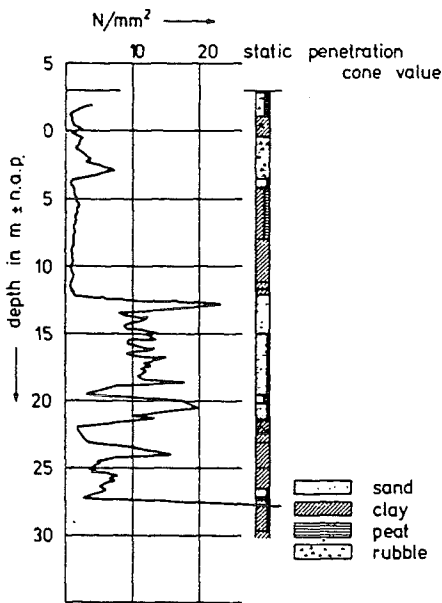
The equipment to be chosen also varies with the

dimensions of the tunnel units. Up to now the following equipment has been used:

- floating pontoons;
- spud pontoons;
- semi-submersible pontoons;
- jack-up platforms.

The way in which the tunnel units are connected under water has been developed in such a manner that nearly no force is necessary using special rubber profiles and the under-water pressure.

The Foundation of Immersed Tunnels



1
Typical soil profile for the western part of the Netherlands

Introduction – Foundation Characteristics – General Soil Conditions

It is a characteristic feature of the immersed tunnel that the load to be carried by the foundation in general will be very low. After immersion the effective weight of the tunnel will be nearly equal to the weight of the concrete ballast for the roadway which in most cases will amount 5 to 10 kN/m².

The load on the foundation will be increased by the ground cover on the tunnel, by possible changes in the volume weight of the surrounding water and by the live load due to the traffic in the tunnel. In order to reduce the load on the tunnel itself and to cut down dredging quantities, the ground cover generally will be limited to 1 m. Thus the maximum load on the foundation will in general not exceed about 30 kN/m².

This may be considered as very low, taking into consideration the width of the tunnel which in general amounts 20 to 30 m. Besides the exoavation depth for most immersed tunnels will be about 10 m at which depth a stress level of about 100 kN/m² will be found. Therefore the placing of an immersed tunnel will normally lead to a reduction of the stress level in the subsoil.

Accordingly in most cases the bearing capacity of the subsoil will be sufficient when the tunnel is founded directly on the bottom of the excavated trench. The preceding remarks apply to the situation in the middle of the waterway but even in the embankment areas where excavations may be deeper, the bearing capacity will in general not present any problem.

It has become general practice in the Netherlands to design immersed tunnels with expansion joints each 20-25 m. These joints are designed in such way they will prevent differential vertical movements of the adjacent sections and allow for rotation at the same time. As a consequence the tunnel will as a linked chain follow the settlements of the subsoil without introducing bending moments.

Where in most cases the subsoil conditions and the loads do not change very abruptly along the tunnel settlements will fluctuate regularly. Hence, as regards to settlements as well as bearing capacity a direct foundation on the subsoil will in practice be possible in most cases. However, sometimes local conditions or special requirements can force the designer to another solution which in most cases will result in a pile foundation.

In the Netherlands most of the immersed tunnels have sofar been constructed in the western part of the country.

Soil conditions for this part of the country may in general be described as follows (fig. 1):

The upper layers down to a depth of 10 to 20 m below O.D. consists of mixed sand and clay layers of low resistance. When measured with the Dutch static penetration cone a resistance varying from 0 to 5 N/mm² will be found.

Below this depth a sand layer is found with cone resistances of about 10 N/mm², in some cases rising to 30 N/mm².*)

As most immersed tunnels will have a height of 8-10 m and as the level of the roof will be situated between O.D. and 20 m below, it is obvious that soil characteristics may vary considerably along the tunnel.

In conclusion it can be stated that the choice of foundation for an immersed tunnel in the Netherlands will be determined by the purpose of the tunnel (rail or road traffic) and fluctuations in the magnitude of the settlements to expect along the tunnel.

In most cases a direct foundation is possible. Due to structural principle of a linked chain, the character of the subsoil will exert no further influence upon the structural design of a tunnel directly founded on the subsoil.

Development of Foundation Methods for Immersed Tunnels in the Netherlands.

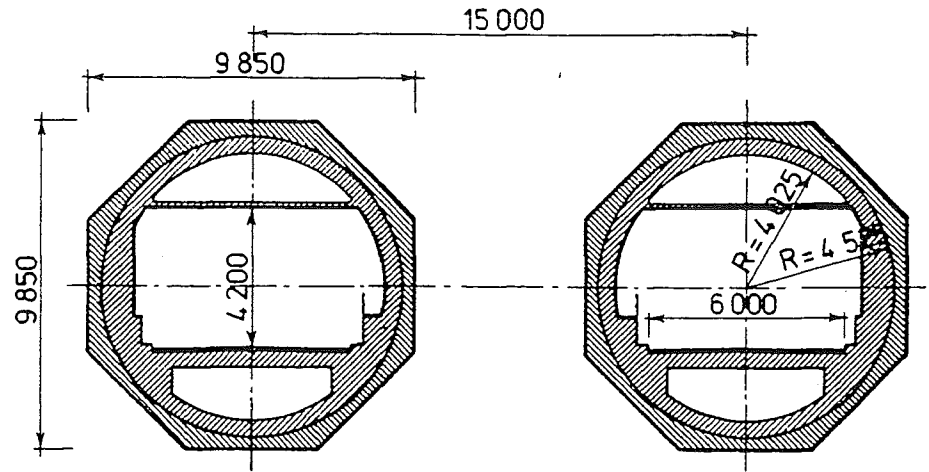
The first immersed tunnel in the Netherlands, the Maas Tunnel at Rotterdam, was built some forty years ago.

It is an interesting fact, that the construction of this tunnel led to the introduction of a foundation system which since then in principle has been used for numerous tunnels throughout the world, i.e. the foundation on a sand bed cast in situ after the temporary installation of the tunnel in a dredged trench.

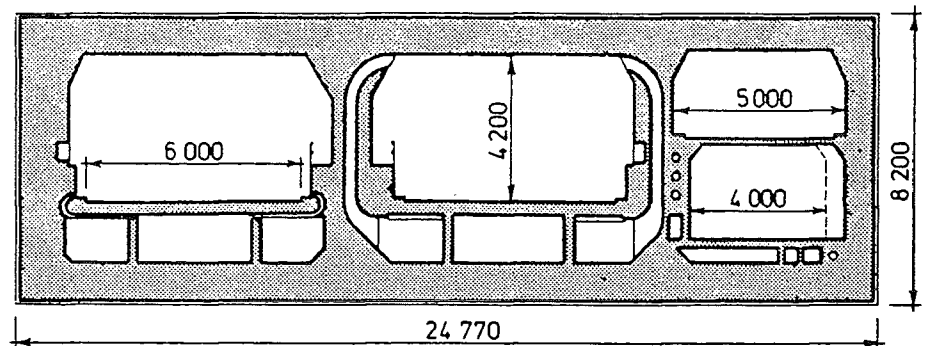
The design for the Maas Tunnel specified by the authorities provided for two traffic ducts situated in two independent tubes (fig. 2). The contractors, however, proposed alternatively that the two traffic ducts should be combined in one rectangular cross section, which was then easily completed with tubes for cyclists and pedestrians (fig. 3).

* As a guideline cone sounding values (in N/mm²) may be converted to the N-value of the standard penetration test (SPT) by multiplying them with a factor of 2.5.

2
Maas Tunnel,
cross-section according to specifications



3
Maas Tunnel,
cross-section as built



This solution was quite logical. In fact identical solutions have been considered many times before, but nobody did find a proper solution for the foundation problem.

