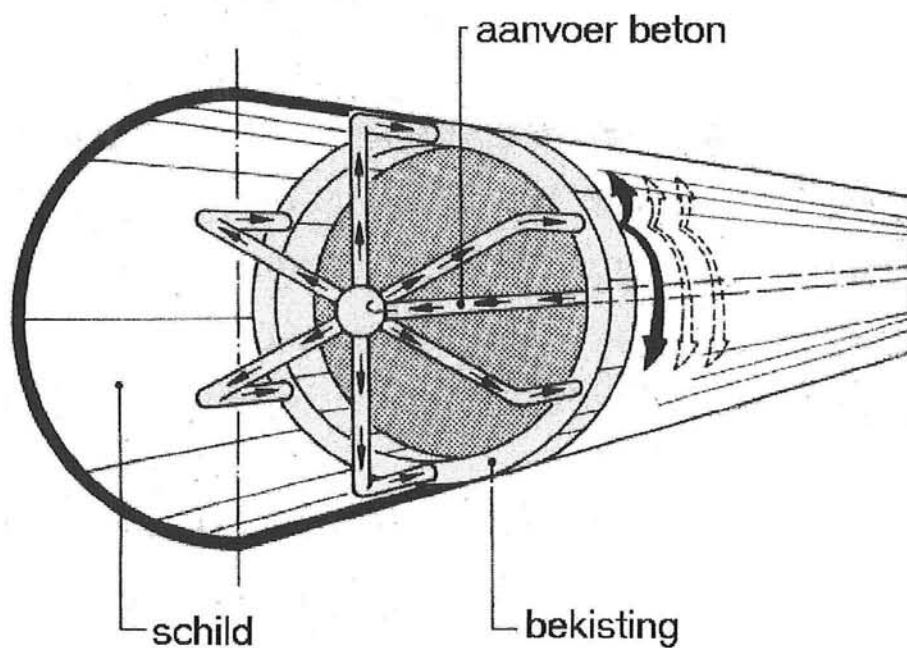


Toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton in Nederlandse tunnelbouw

deel 1

literatuurverslag*

afstudeerwerk K. van Oosteren



Industriële Tunnelbouw Methode



Technische Universiteit Delft

Toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton in Nederlandse tunnelbouw

deel 1

verslag literatuurstudie

Afstudeercommissie:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling (voorzitter)

H.H.M. Soen

dr. ir. C. van der Veen

Ir. B. Polen

Delft, januari 1996
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
TU Delft

K. van Oosteren
st.nr. 624050

Geachte lezer

Tot mijn spijt zijn op het moment van uitgave niet alle gegevens uit het verslag vrijgegeven. Daardoor ben ik genoodzaakt een aantal passages weg te laten. (Het betreft een aantal figuren en verwijzingen naar vertrouwelijke rapporten van het ITM-project). Overigens doet het nauwelijks afbreuk aan de leesbaarheid/buikbaarheid van dit verslag.

Delft, 12-9-96

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'K. van Oosteren', with a long horizontal line extending to the right.

Kees van Oosteren

INHOUDSOPGAVE

| | |
|--|-----------|
| Voorwoord | v |
| 1. Inleiding | 1 |
| 2. Boren van tunnels | 3 |
| 2.1 Inleiding | 3 |
| 2.2 Boortunnelmachines | 5 |
| 2.3 Schildtypen | 9 |
| 2.4 Tunnelmantel | 13 |
| 2.5 Invloed op omgeving | 20 |
| 3. ITM boortunnelproject | 25 |
| 3.1 Inleiding | 25 |
| 3.2 Het samenwerkingsverband ITM | 26 |
| 3.3 Doelstelling van het project | 27 |
| 3.4 Planning ITM-ontwikkeling | 28 |
| 3.5 De belangrijkste functies | 29 |
| 3.6 De ITM-machine | 31 |
| 4. Staalvezelbeton | 33 |
| 4.1 Inleiding | 34 |
| 4.2 Staalvezelsoorten | 36 |
| 4.3 Betonsamenstelling | 39 |
| 4.4 Produktie en verwerking | 40 |
| 4.5 Sterkte onder statische belasting | 44 |
| 4.6 Hechting, scheurgedrag, taaierheid en vervorming bij breuk | 48 |
| 4.7 Sterkte onder dynamische belastingen | 50 |
| 4.8 Tijdsafhankelijke vervormingen | 51 |
| 4.9 Duurzaamheid | 52 |
| 4.10 Fysische eigenschappen | 53 |
| 4.11 Temperatuurbelastingen | 54 |
| 4.12 Hoge sterkte beton & staalvezels | 55 |
| 4.13 Berekenen & dimensioneren | 57 |
| 5. Voorbeelden van projecten | 59 |
| 5.1 Inleiding | 59 |
| 5.2 Buitenlandse ervaringen, een kort overzicht | 61 |
| 5.3 Resultaten bouwen met ECL-methode | 66 |
| 6. Belastingen op tunneldoorsnede | 67 |
| 6.1 Inleiding | 67 |
| 6.2 Vervormingsmechanismen | 68 |
| 6.3 Combinaties van mechanismen | 74 |
| Literatuur | 75 |

| | |
|--------------------------|-----------|
| Bijlage I | 79 |
| Bijlage II | 87 |
| Bijlage III | 93 |
| Bijlage IV | 97 |
| Bijlage V | 99 |

Voorwoord

Het kiezen van een afstudeeronderwerp heeft veel tijd gekost, maar is uiteindelijk goed gelukt. De toepassing van een nieuwe tunnelbouwtechniek voor Nederlandse omstandigheden is een zeer actueel, en daarom voor mij een uitdagend onderwerp.

Het zoeken naar boeken en artikelen met de reeds bestaande kennis van dit onderwerp heeft me zeer geboeid en ik ben erg benieuwd wat de werkelijke uitwerking van dit onderwerp gaat opleveren.

Ik wil alvast de heer Deliën van de VNC-bibliotheek bedanken voor zijn hulp bij het speuren naar informatie.

Delft
januari 1996

Kees van Oosteren

1. Inleiding

In Nederland worden al jaren tunnels gebouwd. Doordat dit kleine landje steeds voller wordt, ontstaat er steeds meer behoefte aan tunnels, maar tegelijk ontstaat er een steeds grotere weerstand tegen de overlast die veroorzaakt wordt tijdens de uitvoering van tunnelbouwprojecten. Het boren van tunnels lijkt de oplossing voor dit probleem. De techniek was tot voor kort niet toereikend om te kunnen boren in de moeilijke Nederlandse bodems. Sinds enkele jaren wordt er hard gewerkt aan de ontwikkeling van boortechnieken voor Nederlandse omstandigheden. Een voorbeeld hiervan is het ITM*-project, waarin een aantal bedrijven bezig zijn met de ontwikkeling van een machine die een tunnel volgens een continu proces aanlegt. Hierbij wordt gebruik gemaakt van geëxtrudeerd staalvezelbeton, gecombineerd met een stalen buitenvlies.

Het doel van dit afstudeerwerk is het maken van een ontwerp van een tunneldoorsnede, gemaakt met geëxtrudeerd staalvezelbeton onder Nederlandse omstandigheden. Aangezien deze bouwwijze geheel nieuw is voor Nederland, moet er uitgebreid onderzoek gedaan worden naar de eigenschappen van de toe te passen technieken en materialen. Het afstudeerwerk begint daarom met een literatuuronderzoek. Dit rapport is bevat de resultaten van dit onderzoek.

In het eerste hoofdstuk wordt het boren van tunnels in het algemeen beschreven. Aangezien dit afstudeerwerk valt in het kader van het ITM-project, gaat hoofdstuk 3 nader hierop in. In dit project wordt het materiaal staalvezelbeton gebruikt en daarvan staat een algemene beschrijving in hoofdstuk 4, gevolgd in hoofdstuk 5 door toepassingen van geëxtrudeerd beton in de tunnelbouw. Tenslotte worden de belastingen op tunnels beschreven in hoofdstuk 6.

* ITM = Industriële Tunnelbouw Methode (zie hoofdstuk 3)

2. Boren van tunnels

2.1 Inleiding

Nederland staat bekend om het bouwen van tunnels. De langdurige ervaring betreft echter de traditionele cut- en cover methode en bij het kruisen van waterwegen de afzinkmethode. In het buitenland worden tunnels, zowel op het land als bij het passeren van waterwegen regelmatig aangelegd met behulp van boortechnieken. In Nederland ontbreekt de ervaring op dit gebied volledig. De oorzaak hiervan was dat hier de waterspiegel hoog en de bodem zeer zacht is. Deze condities maken het boren van tunnels tot een zeer gecompliceerd en specialistisch werk. Ook in het buitenland had men in het verleden, onder die omstandigheden weinig of geen ervaring. Echter met de huidige boortechnieken worden momenteel in het buitenland in vergelijkbare omstandigheden als in Nederland tunnels geboord.

Een andere reden voor het feit dat in Nederland de voorkeur uitgaat naar de cut- en cover-methoden en afzinken is het kostenverschil. Uit diverse vergelijkende berekeningen blijkt dat nog steeds het boren van tunnels ten minste 10 á 20 % duurder is dan het bouwen volgens de hier bekende bouwwijze. Bij het kruisen van waterwegen zijn de kosten per strekkende meter soms aan elkaar gelijk, maar door de noodzakelijke diepere ligging van de boortunnel worden op- en afritten langer en daarmee komt de booroplossing toch nog duurder uit.

In andere landen zal overigens een vergelijkbaar prijsverschil optreden, echter in een aantal landen zijn er aanvullende eisen ten aanzien van overlast, die bij het aanleggen van tunnels nog wordt getolereerd. In Japan bijvoorbeeld is het over het algemeen ondenkbaar, in een stedelijk gebied met behulp van open bouwwijze een tunnel aan te leggen. Ook in Nederland zullen in de komende jaren vanwege die reden tunnels geboord gaan worden. De weerstand tegen bouwoverlast wordt steeds groter, met name in stedelijke gebieden. Ook beseft men steeds vaker dat de indirecte kosten veroorzaakt door het bouwen vanaf het maaiveld (denk bijvoorbeeld aan verkeersopstoppingen en geluidsoverlast) groot kunnen zijn. Hieronder volgt een overzicht van de voor en nadelen van het boren van tunnels t.o.v open bouwwijze [1].

Voordelen:

- mogelijkheid van mechanisering en hogere bouwsnelheid
- profielnauwkeurigheid
- kleinst mogelijke beïnvloeding aanwezige bebouwing
- constant aantal arbeiders (inzet van vaste ploegen)
- milieuvriendelijke bouwwijze, behoud van grondwaterspiegel, weinig lawaai
- mogelijkheid van een kwalitatief hoogwaardige en zuinige bekleding

Nadelen:

- langdurige planning, produktie en montage van het schild
- lange inwerktijd
- bewerkelijke en dure inrichting bouwterrein; alleen bij lange tunnels economisch aantrekkelijk
- prestatierisico's bij wisselende bodems
- weinig variatiemogelijkheden in dwarsdoorsnede

- hoge kosten bij veranderingen van de doorsnedegeometrie
- grotere afmetingen van de tunnelmantel vereist vanwege extra belastingen uit hoge voortstuwingskrachten van de boormachine

De Nederlandse overheid heeft besloten om extra investeringen te doen in de kennisopbouw omtrent het boren van tunnels om de aanwezige achterstand, in vergelijking met het buitenland, in te lopen. Met de goedkeuring van het "Impulsprogramma Kennisinfrastruktuur Ondergronds Bouwen" heeft het Kabinet aangegeven dat ondergronds bouwen een stimulans moet krijgen. Voor de periode 1995 tot en met 1998 is 40 miljoen gulden toegewezen. Het impulsprogramma omvat de volgende onderdelen:

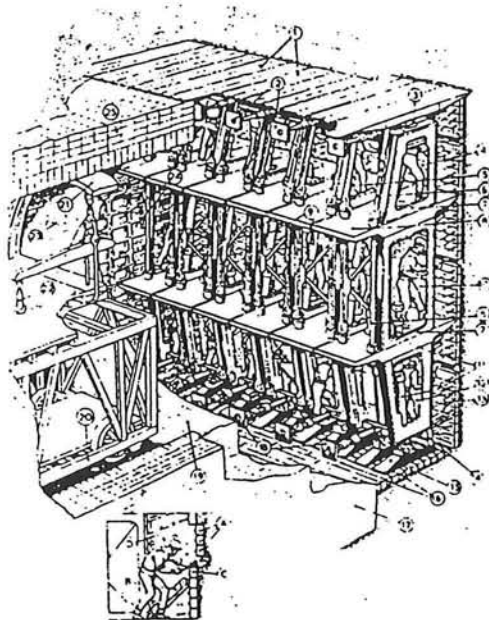
- 1) Een (kennis)centrum (Centrum Ondergronds Bouwen, ook wel het COB) voor coördinatie en initiatie voor onderzoek en ontwikkeling op het gebied van ondergronds bouwen.
- 2) Een uitvoeringsprogramma voor de korte (tot 5 jaar) en de lange termijn (van 5 tot 20 jaar). Hiertoe zijn een tweetal proefprojecten voorzien, nl. de Tweede Heinenoordtunnel en de Botlekrailtunnel.
- 3) Een leerstoel Ondergronds Bouwen aan de Technische Universiteit Delft, nauw gelieerd aan de activiteiten van het kenniscentrum.

Naast de genoemde proefprojecten zijn momenteel in voorbereiding een geboorde tunnel onder de Westerschelde en een tunnel ten behoeve van de Noord-Zuidlijn van de Amsterdamse Metro. Ook zijn verscheidene bedrijven los van het COB bezig met onderzoeksprojecten die betrekking hebben op het boren van tunnels. Het ITM-project is er hier één van. Meer hierover in hoofdstuk 3.

2.2 Boortunnelmachines

Inleiding

Al 5000 jaar geleden hielden zich mensen bezig met het bouwen van tunnels. Deze tunnels dienden voor de bescherming van goederen en mensen, voor geheime toegangen naar verboden steden, voor delfstoffenwinning en voor transport. Men leerde al snel dat men het gesteente tijdelijk te stutten met hout. Om vervolgens de bekleding aan te brengen. Dit lukt echter niet onder de grondwaterspiegel en in zachte bodems. Hiervoor bedacht de geniale ingenieur Sir Marc Isambard Brunel in 1806 het principe van bouwen volgens de schildmethode. Hij bedacht een schildconstructie dat bestond uit een cellenindeling. In ieder van deze cellen kon een arbeider onafhankelijk en beschermd werken [1].



Figuur 2.1: Schild van Sir M.I. Brunel, in 1825[1]

Voor de aanleg van tunnels is soms is een schild nodig maar kan de ontgraving aan de voorzijde van het schild ongesteund plaatsvinden. Bij sommige grondsoorten (bijvoorbeeld bij cohesieloze gronden) kan ook dit niet en dient het graaffront gesteund te worden. In Bijlage III is een grondclassificering opgenomen [24].

Functies TBM (Tunnel Boor Machine)

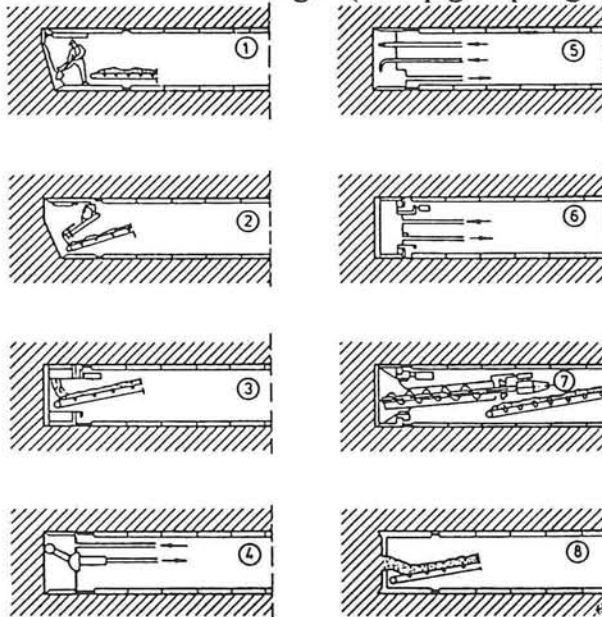
Een tunnelboormachine heeft globaal gezien de volgende functies [1]:

- 1) boren, aan de voorkant van de machine wordt de grond afgegraven. Hiervoor bestaan verschillende methoden (zie figuur 2.2);
- 2) voortbewegen en ondersteunen, betreft het ondersteunen van de boormachine en de buitenmantel;
- 3) grondafvoer en materiaalaanvoer, de ontgraven grond moet afgevoerd worden. Dit kan in

vloeibare vorm via buizen of droog via transportbanden of wagens. Materiaalaanvoer betreft de aanvoer van materialen voor de tunnelmantel en de boor;

4) aanbrengen lining, betreft het maken van de afgrenzing tussen de tunnelinhoud en omringende grond. Hiervoor zijn te onderscheiden:

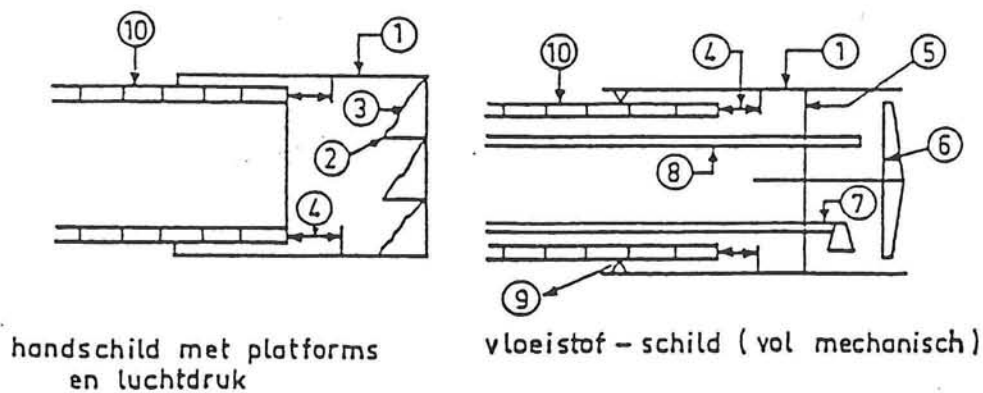
- buisbekleding (Rohrauskleidung)
- ringsegmenten/prefab-elementen
- terplekke aangebracht beton
- combinatie van bekledingen (hierop gaat paragraaf 2.4 verder in)



Figuur 2.2: Ontgravingsmogelijkheden in schild [1]

Onderdelen boortunnelmachine volgens schildmethode

Hieronder volgen 2 voorbeelden van tunnelboormachines volgens de schildmethode. Overigens zijn er veel meer varianten. De methode van ontgraven kan op meerdere manieren. De voorbeelden zijn de meest voor de hand liggende voor Nederlandse omstandigheden.

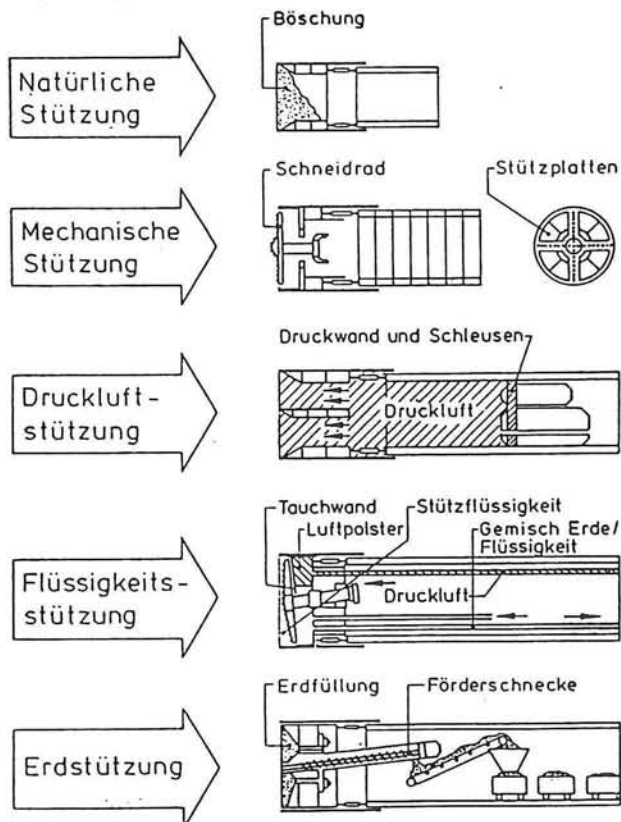


Figuur 2.3: Twee voorbeelden van schildmethoden [30]

- 1 : schild
- 2 : platform
- 3 : ontgravingsfront
- 4 : vijzels
- 5 : afsluitschot
- 6 : graafwiel
- 7 : grondpomp met afvoerleiding
- 8 : aanvoerleiding
- 9 : staartafdichting
- 10 : tunnelmantel

Ondersteuning van het graaffront

Om aan het boorfront de hoeveelheid grond die naar binnen komt goed te controleren moet het graaffront ondersteund worden. Het graaffront kan worden ondersteund door luchtdruk, bentonietsuspensie, mechanisch of door gronddruk, ook combinaties hiervan zijn mogelijk.