For the Maas Tunnel this problem was solved in the following way:

The tunnel was placed in the dredged trench on temporary foundations leaving a clearance between the bottom of the tunnel and the trench. By using a gantry which did ride on the roof of the tunnel a sand water mixture was jetted into the open space to form a foundation layer.

After completion of the Maas Tunnel there was an interval of many years in which no immersed tunnels were built in this country.

In the nineteen-sixties immersed tunnel building started up again with the Coen Tunnel in Amsterdam.

Here a sand foundation was provided similar to the Maas Tunnel using a somewhat modified sand jetting gantry. Construction of other tunnels followed.

Around nineteen-seventy the design of a crossing through the Westerschelde river was initiated. This design includes a tunnel at greater depths than executed hitherto. Besides it has to be immersed in the river with intensive shipping traffic to Antwerp and current velocities up to 2 m/sec.

It was obvious that the idea of a sand jetting gantry riding across the river on the roof of the tunnel would present many difficulties. A new system comprising a sand-water mix injection through the bottom of the tunnel structure was developed. This so called sand flow method has provided to be successful in a great number of tunnel projects during the last 5 years.

Meanwhile, other methods such as foundation on driven and on bored piles and foundations on pre-made gravel beds have been applied in special cases.

The following summary indicates the number of various foundation methods applied for immersed tunnels in the Netherlands since the construction of the Maas Tunnel.

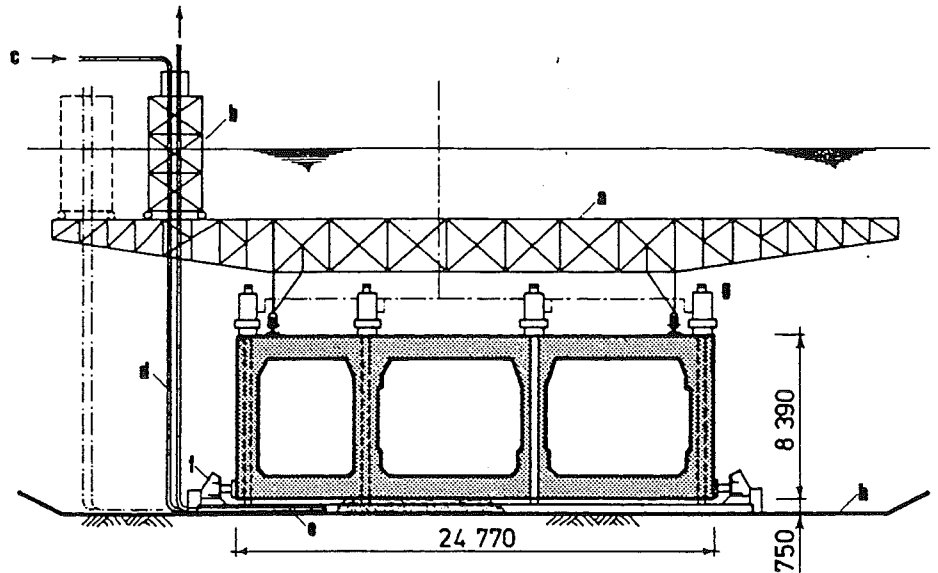
Tunnels founded on sand according to the sand injection (sand jetting) method	4
Tunnels founded on sand according to sand injection (sand flow) method	4
Tunnels founded on bored piles	1
Tunnels founded on driven piles	1
Tunnels founded on gravel beds	1
Other immersed tunnels	1
<hr/>	
Total number of immersed tunnels built in the Netherlands	12

Sand Jetting Method

With the sand jetting method or Christiani & Nielsen method a mixture of sand and water is jetted through a horizontal pipe into the clearance between the bottom of the tunnel and the dredged trench. Without any additional precautions the sand will settle irregularly and it will prove impossible to fill the

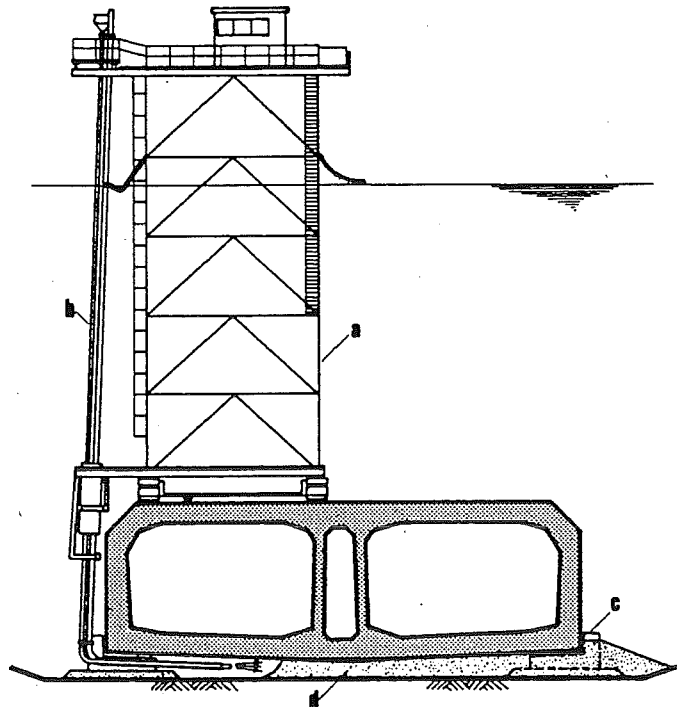
4

- Maas Tunnel, sand jetting gantry*
 a. bridge, movable along tunnel axis
 b. tower, movable along bridge axis
 c. sand supply
 d. jetting pipe vertical part
 e. jetting pipe horizontal part
 f. temporary support
 g. vertical jacking device
 h. dredged trench



5

- Benelux Tunnel, sand jetting gantry*
 a. gantry movable along tunnel axis
 b. pipe system for sand supply
 c. temporary foundation
 d. jetted sand



space under the tunnel completely. By adding suction pipes to both sides of the supply pipe a regular flow pattern is created, which will cause the sand to settle in a regular pattern. Moreover the filling can be controlled by observing the presence of sand in the return water in the suction pipes. As soon as the presence of sand is noticed the pipesystem will be retracted and shifted into a new position. The whole pipesystem is connected to a gantry which is able to ride on the roof of the tunnel. In case of the Maas Tunnel the connection to the gantry was in such a way that the pipe system could be moved in the direction perpendicular to the tunnel axis only (*fig. 4*). For later tunnels this was changed in such a way that the system was able to revolve around the vertical pipe (*fig. 5*). Any jetting position could be reached by riding along the tunnel axis and by revolving the pipe system.

Sand arriving in barges is supplied into the pipe system by a barge suction dredger. The grain size of the sand is limited to mean diameters above app. 0.5 mm. In all cases a quality was used as is normal for a concrete aggregate. The reach of the jetted sand may be adjusted by a nozzle on the jetting pipe changing the exit velocity of the sand. On average the concentration of the sand-water mixture will amount to 10 per cent of volume and has in some cases been increased to 20 per cent for shorter periods. The packing of the sand will be rather loose with avoid ratio of 40-42%.

In general the thickness of the sand bed will be about 1 m as it is determined by the space necessary for operating the sand jetting pipe, and a certain amount of overredging. By releasing the tunnel unit from its temporary foundation after the sand jetting is finished, the tunnel will settle about 5-10 mm. The final settlement of the tunnel will to a great extent be determined by the settlement of the subsoil due to the backfill of the trench.

In one particular case a 3 m thick layer of bad soil had to be replaced locally. After construction settlement at this place did not deviate much from the rest of the tunnel.

The sand jetting gantry can be used as well for the removal of silt in the clearance under the tunnel. By jetting with only water the silt will be brought into suspension and can be removed through the suction pipes.

In order to avoid as much as possible the silting up of the trench, it is advantageous to jet under each tunnel unit immediately after having it placed temporarily. However, this implies as a disadvantage that the sand jetting equipment as well as the immersion equipment will operate on the water at the same time and thus produce more hindrance to the shipping.

Therefore it is, in rivers with low contents of silt, preferable to start jetting first after all units have been placed.

Though the jetting method has proved its practical usefulness for a number of tunnels, in later years the method was in the Netherlands replaced by the sand flow method for the following principal reasons:

1. Most Dutch tunnels are situated in waterways with heavy shipping traffic, to which the sand jetting gantry presents a hindrance.
2. The use of a floating crane for transporting the gantry from one side of the tunnel to the other makes the system expensive.
3. A relatively coarse sand is needed which is rather expensive.

Sand Flow Method

As mentioned before, the sand flow method was developed when a crossing through the river Western Scheldt was designed.

The first idea was to provide the bottomslab of the tunnel with revolving jetting nozzles for the injection of a sand water mixture. However, during initial model tests it became obvious that mere jetting itself through an opening in the floor did already result in an almost complete filling up of the clearance under the tunnel.

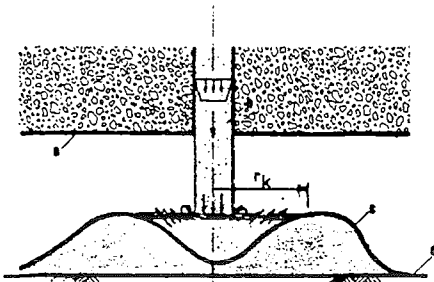
The physical principle of this process of filling up may be described as follows (fig. 6).

In the first phase of the process, the sand after leaving the discharge opening, will be transported horizontally in all directions in the clearance under the tunnel.

At a certain distance from the opening the horizontal velocity of the current will have decreased so much that the sand will settle. This results in the building up of a circular shaped kind of dike. After some time a crater will have been created within this dike. The current is of such turbulence that no sand is able to settle here. Sedimentation will now take place at the outer slope of the circular dike.

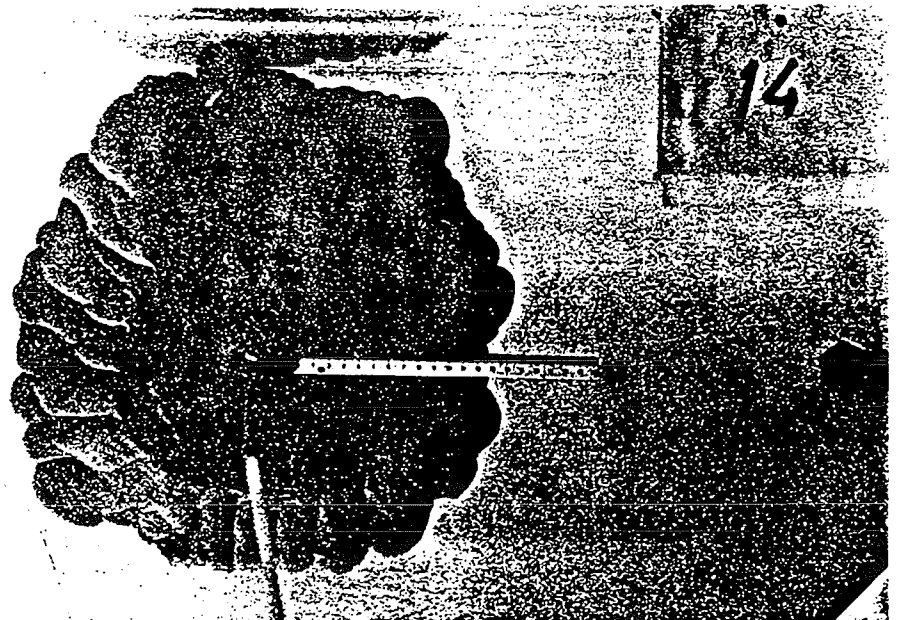
At a certain moment the top of the dike will reach the bottom of the tunnel. At this moment a new phase of the process will start. At a moment a sort of 'river' will break through and start to flow transporting the sand to the outer slope of the dike. There, the sand will settle and widen the dike.

Due to the lengthening of the river the friction resistance builds up so high that after some time the river will seek another bed of shorter length and less resistance (fig. 7).



6
Principle of sand flow procedure
a. tunnel bottom
b. sand supply
c. sand deposit
d. trench bottom

7
Small scale test of sand flow system, 'River' clearly visible
Photo: Ballast-Nedam/Dredging Division



This process will be repeated again and again. By means of this revolving river the diameter of the deposit will get greater and greater. In this way the entire clearance under the tunnel will be filled up. To maintain the current in the river, a gradient is necessary which means that the water pressure in the crater must be higher than at the edge of the deposit.

In the river itself the pressure drop is linear. On the remainder of the contact surface of deposit and tunnel bottom, the decrease in water pressure is determined by Darcy's law.

For a certain type of sand the depth of the river appears to be approx. constant for different discharges if the concentration of sand is kept constant. In most cases the depth amounts to about 0.05 m.

The width of the river (b) may be found from the formula:

$$b = K.Q^Y \quad (Q = \text{discharge})$$

where the exponent will be nearly equal to unity. The factor K depends on the type of sand and on the concentration of the mixture.

The diameter of the crater (d_c) appears to be proportional to the square root of the discharge:

$$d_c = d_o + K_1 \sqrt{Q}$$

where d_o denotes the diameter of the discharge opening.

The variation of water pressure in the contact surface between deposit and tunnel bottom at a radius r is determined by:

$$H = \Delta H \frac{\ln r_{\max} - \ln r}{\ln r_{\max} - \ln r_c}$$

where r_{\max} denotes the radius of the deposit and r_c the radius of the crater.

The water pressure in the crater, ΔH , which will depend on the length of the river, has to be found experimentally. As a result of the higher water pressure in the crater, a vertical force will act at the bottom of the tunnel in an upward direction. Normally the upward force is limited to a few thousand (1000 to 3000) kN by limiting the diameter of the deposit. A greater upward force means more ballast water in the tunnel which leads to higher costs for the ballast tanks. On the other hand limiting the diameter of the deposit means more discharge openings.

An optimization procedure will yield the most economic combination.

In principle all types of sand may be used for this process. There is no evidence that a coarse sand will result in a better foundation layer. Besides, an execution with the use of coarse sand can include some doubts. Coarse sand will tend to have a larger permeability, which means that the discharge has to be rather high. All the discharged water could be lost by ground water flow through the deposit and as a consequence, no 'river' will originate.

The sand flow process will give results of the same quality as mentioned for the sand jetting system. The minor drawback of ending up with a crater and a river, which is not filled up, may be eliminated by diminishing the discharge at the end of the process. This means that the width of the river will be reduced. Theoretically it will be possible to fill up the whole surface.

The practical application of the process may be illustrated by reporting the first application for the Tunnel of Vlakte. Later applications do not differ much. The amount of instrumentation has been reduced somewhat as a result of the observations made during this first application.

The Vlakte Tunnel consists of two immersed units of a length of 125 m each. The tunnel contains two ducts and has an overall width of app. 30 m. Pumping from one end of the tunnel, the maximum total length of the pipeline was about 300 m. The pumping unit, moored to the bank of the river did consist of a pontoon mounted with pumps and a crane to handle the suction pipe (fig. 8).