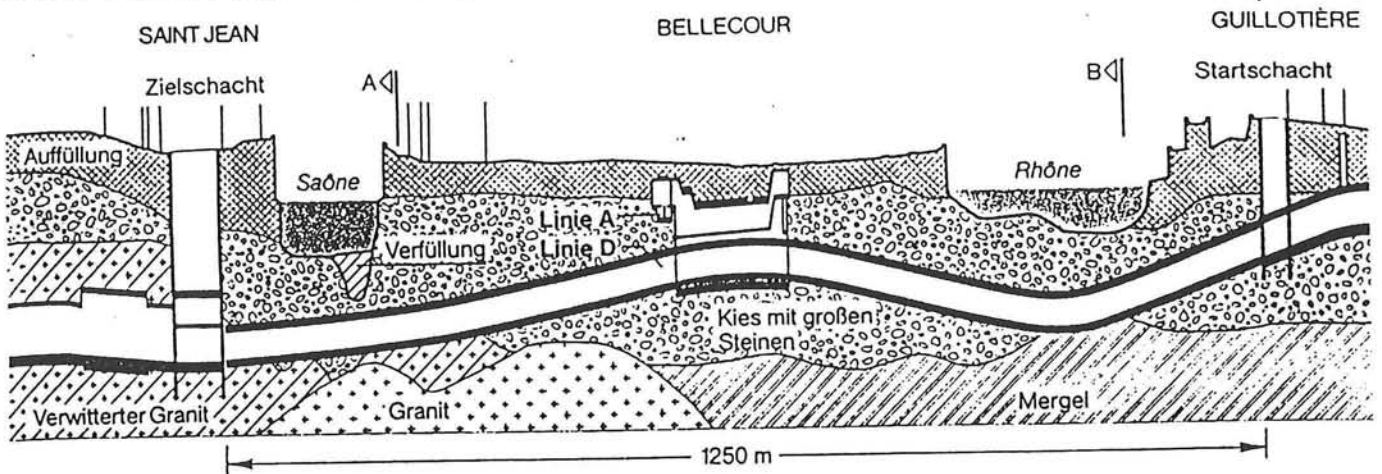


Figuur 2.4: Mogelijkheden ter ondersteuning van het graaffront [1]

In de Nederlandse bodem zal de ondersteuning van het graaffront met behulp van bentonietsuspensie, met een zogenaamd bentoniet-schild (slurry-schild) of een gronddrukbalansschild (Earth Pressure Balance-shield, EPBS) voor de hand liggen [31]. Bij luchtdrukschilden zijn de zettingen over het algemeen aanzienlijk groter en is het risico van een blow-out aanwezig en vereisen dan ook een grote dekking. Meer hierover in paragraaf 2.3.

Werking van TBM

Het boren van tunnels geschiedt van schacht naar schacht. Men begint in de zogenaamde startschacht en eindigt in de ontvangtschacht.



Figuur 2.5: Langsprofiel metrotunnel Lyon [3]

Het boorschild bestaat uit een stalen cilinder met een diameter iets groter (ca. 15 cm) dan de buitenzijde van de tunnel. Aan de voorzijde van het schild wordt de grond ontgraven, het schild wordt voortbewogen met behulp van hydraulische vijzels die zich afzetten tegen de reeds aangelegde tunnelmantel of tegen een eventueel aanwezige bekisting. In de staart van het schild wordt de tunnellinging aangebracht (zie ook figuur 2.3).

Voor de bouw van de schachten worden bekende bouwtechnieken toegepast, zoals diepwanden met onderwaterbeton, pneumatische caissons en bij ondiepere schachten stalen damwanden. Voor het zogenaamde uitbreken van de startschacht en het binnenkomen in de ontvangtschacht worden aan de buitenzijde van de bouwputwand voorzieningen getroffen zodat het grondwater niet de schacht binnen kan stromen. Hiertoe wordt de grond ter plaatse van de uitbraak vaak geïnjecteerd of bevroren.

2.3 Schildtypen

Met het oog op de plaatselijke geologische en hydrologische omstandigheden van ieder bouwterrein, de vorm van de tunnel en de vele technische mogelijkheden van een schild, is heden vrijwel iedere nieuwe machine een unicum. Toch zijn er schilden met specifieke benamingen, die berusten op een bepaald constructieprincipe. Hieronder volgende de gangbare begrippen en hun definities (opgemerkt dient te worden dat deze begrippen uit Duitsland komen en niet overal geldig zijn) [1].

Open-schild (Offene Schilde)

Onder open-schild worden die schilden gerekend, die geen systeem bezitten dat aan het boorfront de grondwaterdruk compenseert. Dat betekent dat ze alleen inzetbaar zijn daar waar geen grondwater is of waar deze vooraf verlaagd is. Als de gronddruk gecompenseerd moet worden, dan wordt dat mechanisch gedaan.

Luchtdruk-schild (Druckluftschilde)

Het begrip luchtdruk-schild omvat alle schilden die het grondwater keren m.b.v. luchtdruk en daardoor ook ingezet kunnen worden onder open water en beneden de grondwaterspiegel.

Vloeistof-schild/Slurry-schild (Flüssigkeitsschilde)

Het begrip vloeistofschild is een verzamelbegrip voor alle schilden met een vloeistof gesteund boorfront. In het Engels heet het "Slurry-shield". In Nederland spreekt men vaak ook van "bentoniet-schild", maar deze naam sluit het gebruik van andere vloeistoffen (zoals water) als steunvloeistof uit.

Gronddrukbalans-schild (Erddruckschilde)

Gronddrukbalans-schilden gebruiken hoofdzakelijk de door de boorkop losgemaakte grond als ondersteuningsmedium en zo kan afgezien worden van het gebruik van secundaire steunmiddelen als druklucht of steunvloeistof. Vaak wordt ook de Engelse term EPBS (Earth Pressure Balance Shield) gebruikt.

Combinatie-schild (Kombinierte Schilde)

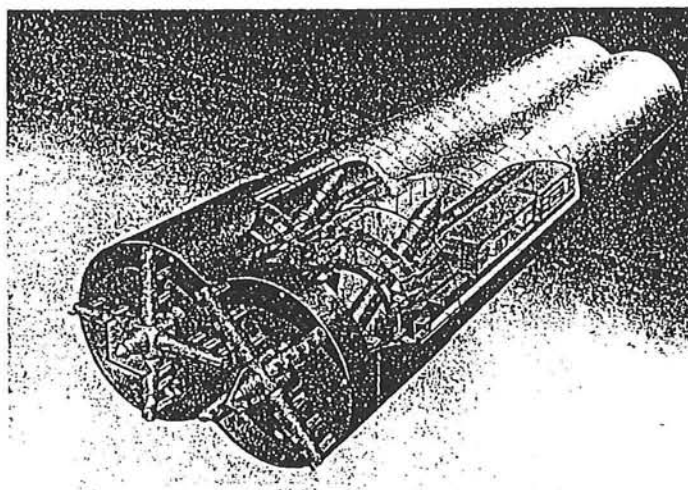
Onder combinatie-schilden worden die schilden verstaan die een aanpassing aan het machine-concept, in het bijzonder het principe van de boorfrontondersteuning, voor de veranderende geologische en hydrologische omstandigheden van het traject mogelijk maken.

Messen-schild (Messerschilde)

Messen-schilden onderscheiden zich door de bijzondere bouw van de schildmantel. In tegenstelling tot de gebruikelijke voegloze schilden is de mantel uit platen/messen opgebouwd. Deze messen worden door een ondersteunend raamwerk gedragen en worden apart of in groepen voortgeduwd. Dit constructieprincipe geeft een veel grotere vrijheid in het maken van ontgravingsdoorsneden. Het schild is niet toepasbaar in het grondwater.

Overlappend-schild (Multibrustschild)

Het begrip multidoorsnede-tunnel (zie figuur 2.6) komt voort uit de bijzondere vorm van de gemaakte tunneldoorsneden. Deze bestaan uit 2 of meer zich overlappende doorsneden. Ze maken met één doorsnede een tunnel bestaande uit 2 of meer buizen mogelijk. Tot nu toe zijn zulke tunnels alleen nog maar in Japan gebouwd.



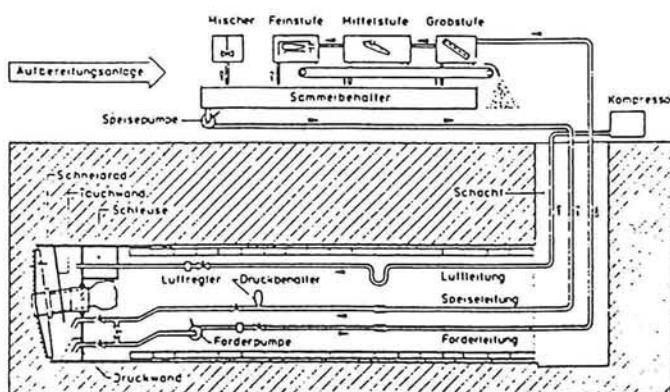
Figuur 2.6: Boormachine met overlappende doorsneden (multibrustschild) [1]

Micro-schild (Mikroschild)

Onder het begrip micro-schild vallen alle schilden waarbij het vanwege de kleine doorsnede niet mogelijk is om de tunnel te betreden tijdens de aanleg. Zij dienen voor de aanleg van leidingen.

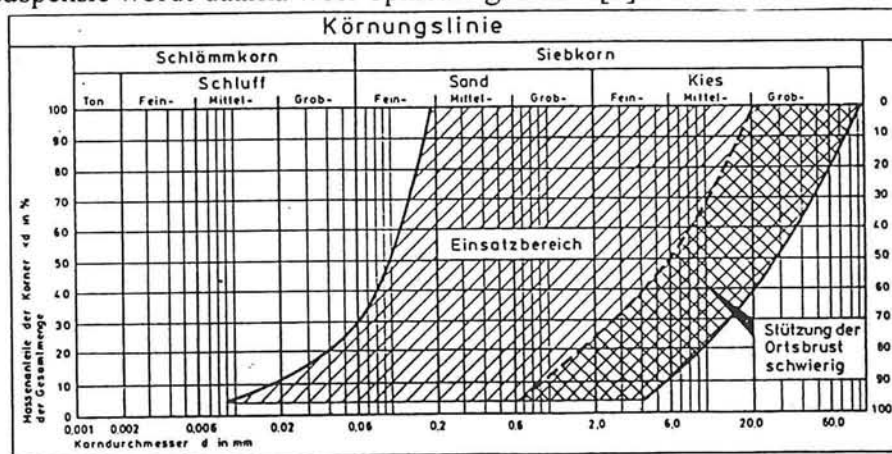
In Nederland

Zoals in de vorige paragraaf al opgemerkt werd, kan in Nederland vanwege de hoge grondwaterstand en de slappe bodem alleen goed gewerkt worden met een bentoniet-schild (slurry-schild) en met een gronddrukbalans-schild [31].