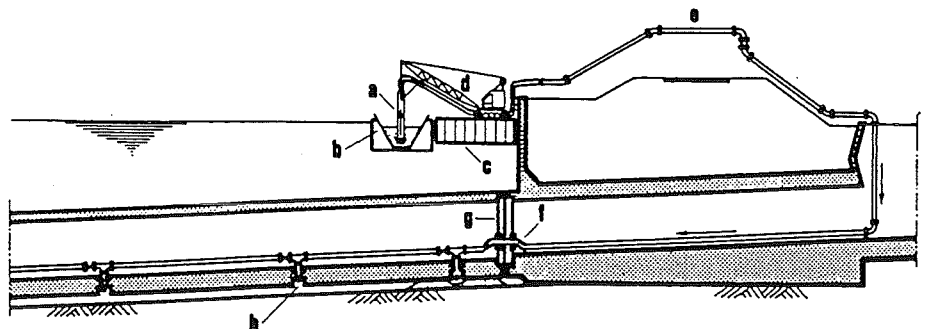
The pipelines, one in each tunnel duct, were 200 mm steel pipes. The pump had a capacity of 300 m³ per hour at 28 m water column. The velocity in the pipeline amounted to about 3 m per sec. max. At distances of 20 meters c.c. discharge openings were situated in the floor, 13 in each duct.

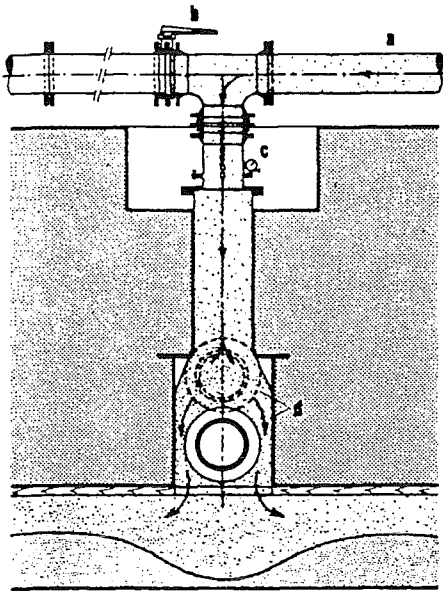
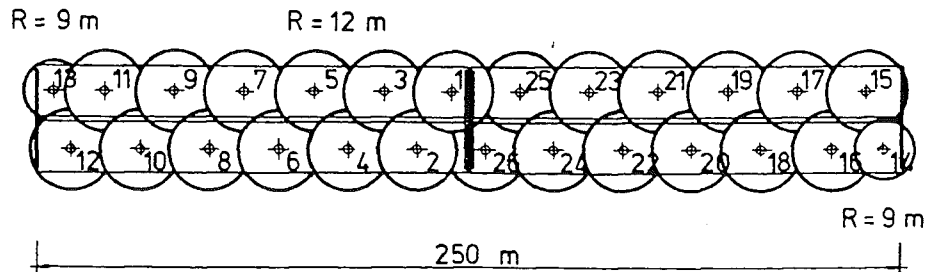
The radius of the deposit was chosen at 12 m (fig. 9).

This discharge openings were provided with ball valves fitted with rubber coated steel balls. When pumping water through the opening, the ball will be forced downwards thus allowing the sand-water mixture to pass. As the flow stops, the ball is forced back to its seat by the water pressure (fig. 10 and 11). Finally all inflow openings will be blocked this way.

In each traffic duct the supply line was connected to three discharge openings at a time. When the area through one opening had been filled up, the area under the preceding opening was re-injected.

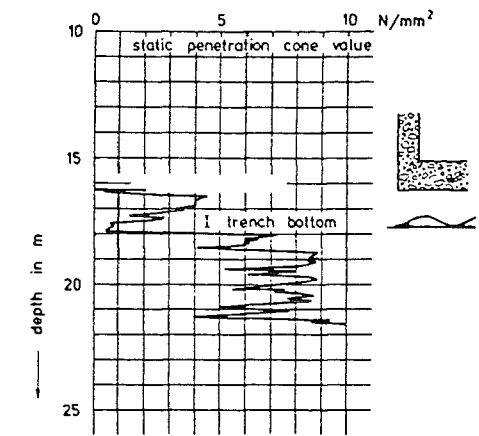
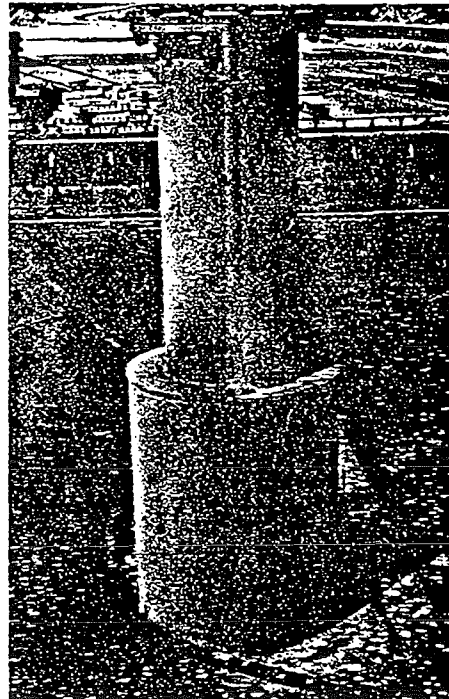
8
Vlakte Tunnel, sand flow equipment
a. suction unit
b. sand barge
c. pontoon
d. dragline
e. pipeline connections
g. watertight bulkheads
h. ball valve in tunnel bottom





10
Vlake Tunnel, discharge opening (ball valve)
a. pipeline for sand supply
b. valve
c. manometer
d. ball

11
Ball valve before casting of tunnel bottom
Photo by courtesy of Van Hattum & Blankevoort



12
Vlake Tunnel, cone sounding through tunnel floor

This was done in order to fill up any small interstices which might have formed due to settlement of the sand foundation.

When the process had been completed for the three openings in one traffic duct, the injection unit was transferred to the next three openings. Meanwhile the injection process was started in the other traffic duct.

In order to check the process and also to verify the theories which had been developed, the sand injection was monitored by an extensive amount of instrumentation.

The following data were recorded:

1. Water pressure at discharge opening.
2. Jack pressure of temporary foundations.
3. Concentration of the mixture.
4. The amount of sand supplied.

To a certain extent the process was automated. Thus, e.g. the registration of the concentration was used to keep the concentration constant by adding water through nozzles at the suction mouth. The sand-water supply pump would be automatically switched off as soon as the upward pressure against the tunnel bottom should exceed a certain limit.

Further, to control the filling of the clearance under the tunnel, a number of small openings is provided to give information about the degree of filling simply by opening them to see what comes in. This system did not work very well. Depth soundings by hand and by echo sounding along the outer wall of the tunnel appeared to be the best method to control the filling.

Furthermore to control the quality of a foundation layer, openings were provided through which it was possible to make cone soundings.

It appeared that in most cases the cone value of the foundation was better than could be expected when taking into consideration the low stress level. At the transition between foundation layer and the original subsoil low cone values were found, possibly due to an insignificant thin layer of silt (fig. 12).