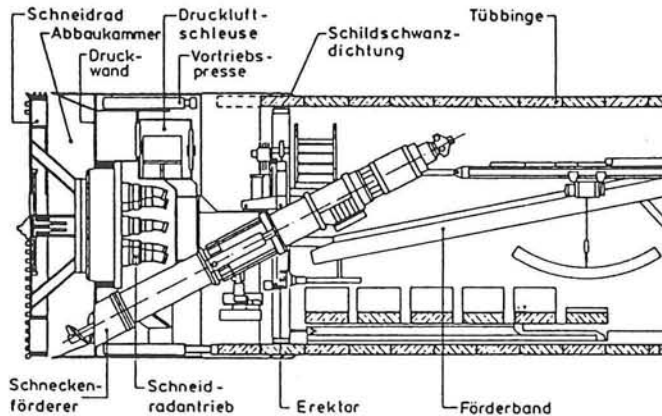
Figuur 2.7: Schematische weergave slurry-schild [1]

Bij een vloeistof-schild wordt het graaffront meestal door een bentoniet-suspensie gesteund. Het voorste gedeelte van het schild bestaat uit een werkkamer, die volledig is gevuld met deze steunvloeistof die onder de gewenste druk wordt gehouden met behulp van pompen. Bij het slurry-schild dat door de firma Wayss & Freitag is ontwikkeld, het zogenaamde Hydro-schild, is in het bentoniet-suspensie systeem een luchtkussen opgenomen, dat ervoor zorgt dat veranderingen in volume niet direct tot grote fluctuaties in de steundruk leiden. De steunvloeistof heeft dezelfde functie als bij het maken van diepwanden. Bij grove bodems bestaat het risico dat de vloeistof de grond indringt en daardoor de stabiliteit van het graaffront in gevaar komt. Ook bij langdurige stilstand van het vloeistof-schild bestaat dit risico [1] (overigens treden deze problemen niet op bij diepwanden). Figuur 2.8 geeft de grenzen, uitgedrukt in de korrelverdeling van de grond, van de inzet van het Hydro-schild aan. De ontgraven grond wordt met de bentoniet-suspensie afgevoerd, waarbij de steunvloeistof wordt geregenereerd, wat wil zeggen dat de meegenomen stof wordt afgescheiden en de bentoniet-suspensie wordt daarna weer opnieuw gebruikt [1].



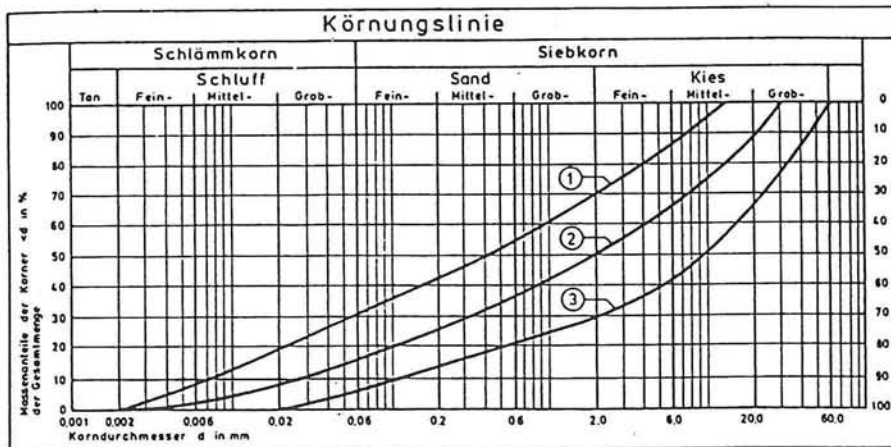
Figuur 2.8: Inzetbaarheid van Hydro-schild [1]

Bij het grondrukbalans-schild bestaat de ondersteuning van het graaffront uit de te ontgraven grond. De ontgraven grond wordt daarbij volledig verkleed. Als de aanwezige grond te weinig plastische eigenschappen heeft, wordt een bentoniet-suspensie of schuim toegevoegd. Ook hier wordt gebruik gemaakt van een afgesloten werkkamer, waarin zich de -onder druk staande- plastisch geworden grond bevindt. Het verwijderen van de grond vindt meestal door middel van een grondvijzel plaats, die tevens voor de waterafsluiting zorg draagt [1].



Figuur 2.9: Grondrukbalans-schild, metro Taipei [1]

Figuur 2.10 geeft de grenzen aan van de inzetbaarheid van het EPB-schild. Boven curve 1 bestaan geen beperkingen aan de inzet van dit type tunnelboormachine. Onder deze grenslijn wordt de bodem zo doorlatend dat bentoniet-suspensie moet worden toegevoegd om voldoende waterdichting en verkneedbaarheid te bereiken. Tussen curve 2 en 3 kan het EPB-schild alleen worden ingezet, indien hoge dichtheid-steunvloeistof of polymeerschuim wordt toegepast. Onder curve 3 is dit type schild niet inzetbaar [1].



Figuur 2.10: Inzetbaarheid grondrukbalans-schild [1]

2.4 Tunnelmantel

Inleiding

De mantel van de tunnel (ook wel lining of bekleding genoemd) heeft een aantal functies, die verschillende eisen stellen aan de vorm en aan het materiaal.

Grof gezegd zijn de functies als volgt:

- Bescherming van de binnenruimte tegen de omliggende grond en waterdichtheid van binnen naar buiten of andersom.
 - Overdragen van statische en dynamische belastingen door installaties en verkeer.
- Dit moet veilig plaats vinden, met geringe vervormingen gedurende de gehele levensduur [1].

Het gebruiksdoel bepaald de hoedanigheid van de tunnelbekleding. Wegen en spoorlijnen vereisen een lichte en ruimtelijke doorsnede. Ventilatie en waterleidingen vereisen een gladde binnenbekleding, die ook het onderhoud (reiniging) ten goede komt. Het gekozen tracé beschrijft meestal een licht gekromde baan. De tunnelmantel moet deze kromming kunnen volgen. Bij het aanleggen van de tunnel zijn stuurafwijkingen van het schild praktisch onvermijdelijk. Daarom wordt in het algemeen de binnenruimte alzijdig met een tolerantiemaat van 50 tot 100 mm vergroot. Ook eventuele vormveranderingen van de mantel kunnen dan zonder grote gevolgen plaatsvinden [1].

Bodemgesteldheid en bovenbelastingen hebben een wezenlijke invloed op de mantel. Gelijkmatige alzijdige buitendruk veroorzaakt over het algemeen normaalkrachten in de mantel. Eenzijdige bebouwing en afgravingen aan de oppervlakte, paalbelastingen in de buurt van de tunnel of variërende grondwaterdrukken laten de buigende momenten toenemen.

Bij de keuze van een rekenmodel en bij de definitie van bodemreacties moeten onvermijdelijke aannamen en vereenvoudigingen gemaakt worden. Het is dus van belang de berekeningen aan de tunnelling niet te gedetailleerd te maken, maar daarvoor in de plaats het draagwerk zo te construeren dat het begrensde vervormingen in de bodem kan weerstaan.

Omdat de kosten van de tunnelbekleding ongeveer 40% van de totale bouwkosten bedraagt, loont het de moeite om een optimaal ontwerp te maken. Vanwege meebewegende bodems en het omliggende grondwater is een cirkelvormige doorsnede het meest voor de hand liggend. Ook boortechnisch gezien heeft deze vorm de voorkeur. Naast het voordeel van de in te zetten snijkop (cirkelvormig), is met name de bouw met prefab-elementen veel eenvoudiger met cirkelvormige ringen [1].

Men kan een aantal soorten lining onderscheiden. Ten eerste kan onderscheid gemaakt worden in dubbel- en enkelwandige systemen voor de tunnelmantel. Bij dubbelwandige technieken neemt de primaire bekleding de gronddrukken en de vjzelkrachten op en dient tevens als tijdelijke kering van het grondwater. Vervolgens wordt een secundaire lining aangebracht die een definitieve waterkering vormt en op den duur de waterdruk volledig opneemt. Bij enkelwandige technieken neemt de lining zowel de belastingen tijdens de bouwphase als in de gebruiksfase op. Bij het gebruik van betonsegmenten wordt de waterafdichting verkregen door

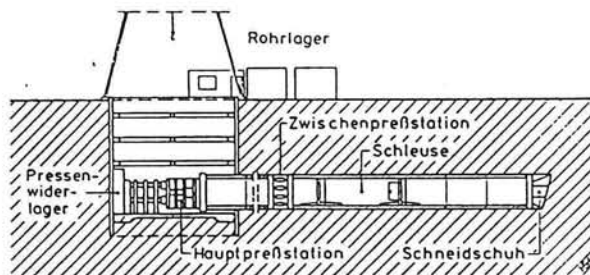
het gebruik van neopreen of hydrofiel profielen. Dit laatste profiel is een rubberachtige profiel dat in water tot een veelvoud van hun volume uitzet.

Vervolgens kan men de tunnelmantels onderscheiden in [1]:

- buisbekleding (kant en klare buizen)
- ringsegmenten (prefab-elementen).
- terplekke aangebracht beton.
- combinaties van bekledingen.

Buisbekleding (doorpersen)

Bij buisbekledingen wordt de mantel gevormd door geprefabriceerde buizen die vanuit een startschacht door de grond geperst worden. De tunnel wordt geboord door een schild dat aan de voorkant van de buizen zit (overigens wordt deze methode niet altijd tot de schildmethoden gerekend).



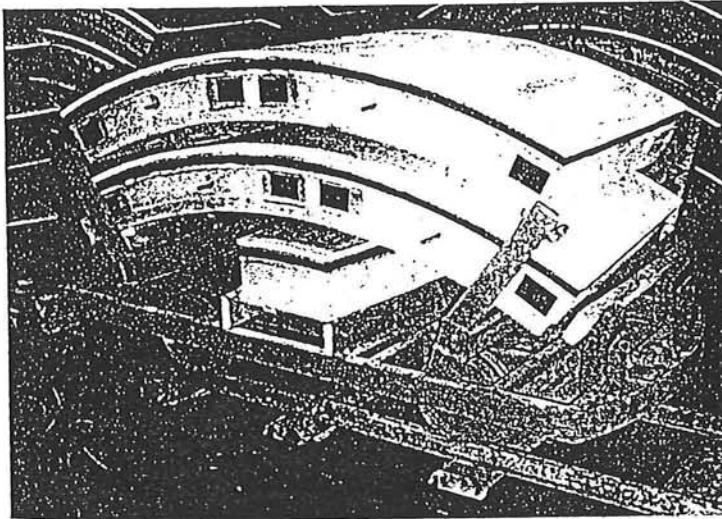
Figuur 2.11: Principe doorpersen van buizen [1]

Deze techniek beperkt zich hoofdzakelijk tot buizen met diameters tot ca. 1 meter, maar af en toe ook groter. Bij grote diameters ontstaan problemen met transport en de grote weerstand bij het doorpersen. Bij grote diameters blijft de lengte van de tunnel meestal beperkt tot hooguit 100 m (bijvoorbeeld bij de aanleg van een tunnel onder een spoorlijn). Met behulp van tussenstations worden tegenwoordig ook grotere afstanden gehaald.

Ringsegmenten/prefab-elementen

Bij tunnelbouw met ringsegmenten wordt het boren gestopt nadat een stuk is geboord is om vervolgens met de ringsegmenten in de staart van het schild een ringvorm op te bouwen. Vervolgens wordt er weer een stuk geboord en wordt dit weer herhaald. Het aantal segmenten per ring varieert van 4 tot 14. Gebruikelijk is 5 tot 8 elementen per ring. Bij de keuze van de afmetingen spelen statische en bouwpraktische redenen een rol. Hoe groter de elementen hoe moeilijker ze zijn te transporteren en te monteren. Bij kleinere en dus meer elementen zijn deze problemen kleiner, maar neemt de bouwtijd duidelijk toe. Daarentegen kan in taaie bodems een vergroting van het aantal langsvogen in de ring

doorgaans zinvol zijn, als de kostenbesparing aan de wapening doorslaggevend is. Omdat vrijwel alle elementen machinaal aangebracht worden speelt het gewicht per stuk geen grote rol meer. De ringbreedte heeft een wezenlijke invloed op de lengte van het schild. De grootste ringen zijn momenteel ca. 2 meter breed. De prefab elementen bestaan uit ductiel gietijzer, staal, of beton. Betonnen segmenten zijn tegenwoordig de meest gebruikte, met name in verband met de kosten.



Figuur 2.12: Betonnen segmenten op transportwagen [1]

Als het schild naar voren beweegt, wordt de holle ruimte, die ontstaat doordat de diameter van het schild groter is dan die van de ring, opgevuld met grout of beton.

Terplekke aangebracht beton

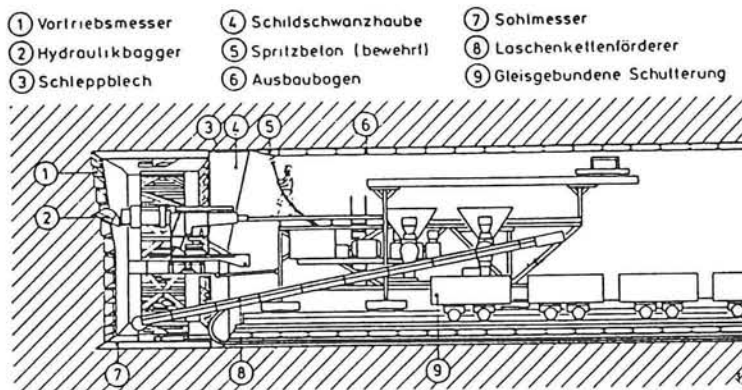
Naast de zojuist besproken mantel is alleen nog de geëxtrudeerde beton-bouwwijze als een ontwikkeling te zien. De overige methoden, "ouderwets" beton storten en spuitbeton, voldeden na enige toepassingen niet aan de verwachtingen of staan alleen nog maar op papier [1]. Deze laatste twee methoden worden toegepast bij een messen-schild.

Beton storten:

Achter het schild wordt het beton in een ringvormige binnenbekisting gestort, bij stabiele bodems tegen de grond, anders tegen dunne naloop-platen ("Nachlaufmessern") van het schild. In de tunnelmantel kan de wapening aangebracht worden. Bij het boren kan het schild zich afzetten tegen de lining, maar die moet dan wel voldoende uitgehard zijn. Tussen de afzonderlijke stukken wordt een voeg geplaatst. De bouwsnelheid blijft laag.

Spuitbeton:

Voor het aanbrengen van spuitbeton achter een schild is een bodem met een lange "stand up tijd" vereist, omdat spuitbeton achter het schild op de ontgraven grond aangebracht wordt. Aangezien zulke grond in Nederland niet voorkomt, wordt hierop verder niet ingegaan.



Figuur 2.13: Toepassing van spuitbeton (messen-schild) [1]

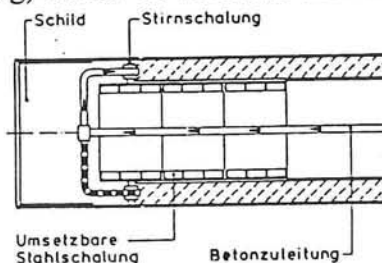
Extu-beton (ECL-methode):

Als eerste dient opgemerkt te worden dat de volgende beschrijving afkomstig is uit Duitse literatuur [1] en is mogelijk niet volledig vanwege belangen van de betreffende auteurs.

Aanbrengen:

De extru-beton-bouwwijze is niet geheel nieuw en werd voor het eerst toegepast in 1978 in Hamburg. Deze techniek is echter nog volop in ontwikkeling. Vooral in Duitsland is deze techniek de afgelopen jaren toegepast. De term extru-beton komt dan ook uit het Duits (begrip is door firma Hochtief geïntroduceerd) In het Engels spreekt men over “extruded concrete lining” (ECL).

De ECL-methode is herkenbaar doordat onmiddellijk achter de staart van het schild van de tunnelboormachine beton via meerdere leidingen in een ringvormige ruimte wordt gepompt tussen de binnenbekisting en het schild. Deze bekisting kan in de staart van het schild heen en weer bewegen. De ringvormige ruimte (gearceerd in figuur 2.14) is aan de buitenkant omgeven door grond en aan de binnenkant door een verplaatsbare staalbekisting (Umsetzbare Stahlschalung) en aan de voorkant door een elastisch gelagerd bekistingsfront (Stirnschalung).



Figuur 2.14: Schematische voorstelling van ECL-methode [1]

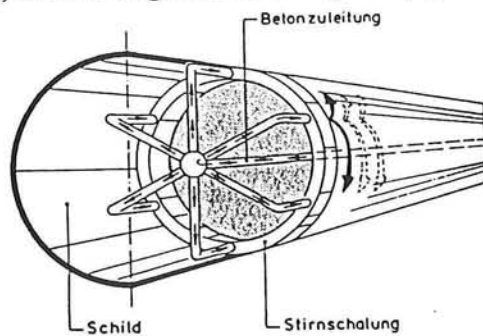
De staalbekisting bestaat meestal uit 1.20 m lange, uit segmenten opgebouwde gietstalen ringen. Deze ringen worden m.b.v. speciale apparatuur gedemonteerd en daarna weer

opgebouwd onder de beschutting van de staart van het schild.
De totale lengte van de bekisting hangt af van het uitharden van het beton en van de maximale boorsnelheid. Tot nu toe is deze ca. 15 m.
Het boorschild zet zich af tegen deze binnenbekisting.

Verwerkbaarheid beton:

De verwerkingseigenschappen van het beton worden door uitvoeringstechnische eisen bepaald. Het beton dat door meerdere openingen (zie figuur 2.15) van het bekistingsfront wordt gepompt moet zich binnen de ringvorm gelijkmatig en homogeen verdelen. Daarbij moet de druk binnen nauwe grenzen regelbaar zijn, zodat het de aanliggende grond- en waterdruk tegenwicht geboden wordt. Dat moet ook zo blijven bij tijdelijke stilstand van de betonaanvoer, om een goede voortgang te kunnen garanderen ook in geval van korte storingen.

Dat vereist bijzondere eigenschappen van het beton, dat ook na het verlaten van de betonaanvoerleidingen binnen een voldoende uitgestrekte stromingszone achter het front van de bekisting, eventueel gedurende langere tijd, in een vloeibare toestand blijft.

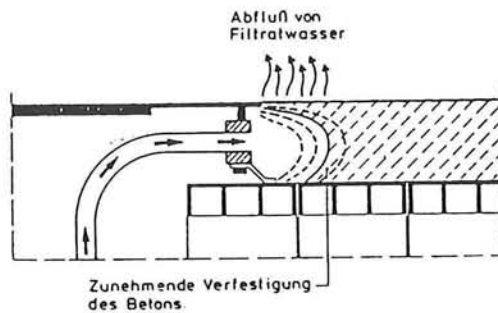


Figuur 2.15: Betonaanvoer bij extrusieproces [1]

In het geval dat aan het beton staalvezels toegevoegd worden, moet wat betreft zijn mengbaarheid, verwerkbaarheid en vastigheidsontwikkeling aan tegenstrijdige eisen voldaan worden.

Goede verwerkingseigenschappen van het verse beton kunnen bereikt worden door de toepassing van algemene regels en door het gebruik van speciaal afgestemde betontoeslagmiddelen.

Daarnaast dient opgemerkt te worden dat de vloeieigenschappen niet alleen door het normale hardingsproces van het beton veranderen kunnen, maar ook het afvloeien van filtraatwater in de omringende grond ten gevolge van de aangebrachte druk.

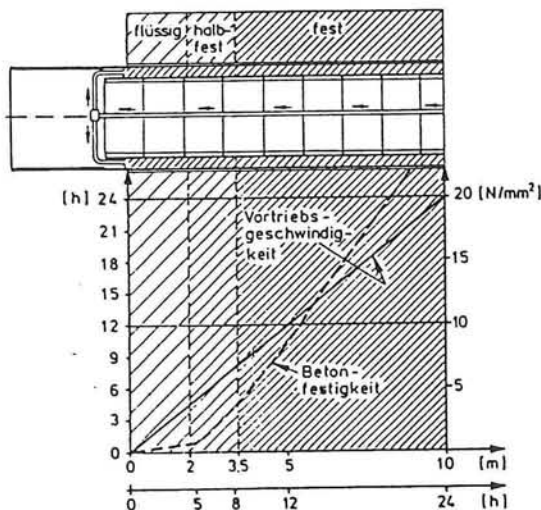


Figuur 2.16: Afvloeien van filtraatwater t.g.v. hoge druk [1]

Door de keuze van cement met een grotere maalfijnheid, gebruik van geschikte betontoeslagstoffen en naleving van voorschriften voor minimale korrelgrootte, lukt het om de verwerkingseigenschappen van het verse beton voldoende te stabiliseren en aan de praktische eisen op de bouwplaats te voldoen (verder dan deze vage uitspraken komt men niet in de Duitse literatuur).

Eigenschappen extrubetonlining

De gebruikte mengsels voldoen aan hoge eisen wat betreft de eerste sterkteontwikkeling (zie figuur 2.17), de uiteindelijke sterkte en waterdoorlatendheid, zonder dat bijzondere maatregelen ter verdichting van het beton noodzakelijk zijn. De sterkte na 12 uur is ca. 12 N/mm², zodat dan begonnen kan worden met ontkisten. De 28-dagen sterkte bedraagt meer dan 35 N/mm². Afhankelijk van het gebruik van de tunnel en vereiste dichtheidsgraad van de tunnelmantel zijn verschillende maatregelen mogelijk om de afdichting van de mantel te voltooien. In sterk water voerende bodems, zoals bij de metro van Lyon, werd een tweede waterdichte betonmantel conventioneel aangebracht (de kosten zijn hierdoor hoog).