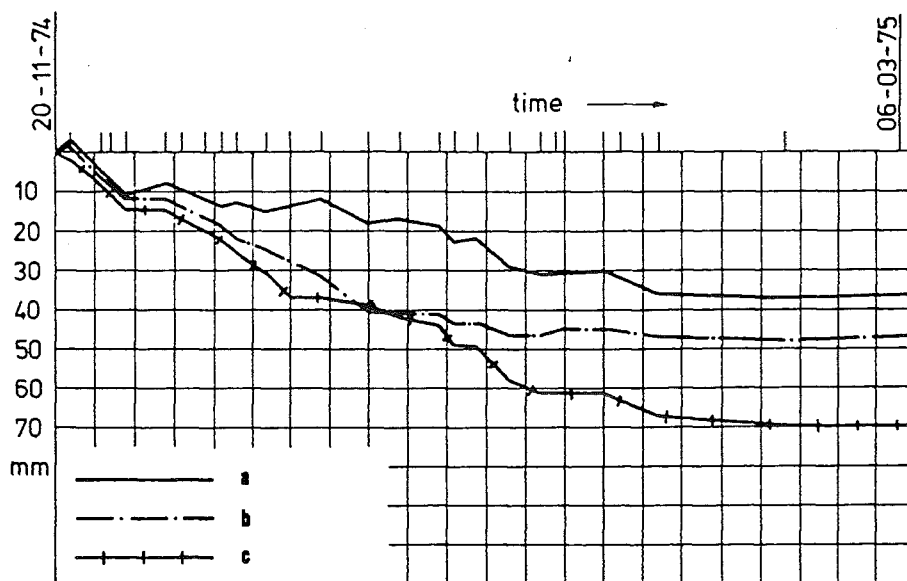
After the tunnel has been released from its temporary foundations, settlements were controlled during a long period. The maximum settlement of about 70 mm appeared at the location of the last injection (fig. 13).

This may be due to accumulation of silt at this place.

The magnitude of the settlement may seem considerable. However, as previously pointed out, the construction principle allows for differential settlements along the tunnel.

Vlake Tunnel, settlements of tunnel elements

- a. settlement of joint between TE1 and TE2
- b. settlement of end joint west
- c. settlement of central part TE2



After completion of the work an attempt was made to correlate the water pressure at the discharge point with the upward force exerted on the tunnel and with the concentration of the mixture. This proved impossible due to the complicated static system of the tunnel units influenced by the sand already injected, the temporary foundations, and the flexible rubber gasket joints between the elements. In general it may be said, that the upward forces as calculated by the theory were not exceeded.

The whole tunnel was injected in about 200 working hours during 30 days. Theoretically about 11 000 m³ of sand would have been necessary. Actually about 13 000 m³ were used mainly due to the accumulation of more sand than expected along the outer wall of the tunnel.

The main grain diameter of the sand used varied between 160 and 270 μ m.

To conclude this chapter, it can be mentioned that a major tunnel under construction, the Hem Tunnel for rail traffic in Amsterdam, will also be founded on injected sand.

In order to avoid the application of ball valves as waterstops in the tunnel floor, it was decided not to supply the sand from inside but from outside the tunnel through cast-in tubes in the floor (fig. 14). This solution is closely connected with local circumstances such as tidal fluctuation, local currents and shipping traffic because it is introducing the use of floating equipment again.

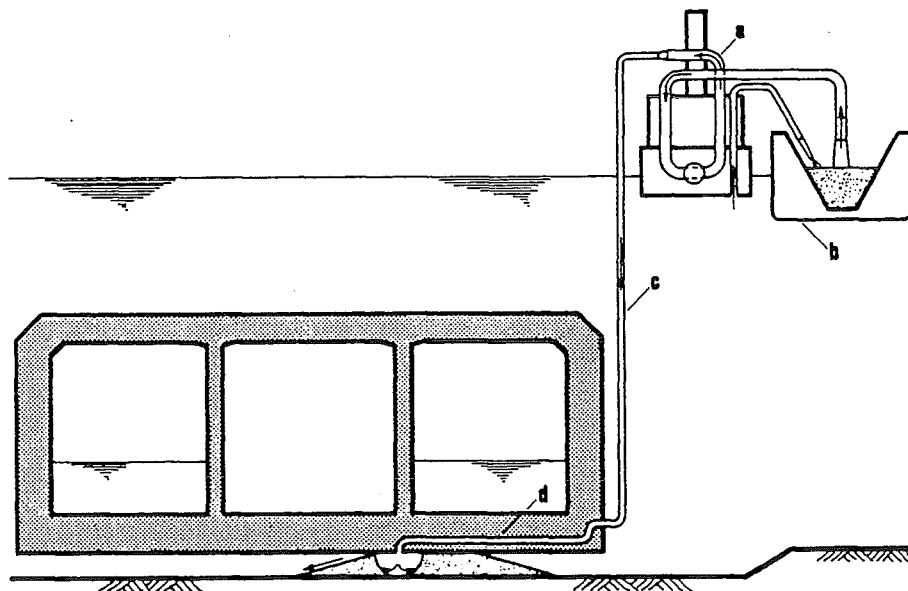
Temporary Foundations

Obviously the method of jetting or injecting a sand-water mixture under an immersed tunnel can only be used when the tunnel is temporarily kept in a position with its bottom above the bottom of the dredged trench. This is done by means of temporary foundations on which the tunnel is supported by vertical and horizontal rams thrusting out of the concrete structure of the tunnel.

Inside the tunnel the rams are provided with hydraulic jacks so as to keep the position of the tunnel adjustable after the immersing operation. The proper foundation consists of a concrete slab with dimensions of about 5 x 5 m, and 1 m thickness (fig. 15).

Hem Tunnel, sand flow system

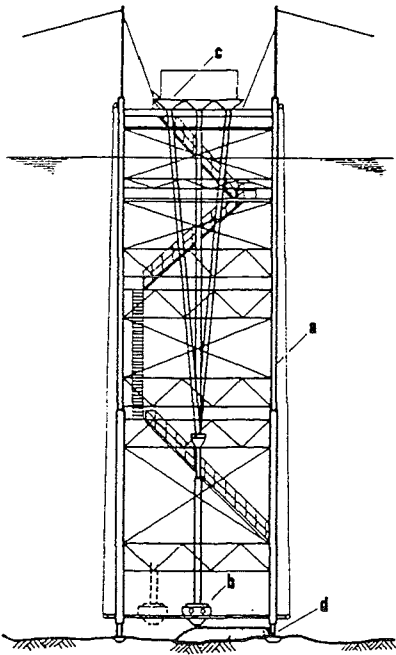
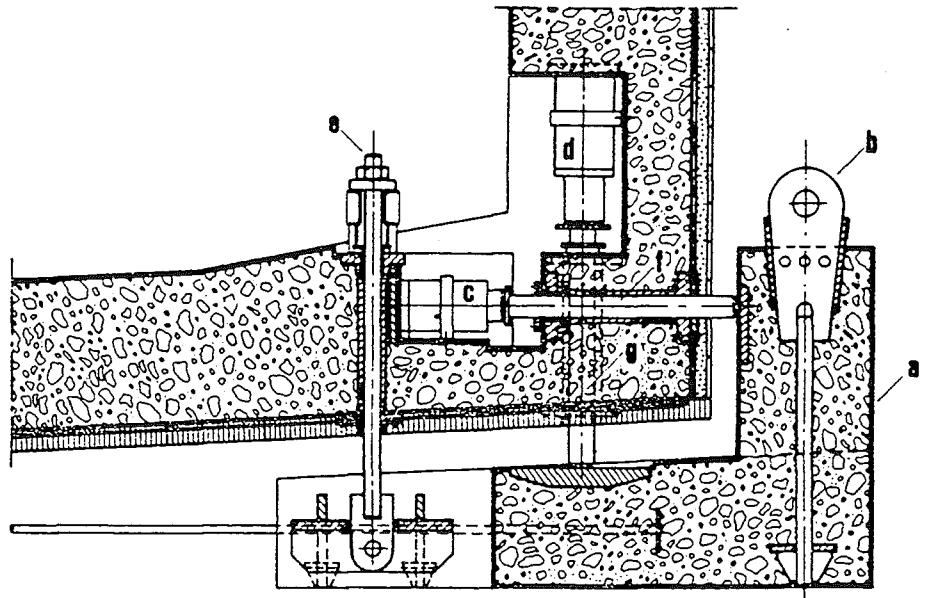
- a. sand pumping device
- b. sand supply barge
- c. pipeline
- d. cast-in sand supply pipe



15

Benelux Tunnel, temporary foundation

- a. concrete foundation block
- b. suspension point
- c. horizontal jack
- d. vertical jack
- e. suspension rod
- f. horizontal ram
- g. vertical ram



16

Screeding gantry for gravel beds

- a. tower structure
- b. movable gravel supply
- c. tunnels for gravel supply
- d. adjustable support

The temporary foundation system has developed from a system with 4 pieces per tunnel unit into a system with the tunnel unit resting at one end by means of consoles on the preceding unit and at the other end on two foundation blocks.