Figuur 2.17: Ontwikkeling van verhardend beton [1]

Inrichting machine

Een teleskoopbaar naloopschild (in hoofdstuk 5 staan een aantal voorbeelden (5.2 t/m 5.9) van

machines) is scharnierend met de boormachine verbonden en met een teleskoopvoeg uitgerust. Daardoor is een beweging mogelijk tussen voor- en naloopschild van één tot anderhalf keer de breedte van een bekistingsring. De teleskoopvoeg staat midden tussen het gedeelte van de ontgraving en het gedeelte van de mantelbouw, zodat de beide processen onafhankelijk van elkaar zijn. Bij storingen in het boorproces wordt het extrusieproces vertraagd.

In de staart van het schild bevindt zich het beweeglijke, elastisch gelagerde bekistingsfront met binnen- en buitenafdichting. De elastische lagering van het bekistingsfront bestaat uit hydraulische cilinders. Het gesloten hydraulisch systeem daarvan kan door een gaskussen met een van te voren instelbare waarde op druk gebracht worden. Het gasvolume is zo gekozen dat de drukvariaties door tijdens de uitvoering ontstane bewegingen in het bekistingsfront zeer gering zijn. Daardoor is enerzijds gewaarborgd, dat de van het bekistingsfront op het beton en omgekeerd werkende druk vrijwel constant blijft en anderzijds, dat variaties in de door de betonpomp aangevoerde volumestromen zonder noemenswaardige drukveranderingen vereffend worden.

Het systeem van beton storten bestaat uit een betonpomp, die zich in de schild-naloper bevindt en een leidingsysteem tot aan het bekistingsfront (zie figuur 2.7).

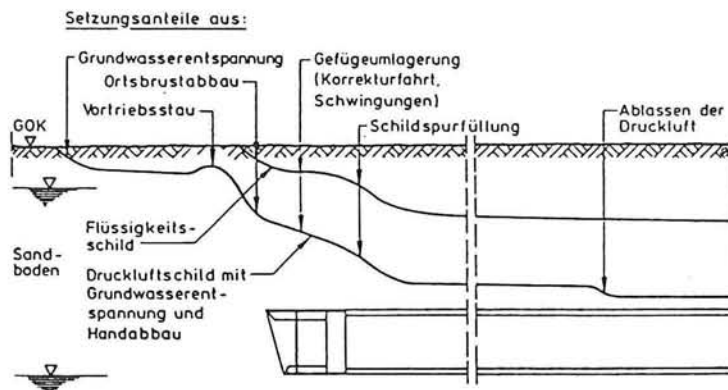
Het beton wordt door max. 8 vulopeningen, die op gelijkmatige afstanden rondom het bekistingsfront verdeeld zijn (zie fig 2.15), in willekeurige volgorde door het bekistingsfront gepompt. Dit garandeert een gelijkmatige volumeverdeling met korte vloeiwegen en vermijdt de vorming van schollen direct achter het bekistingsfront.

2.5 Invloed op omgeving

De belangrijkste invloeden op de omgeving bij het boren van tunnels, zijn vervormingen van de ondergrond, met de daaruit voortvloeiende maaiveldzakkingen en spanningsveranderingen in de grond, die kunnen leiden tot het verlies van draagvermogen van bestaande funderingen. Onderstaand wordt eerst ingegaan op de maaiveldzettingen.

Oorzaken van de maaiveldzettingen

De primaire functie van een schild is de bescherming van de zojuist ontgraven ruimte. Als secundaire functie, vooral in stedelijke gebieden, moet het schild zettingen aan de oppervlakte beperken. Het is zeer moeilijk om aan de strenge eisen t.a.v. zettingen te voldoen. Het vraagt daarom ook veel aandacht bij de voorbereiding en tijdens de bouw [1].



Figuur 2.18: Schematisch zettingsverloop voor luchtdrugschild en vloeistofschild [1]

Tijdens de bouw van een tunnel volgens de schildmethode beïnvloeden de volgende factoren de zettingen:

- Grondwaterspiegelverlagingen door verhoging van de korrelspanningen
- Doordat de steundruk van het graaffront niet volledig overeenkomt met de oorspronkelijke gronddrukken, treden elastische en plastische vervormingen in de grond op. De grootte is afhankelijk van de nauwkeurigheid waarmee de juiste steundruk wordt gehandhaafd.
- Boorfront kan bezwijken met niet geplande bodemzettingen tot gevolg.
- Door trillingen van het schild optredende verdichting (grootte hiervan is niet bekend).
- Aan het front wordt, met name in bochten, meer ontgraven dan de doorsnede van het schild. Bovendien is het schild vaak niet zuiver cilindrisch maar zeer licht conisch. De extra ruimte is dus nodig om het schild te kunnen sturen en voort te kunnen bewegen. Bij slurry-schilden stroomt deze ruimte vol met bentoniet, maar dit heeft geen opvulled effect.
- Onvoldoende of ongelijkmatige vulling van de staartspleet, meestal veroorzaakt door onvoldoende handhaving van de druk in de staartspleet.
- Vervorming van de tunnelmantel voordat voldoende steundruk in de grond is verkregen. Hierdoor zal volumeverlies optreden.
- Consolidatie van de grond, die hogere spanningen moet opnemen dan de vroeger aanwezige

- gronddruk en die bovendien door het schild is verkneed.
- In samendrukbare, slechtdoorlatende gronden zal zelfs bij een geringe lekkage door de tunnelmantel, consolidatie ten gevolge van de aanpassing van de waterspanningen optreden, die ook zakkings veroorzaakt nadat het schild gepasseerd is.
 - Bij gebruik van luchtdruk neemt bij het wegnemen van de druk het volume van de tunnel af omdat de normaalkrachten in de mantel toenemen (marginaal).
 - Het verdwijnen van filtraatwater uit de staartspleet in de omringende grond.

Grootte van de maaiveldzettingen:

Het voorspellen van de grootte van de maaiveldzettingen is vooralsnog niet goed mogelijk, omdat de grootte in sterke mate afhangt van hoe met de tunnelboormachine wordt gewerkt. Volgens de meeste deskundigen moet het momenteel mogelijk zijn om met de juiste tunnelboormachine en met goed geschoold personeel de maaiveldzettingen beneden de 10 mm te houden (ook wordt 1% van de doorsnede genoemd). Als men echter de zettingen van gerealiseerde tunnelprojecten analyseert, blijkt dat meestal grotere zettingen ontstaan. Dit is vaak verklaarbaar door het optreden van niet voorziene gebeurtenissen. Dit maakt het voorspellen van de te verwachten maaiveldzettingen nou juist zo bijzonder lastig.

Indien het boorproces een volledig geautomatiseerd en terugkoppelend systeem zou zijn, waarbij de voortstuwing van het schild, de steundruk aan het graaffront en het volgrouwen van de staartspleet volledig worden gecontroleerd, zouden de maaiveldzettingen tot in de orde van mm's beperkt kunnen worden. Maar ook dan kunnen zich storingen voordoen [1].

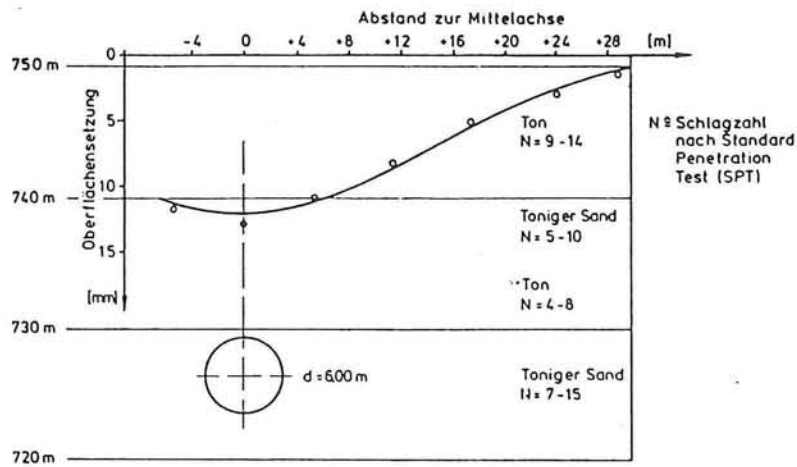
In de praktijk werkt men, vanwege het niet analytisch kunnen berekenen van de maaiveldzakking vaak met kengetallen, gebaseerd op praktijk metingen. In de Angelsaksische landen wordt hiervoor het volumeverlies $\Delta V/V$ gehanteerd; dit kengetal moet gezien worden als de somparameter van alle oorzaken die tot maaiveldzakkingen leiden, die wordt uitgedrukt in percentages van de doorsnede van de tunnel. Voor dit kengetal wordt, voor geboorde tunnels met een gesloten graaffront in de rechtstand momenteel 0.5 tot 1% genomen en iets hogere waarden voor het boren in bochten. Op basis van dit volumeverlies worden dan berekeningen gemaakt, waaruit de maaiveldzakking en de spanningsveranderingen in de grond volgen.

In Duitsland en Japan geeft men meestal direct een maat voor de maximale toelaatbare maaiveldzakking. Deze voorspellingen voor de maaiveldzakkingen zijn gebaseerd op een groot aantal metingen van praktijkgevallen. Op basis van het type schild en het type ondergrond kan men met de gegevens de te verwachten maaiveldzakking inschatten. Voor Nederland zijn de waarnemingen van een schild met een gesloten graaffront het meest relevant. Het blijkt dat in pleistocene zandgronden de zettingen variëren van 10 tot 30 mm. In pleistocene kleien van 10 tot 20 mm. In holocene gronden lopen de zettingen op tot 20 á 40 mm. In een beperkt aantal gevallen (<25%) treden grotere zakkings op. Uit deze metingen blijkt dat de relatieve diepte nauwelijks invloed heeft op de grootte van de maximale maaiveldzakkingen.

Vorm van de zettingstrog

Reeds in 1967 werd voor de vorm van de zettingstrog op empirische gronden een Gauss-kromme afgeleid. Figuur 2.19 laat aan de hand van metingen zien dat het maaiveld een Gauss-vormige zetting vertoont.

vormige zetting vertoont.



Figuur 2.19: Meetwaarden oppervlaktezettingen shieldtunnel Sao Paulo [1]

Door het maken van een aanname voor het percentage volumeverlies is op empirische wijze de maaiveldzakking te bepalen. De formule voor de maaiveldzakking luidt daarbij:

Gauss-curve: $S(x) = S_{\max} \exp(-x^2/2i)$

Volumeverlies: $\Delta V = S_{\max} * i * \sqrt{2\pi}$

Waarin:

$S(x)$ is zakking van het maaiveld

S_{\max} is maximale maaiveldzakking

x is horizontale afstand tot tunnelas

i is coëfficiënt die de afstand tussen de buigpunten bepaald, hiervoor wordt aangehouden:

- cohesief $i = 0.43z + 1.1$

- niet cohesief $i = 0.28z - 0.1$

(z = diepte tunnelas)

Met behulp van deze formules kan nu de maaiveldzakking worden bepaald als mede de hoekverdraaiingen die optreden, mits een percentage volumeverlies wordt aangenomen [1].