The method of applying horizontal corrections by means of horizontal jacks has also been changed: this is now done by jacks in the joint between the units.

While the foundation blocks for the earlier tunnels were cast on the dry dock bottom and attached to the tunnel, the blocks are nowadays placed on the bottom of the trench separately before the tunnel unit arrives. In this way the draught of the floating tunnel unit could be reduced which meant that a smaller depth of the dry dock was possible and a smaller capacity of the equipment could be used to lower the ground water.

The temporary foundation blocks were placed on gravel beds in the trench because of the limited stroke of the vertical jacks. The gravel beds were finished at the exact level by means of a screeding gantry placed on hydraulic legs in the trench (fig. 16).

However, in later years it has proved more economic to invest in jacks with longer strokes and stronger foundation blocks and to place the blocks directly on the dredged bottom of the trench without any gravel bed.

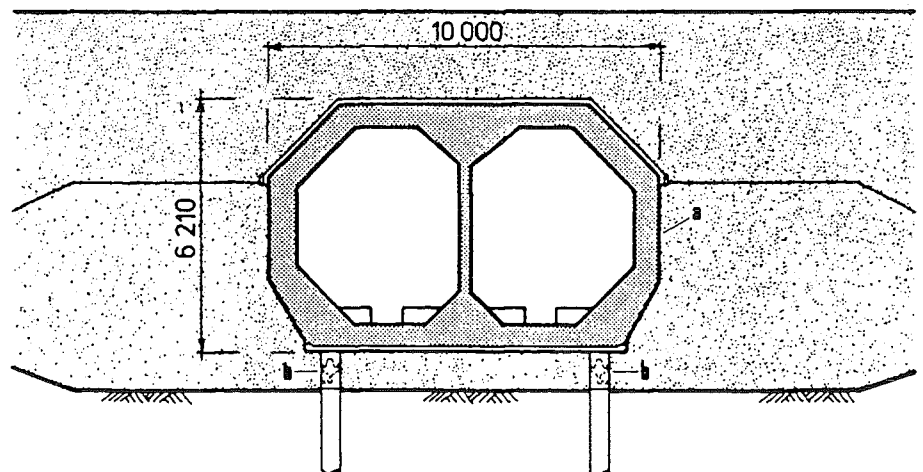
Other Foundation Methods – Pile Foundation – Gravel Beds

In the previous text the foundation of tunnels on a sand bed has been treated extensively, this method being the most commonly used in the Netherlands. However, as mentioned, other methods have also been used in special cases.

For the construction of a tunnel under the River Maas at Rotterdam for the underground railway, a special pile foundation was developed (fig. 17).

The reasons for a pile foundation were the following:

- a. The stiffness of the subsoil varied considerably along the tunnel line, so that differential settlements could be unacceptable.
- b. The mass of the tunnel is rather small in relation to the dynamic loads of the train passing the tunnel. It could therefore be feared that the tunnel might be subject to vibrations, which again would be transferred to the subsoil and effect unacceptable settlements had the tunnel been founded on the sand directly.



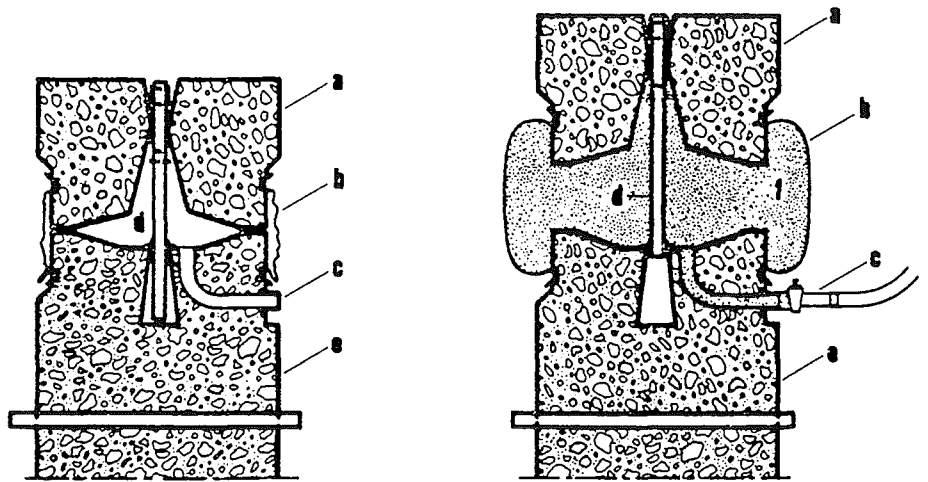
17

Rotterdam Metro Tunnel, cross-section

- a. concrete tunnel structure
- b. foundation piles with adjustable head

Rotterdam Metro Tunnel, adjustable pile head

- a. pile head
- b. nylon sleeve
- c. grout pipe connection
- d. guide rod
- e. prefab pile section
- f. grout injection



As it would be impossible to drive the piles to exactly the required level, a special type of pile with an adjustable head was developed. The piles were constructed in the following way:

First a steel tube, outer diameter 0.62 m, with a cast iron toe was driven into the soil.

At the bottom of the tube 0.5 m³ grout was cast on the cast iron toe. Now a prefabricated concrete pile was lowered into the steel tube pushing aside the grout thus forming a good connection between the pile and the cast iron toe.

The steel tube was withdrawn afterwards and as a result the enlarged pile toe contributes considerably to the bearing capacity of the pile.

The prefabricated piles were provided with an adjustable pile head consisting of a separate concrete part connected to the rest of the pile by a nylon sleeve (fig. 18). The tunnel units were immersed and temporarily placed on an alignment beam, fixed to four special piles.

After placement of the tunnel unit on the temporary structure and ensuring an accurate position, the adjustable pile heads were pressed up against the tunnel bottom by means of a cement grout injection into the sleeve, carried out by divers. Slight deviations of the pile from the vertical were taken up by the rotation capacity of the pile head. A felt layer on the head of the pile provided for uniform load transfer.

Another example of a tunnel founded on piles is found in the road tunnel under the river IJ at Amsterdam. The poor soil conditions at this place led to the choice of a pile foundation.

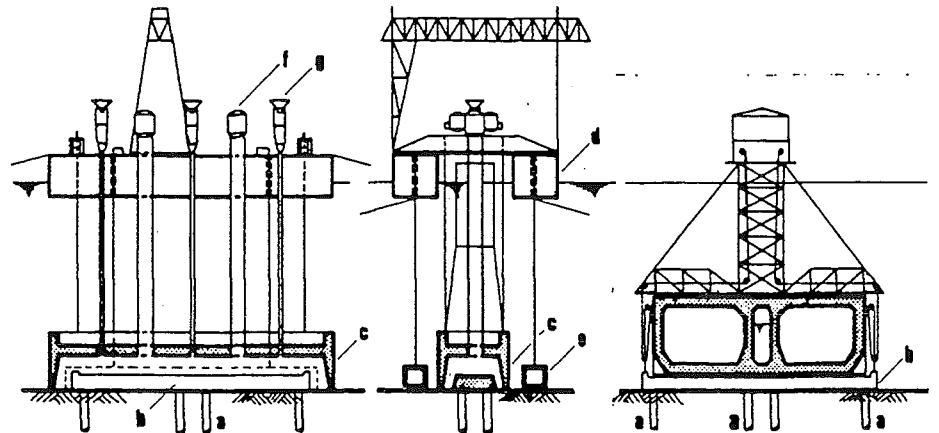
As most suitable system bored piles were chosen with a diameter of 1.08 m and a maximum pile toe depth of 90 m below O.D. The piles were produced by using a jack-up platform.