Tegenwoordig bestaan er uitgebreide computerprogramma's die maaiveldzettingen van zulke situaties berekenen met behulp van de eindige elementen methode. Een voorbeeld hiervan is het o.a. aan de TU Delft ontwikkelde programma PLAXIS.

Invloed op funderingen

Staaifunderingen volgen in principe de zakking van het maaiveld. Bepalend voor het al of niet optreden van schade zijn de optredende hoekverdraaiingen. Hiervoor zijn duidelijke grenswaarden opgesteld.

Voor paalfunderingen is dat aanzienlijk gecompliceerder. De paal volgt niet alleen de volledige zetting van de laag waarin de paalpunt staat, maar ook een gedeelte van de zakking van de

grond boven de paalpunt. Daarnaast kan door ontspanning van de grond het draagvermogen van de paalpunt blijvend afnemen.

Om de exacte invloed die het boorproces heeft op de funderingen te bepalen, worden bij de Tweede Heinennoordtunnel binnenkort een aantal praktijkproeven gedaan.

3. ITM boortunnelproject

3.1 Inleiding

In het rapport van de Bouwdienst, gedateerd juni 1993, en in het rapport van de commissie Van Engelshoven, gedateerd augustus 1993 worden prijzen genoemd voor een kilometer "kale" tunnelbuis, uitgaande van conventionele boormethoden, van respectievelijk *f* 27.5 miljoen en *f* 25 miljoen gulden (diameter 8 m). Een aantal bedrijven, verenigd in het ITM-samenwerkingsverband kwam tot de conclusie dat voor vergelijkbare toekomstige tunnelprojecten de mogelijkheid bestond om met de ITM een tunnelprijs te realiseren, die ongeveer 70% zou bedragen van de bovengenoemde prijzen.

Deze bedrijven zien de ITM als een nieuwe methode om in niet-samenhangende grond - zoals de Nederlandse - betonnen tunnelbuizen te kunnen vervaardigen. Deze tunnelbuizen zijn bruikbaar voor alle voorkomende vormen van rail- en wegtransport.

De betrokken bedrijven zijn nu bezig met de verdere uitwerking van een hiervoor nieuw te ontwikkelen tunnelboormachine. In dit hoofdstuk staat beknopt beschreven wat dit project inhoud.

3.2 Het samenwerkingsverband ITM

Zeven Nederlandse en een Duits bedrijf besloten in 1994 tot de gezamenlijke ontwikkeling van de Industriële Tunnelbouw Methode [ITM]. Het betreft de volgende contractanten:

- Koninklijke Begemann Groep N.V.
- Fokker Space & Systems B.V.
- Fugro Ingenieursbureau B.V.
- Hoogovens Staalverwerking en Handel B.V. (HSH)
- IHC Holland N.V.
- MEBIN B.V.
- Howden Group Europe B.V. (namens Wirth Maschinen- und Bohrgeräte-Fabrik GmbH en de Stichting International System Development & Support (ISDS)).

3.3 Doelstelling van het project

De doelstelling luidt als volgt:

Het ontwikkelen van een technische oplossing voor de bouw van tunnels, die gemaakt kunnen worden voor een concurrerende prijs.

Uitgangspunt daarbij was dat de ontwikkelde methode niet mocht leiden tot kostenverhoging elders in de tunnel-infrastructuur. Ook moet de betrouwbaarheid van de tunnelbouwmachine en tunnel zijn gewaarborgd. Tevens dient de ITM te voldoen aan eisen betreffende de gewenste prestaties, en aan beperkende voorwaarden zoals natuurlijke condities en financiële randvoorwaarden [32].

3.4 Planning ITM-ontwikkeling

3.5 De belangrijkste functies

De belangrijkste functies zijn [32]:

1) Het boren van de tunnel; het betreft hier het voorste gedeelte van de ITM-machine, waar de grond ontgraven wordt. Hiervoor zijn zowel de mogelijkheden van een slurry-schild als van EPB-schild technisch uitgewerkt. In het onderzoek lag de nadruk op aanpassing aan Nederlandse omstandigheden en de verhoging van de boorsnelheid naar 7 m/u (zeer hoog). Het onderzoek is verricht door Wirth en IHC.

2) Voortbeweging en ondersteuning; deze functie betreft het ondersteunen van de boormachine en de buitenmantel. Hiervoor is afgezien van het oorspronkelijke idee van een zogeheten "wandelmechanisme". Daarvoor in de plaats is een aanpassing van een reeds in de praktijk toegepast voortbewegingsmechanisme gekozen. Dit mechanisme zet zich af tegen de binnenbekisting van de ITM-machine. De hiermee gepaard gaande krachten worden via de binnenbekisting overgedragen aan de reeds uitgeharde betonnen tunnelwand

3) Grondafvoer; de afgegraven grond moet via een continu proces afgevoerd worden. Hiervoor zijn vele concepten onderzocht, zowel binnen als buiten de tunnel. Hiervoor zijn bestaande systemen gebruikt. Speciale aandacht is besteed aan de mogelijkheden voor verlenging van dergelijk transportsysteem, vanwege de grote voortgangssnelheid.

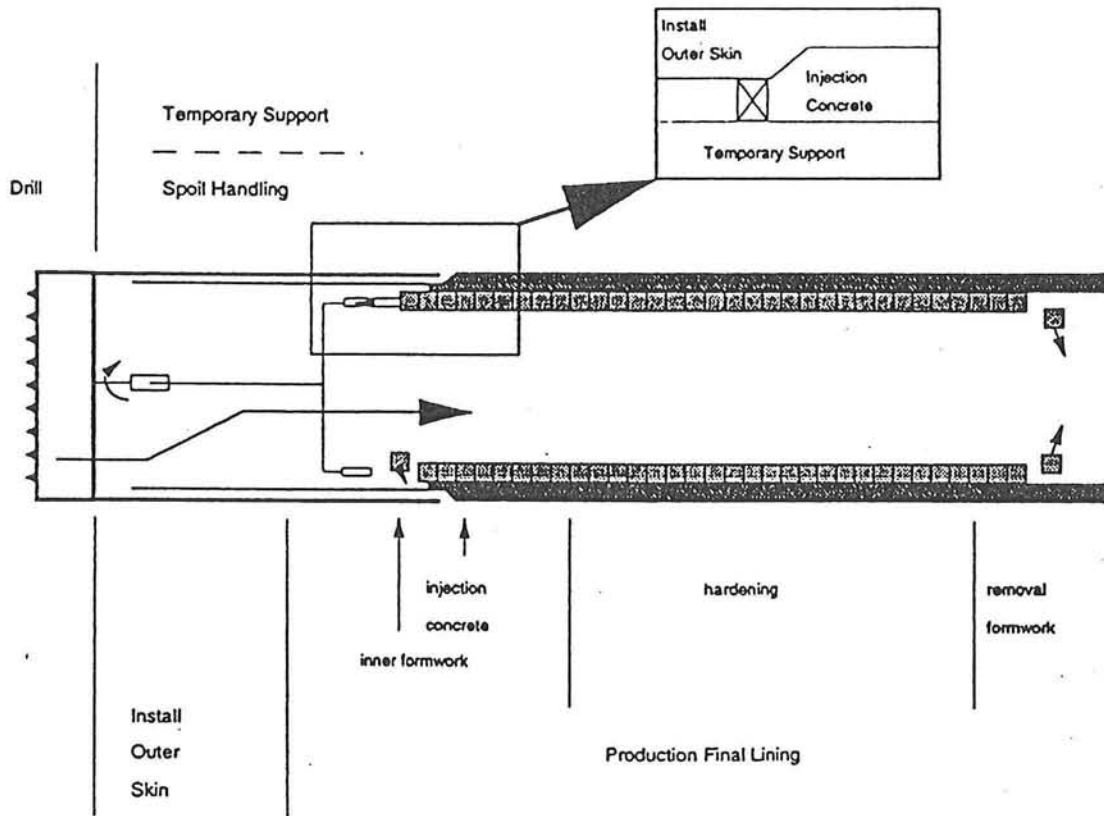
4) Aanbrengen buitenmantel; deze mantel heeft als functie om een afgrenzing te vormen tussen werkomgeving en omringende grond. Gekozen is voor een dunne mantel van plaatstaal [2.5 mm dik]. Deze buitenmantel heeft de volgende functies:

- waterdichtheid van de betonnen tunnelwand.
- kwaliteitsbeheersing bij de produktie van de tunnelwand:
 - de machine en de aangebrachte beton worden effectief afgeschermd van de omringende grond,
 - de dikte van de betonnen tunnelwand kan beter worden beheerst. Er is geen verlies van beton, geen reductie van gestelde veiligheidsmarges.
 - het beton en de grond zijn enigszins op te spannen.

5) Produktie betonnen tunnelwand; de functie van de wand is het opnemen van water- en gronddrukken en het afvoeren van belastingen door verkeer en installaties. Vanwege kostenoptimalisatie is gekozen voor het ter plaatse - in situ - aangebrachte beton; een industriële produktie methode.

Om de wanddikte te beperken worden staalvezels aan het beton toegevoegd. Staalvezels hebben ook het voordeel dat het zeer eenvoudig te verwerken is (wapeningsstaal daarentegen niet). De gekozen methode is dezelfde als de in paragraaf 2.4 beschreven ECL-methode.