Each tunnel unit is supported by capping beams which interconnect a group of 8 or 10 piles. The capping beam was constructed in a reinforced concrete diving bell suspended from a floating double pontoon anchored to hollow concrete blocks on the bottom of the river (fig. 19).

After the tunnel unit had been immersed to rest on the capping beams by three temporary footings, the definite foundation of the tunnel was realized by grouting 24 rubber slab footings to make contact with the capping beam. The footings did rest on a sliding support made up of chromium-plated steel plates, with teflon as sliding medium. This was introduced in order to prevent transfer of horizontal forces to the piles due to movements of the tunnel as a result of temperature changes.

As a last example of the foundation of a tunnel structure by other means than jetted or injected sand the siphon under the Amsterdam-Rijnkanaal at Jutphaas has to be mentioned.

This siphon as a whole did consist of only one immersed unit with a length of 122 m and a width of 8.89 m. In such a case it is advantageous to look for a method which does not involve expensive equipment.

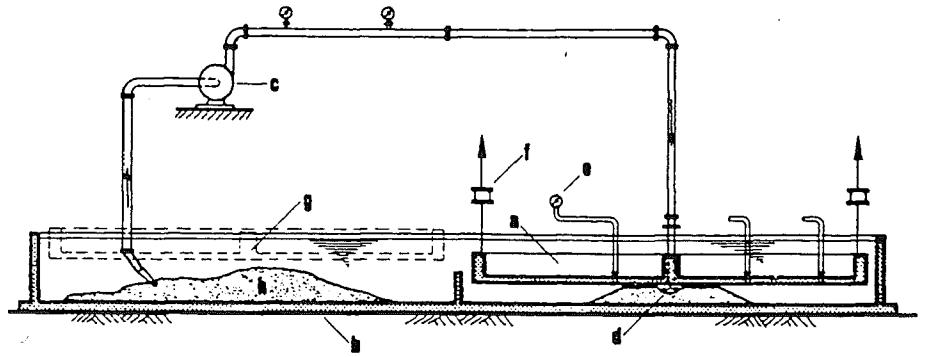


IJ Tunnel, foundation method

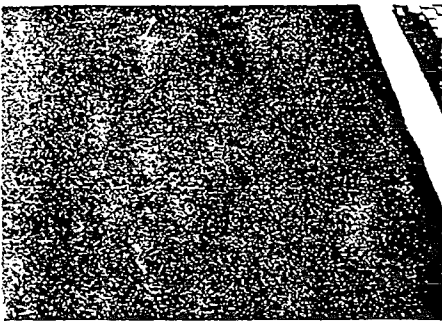
- a. foundation piles
- b. capping beam
- c. reinforced concrete diving bell
- d. pontoon
- e. hollow concrete block anchors
- f. air lock (persons)
- g. air lock (material)

20

- Sand flow system, large scale test
 a. concrete slab 10 x 10 m
 b. concrete basin
 c. sand-water pump
 d. discharge opening
 e. water pressure meter
 f. electric load cell
 g. concrete slab removed after test
 h. sand depot



The solution was found by applying a fixed screeding gantry which had previously been used for making gravel beds for temporary foundations of road tunnels. With this gantry gravel beds were produced with a finishing level tolerance of + and - 1 cm. The beds were arranged in some sort of chess-board pattern so that a part of the lower surface of the siphon would not be supported directly. This non-uniform support was taken into consideration in the calculation of the siphon structure.



21

Result of large scale test, imprints of formwork used for test slab are clearly seen in the sand deposit.
 Photo: Ballast-Nedam/Dredging Division

Research in the Field of Foundation Methods

The development of tunnel foundation systems in the Netherlands during the past 15 years involved the carrying out of a large number of experiments, many of them to full-scale, in order to ensure that the foundation would work out as intended.

As an example of this research, a short outline of the research program concerning the sand flow method will be given.

In order to understand the mechanism of the process small-scale tests were carried out at first. The test models were built from plexiglass, so that the whole process could be clearly observed. In the small-scale tests no attempt was made to measure concentration or upward pressures, as it was considered that the scale laws would be rather complicated. After completion of the small-scale tests a full-scale test was carried out.

For that purpose a large concrete model was built. A concrete slab of 10 x 10 m was suspended in a slightly larger concrete basin in such a way that a sand-water mixture could be injected through a discharge opening in the middle of the slab (fig. 20).

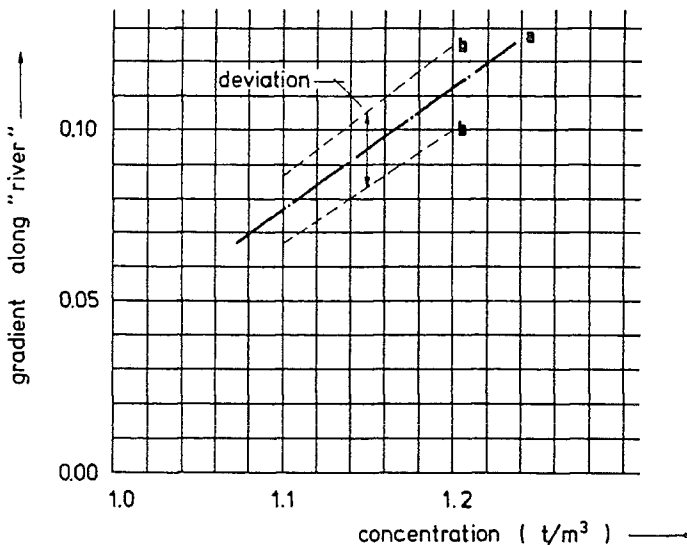
The slab was supported on the four corners by electrical load cells. Further it was provided with observation windows, water pressure meters, soil pressure meters and openings for making cone soundings. Discharge and concentration of the sand-water mixture were recorded as well. After completion of one experiment, the slab was floated in order to enable inspection (fig. 21). In this way a large number of experiments was carried out using different types of sand and varying discharges and concentrations.

As a result of the tests it was possible to quantify the process, particularly the relation between the concentration of the mixture and the gradient along the sand 'river' (fig. 22).

Summary

The article is dealing with various aspects of the research, design and construction of foundations for immersed tunnels in the Netherlands. Emphasis is given to the foundation type where the tunnel is bearing directly on sand which is placed in situ by special methods. Attention is given to the development in the field of these methods, the theoretical and physical properties as well as the practical applications. Besides, the article describes shortly the conditions leading sometimes to application of other types of foundations and principles of the way they were actually constructed.

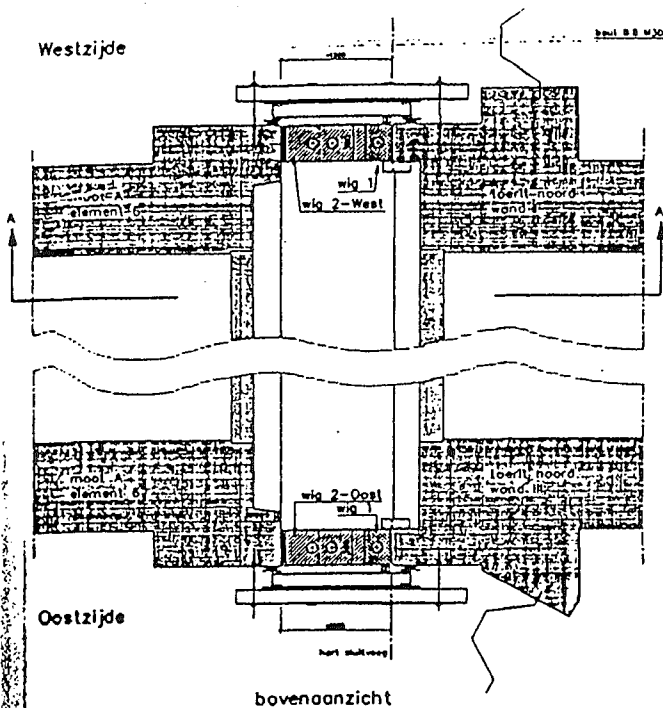
Later on, small size tests were executed on the effect of bottomslabs being spherical instead of flat. Furthermore there has been done theoretical research for the appliance of the sand flow system for the foundation of sea platforms of the gravity type. Other structures seem to offer an interesting field for the appliance of this method.



22

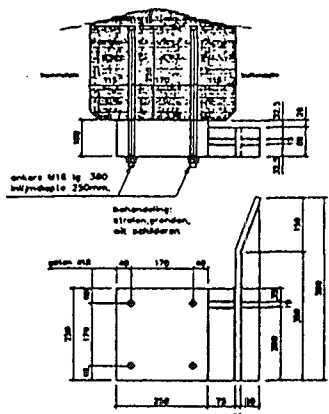
Relation between concentration of sand-water mixture and gradient along 'river'
 a. mean values
 b. limits of test results

Westzijde

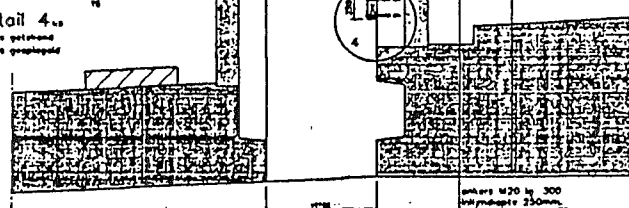


bovenaanzicht

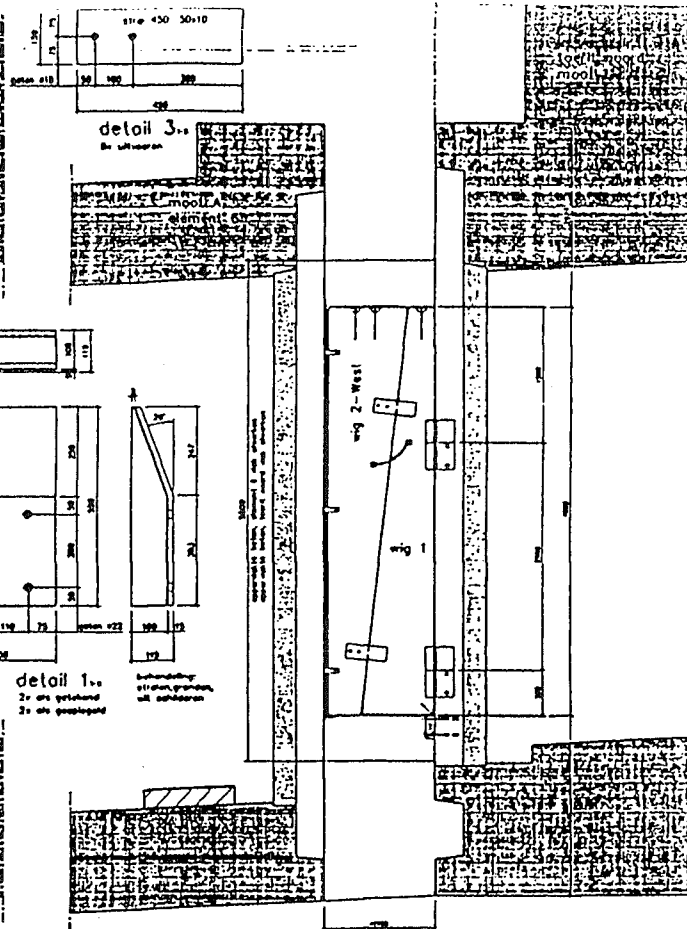
detail 2..
te uitvoeren



detail 4..
te als getoond
te als geplaatst



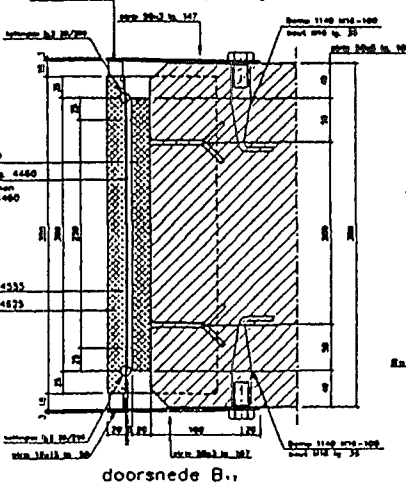
detail 3..
te uitvoeren



detail 1..
te als getoond
te als geplaatst

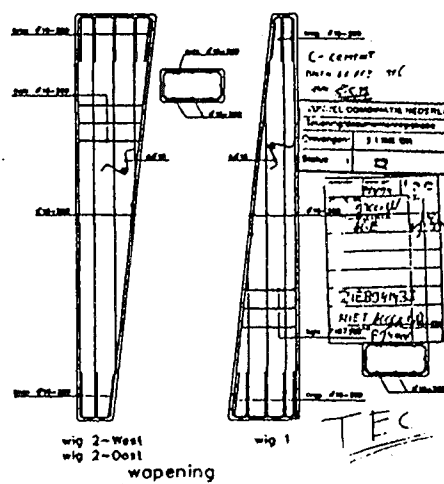
Behandeling:
stroom, gronden,
uit schuifraam

doorsnede A-A
plaatlings fase



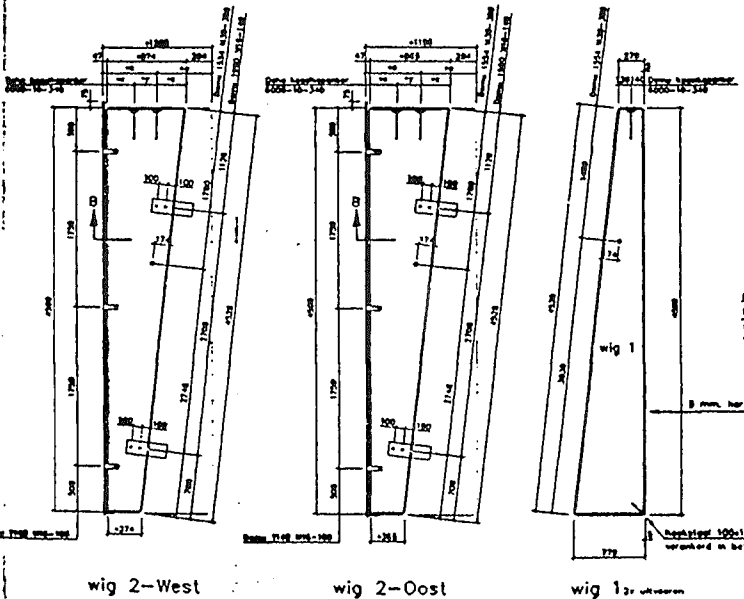
doorsnede B..

doorsnede A-A
definitieve fase



wopening

TEC



wig 2-West

wig 2-Oost

wig 1, te uitvoeren

detail 5..

<p>Projectie Wijkertunnel</p>	
<p>Strukton Werk- en bouwmaatschappij</p>	
<p>Projectie Wijkertunnel</p>	
<p>B5802 90.9</p>	