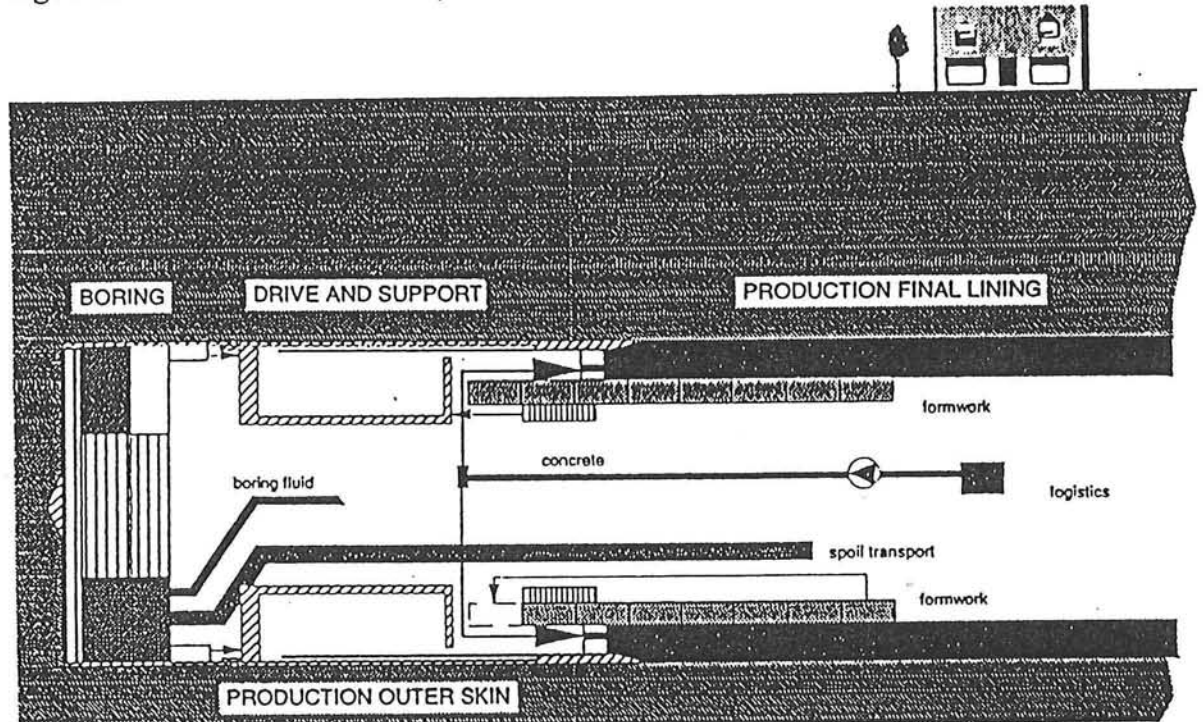
De materiaal-samenstelling, het type boorschild en de wijze van grondafvoer kunnen nog per project worden bepaald.



Figuur 3.1: ITM Systeem [32]

3.6 De ITM-machine

Het Samenwerkingsverband ITM heeft een concept van de ITM-machine in voorbereiding dat in onderstaand figuur staat weergegeven. Belangrijke kenmerken van dit concept zijn het in situ aanbrengen van een stalen buitenmantel, en een tunnelwand van staalvezelbeton.



Figuur 3.2: ITM-principe

De industrialisatie is gericht op het simultaan boren en bouwen van een tunnel in continu proces, waardoor alle systemen in de machine optimaal worden ingezet en de bouwsnelheid verhoogd wordt.

4. Staalvezelbeton

Reeds verscheidene decennia zijn pogingen ondernomen om de eigenschappen van beton en van andere materialen op cementbasis te verbeteren door toevoeging van dunne staalelementen van beperkte omvang aan de specie. Vezelversterkte materialen vindt je nu meer dan ooit. Deze vezels kunnen uit een heleboel materialen bestaan; naast staalvezels heb je vezels gemaakt van glas, koolstof, synthetische materialen, asbest, keramische-, of plantenvezels. Wat betreft beton zijn de staalvezels de meest gebruikelijke, maar ook glas- en synthetische vezels worden steeds meer toegepast. In het kader van dit afstuderen wordt alleen gekeken naar de toepassingsmogelijkheden van staalvezels.

De ontwikkeling en toepassing van het staalvezelbeton is aan het einde van de jaren '70 op gang gekomen en is nog steeds in ontwikkeling. Staalvezelbeton wordt op dit moment vooral toegepast in bedrijfsvloeren. In 1978 werd er in Duitsland al staalvezelbeton toegepast in een tunnel. Voor het ITM-project wil men ook in Nederland staalvezelbeton gebruiken in de tunnelmantel. Om voor het ontwerpen van de lining een goed beeld te krijgen van het materiaal staalvezelbeton worden in dit hoofdstuk de verschillende eigenschappen besproken. Aangezien iedere vezelsoort en ieder mengsel andere eigenschappen heeft, wordt in dit hoofdstuk een algemene beschrijving van de eigenschappen van staalvezelbeton gegeven.

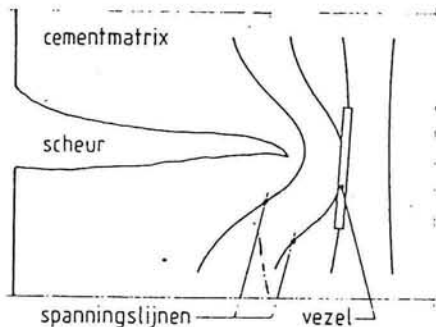
4.1 Inleiding

Beton wordt vaak versterkt met staalwapening. Dit omdat beton, in tegenstelling tot staal vrijwel geen trekkrachten kan opnemen. Bij het ontstaan van trekkrachten gaat het beton vrijwel meteen scheuren. De wapening neemt dan de trekkracht over en draagt deze naast de scheur(en) weer af aan het beton. Voor zinnig gebruik van wapening moeten zowel de plaats en de richting als de hoeveelheid exact bekend zijn.

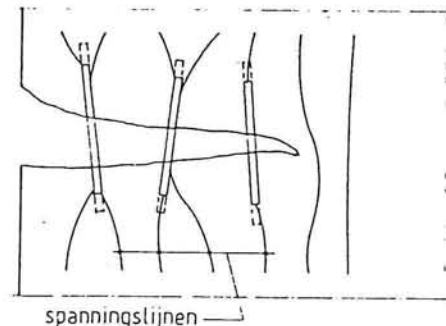
Beton dat door vezels wordt versterkt heeft vergelijkbare eigenschappen. De vezels zijn echter veel fijner verdeeld in het beton en de rol van wapening wordt dan ook op veel kleinere schaal vervuld. De scheurontwikkeling wordt vroegtijdiger door de vezels belemmerd, mits de vezels in voldoende mate en homogeen verdeeld zijn in het beton. Verder heeft de hoeveelheid vezels die aan het beton toegevoegd kan worden z'n beperkingen i.v.m. gevaar voor samenklonteren van de vezels en verwerkbaarheid van de betonspecie. In tegenstelling tot conventionele wapening komen de vezels over de gehele constructie voor, dus niet alleen op plaatsen waar trekspanningen voorkomen. Daarbij komt nog dat de vezeloriëntatie vrijwel niet te beïnvloeden is en daardoor is hun werking niet zo effectief als wapeningsstaven.

Om de rol van vezels beter te begrijpen kan onderscheid gemaakt worden in de werking van de vezels [42]:

- het versterken van de cementsteen, ook wel matrix genoemd (microwerking). De willekeurig in het beton verdeelde vezels beperken de microscheurvorming van de matrix, maar ook worden deze microscheuren door de vezels overbrugd (zie figuur 4.1). Deze mechanismen hebben tot gevolg dat de treksterkte van de matrix kan worden vergroot. Veel meer dan de treksterkte kan de taaiheid (vermogen om na scheuren nog krachten op te nemen) toenemen.



Schematische voorstelling van een microscheur. De vezel veroorzaakt vermindering van spanningsconcentratie nabij een scheurtip



Belastingoverdracht over een scheur door middel van scheuroverbruggende vezels en uittrekken van de vezels uit de matrix

Figuur 4.1: Werking van vezels in matrix [42]

- het functioneren als wapening (macrowerking). De functie van vezels als wapening onderscheidt zich duidelijk van de rol van normale wapening in betonconstructies. Immers de plaats en de richting van een vezel t.o.v. scheuren die door belasting ontstaan, liggen niet vast. Een scheur kan een vezel halverwege zijn lengte kruisen, maar ook dichtbij een vezeleinde. Het aanhechtingsgedrag bepaald nu de effectiviteit van de vezel. Met

effectief wordt bedoeld: de mate waarin de trekkracht in de vezel kan worden overgebracht naar het beton aan weerszijden van de scheur. Vezels vormen ook kleine 'trekbanden' in een scheur. Zijn ze aan beide zijden van een scheur zeer goed verankerd, dan kunnen ze bij geringe verwijding van de scheur reeds breken. Bij een zeer goede aanhechting van vezels gedraagt een betonconstructie zich dus 'bros'. Dit wordt in het algemeen aangeduid als een onveilig bezwijkgedrag. Vezels moeten derhalve enerzijds goed aan het beton hechten, maar anderzijds niet te innig daarmee zijn verbonden.

4.2 Staalvezelsoorten

Staalvezels worden vervaardigd uit koud of warm getrokken draad, uit dun plaatstaal (blik) of gefreesd uit massief staal (Harex-vezel) [26]. De eerste soort heeft een ronde doorsnede, de tweede een rechthoekige of vierkante. De diameter of dwarsafmetingen variëren tussen 0.15 mm en 1.5 mm, waarbij 0.25 à 0.50 mm het meeste voorkomt. De lengte varieert tussen 40 à 150 maal de diameter, terwijl in enkele gevallen grotere lengten zijn gebruikt bij laboratoriumonderzoek. Vaak wordt van de dimensiloze L/D-parameter (lengte/diameter) gesproken. De L/D-verhouding bepaalt in sterke mate het gedrag van de vezels in het beton. Als algemene regel geldt, dat met toename van de L/D-verhouding het effect van de vezels toeneemt maar de verwerkbaarheid van de mortel verslechtert. De verhouding ligt meestal tussen de 50 en 100.











De vezels kunnen in het beton op twee manieren bezwijken [26]:

- 1) t.g.v. het uittrekken van de vezel uit de omgevende betonmatrix
- 2) t.g.v. het afscheuren van de vezel

De manier waarop het bezwijkmechanisme ontstaat is afhankelijk van [34]:

- L/D-verhouding
- verankering
- treksterkte van de vezels
- hechtsterkte

Behalve rechte vezels zijn ook vezels verkrijgbaar die zijn vervormd om een betere mechanische inklemming of verankering van de vezel in de mortel (beton) te bewerkstelligen. Tot dit type behoren gegolfde vezels, vezels met haakjes aan de einden en vezels die in twee onderling loodrechte richtingen om en om zijn afgeplat.

| Form | Manuf- luring process | Company | Brand name |
|--|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------|
|  • | Drawing | Trefit | Wirex |
|  • | Drawing | ARBED | Eurosteel |
|  = | Cutting, Slitting | Australien Wire | Fibresteel |
|  • | Drawing | Bekaert | Dramix |
|  • | Drawing | National- standard | Duoform |
|  = | Melt- extraction | National- standard | Melt- extracted |
|  = | Milling, Filing | Harex Stahlfaser- technik | Harex |
|  = | Drawing | Stax | |
|  • | Drawing | Thibo | |
|  = | Cutting, Slitting | US- Steel | Steel sheet fibres |

Figuur 4.2: Voorbeeld van verschillende vezelsoorten [34]

Het is de kunst om een vorm te bedenken waarbij wel de samenwerking tussen de vezels en mortel verbetert, maar waarbij de vezels tijdens het mengen niet in elkaar gaan haken. Uit blik vervaardigde vezels zijn door de ruwe kanten in dit opzicht beter dan de ronde, rechte, koud getrokken vezels [26].

Ook d.m.v. oppervlakte behandelingen heeft men geprobeerd de hechting te verbeteren. Sommige vezels zijn voorzien van een zeer dunne laag coating (bv. messing); dit heeft echter weinig invloed op de hechting.

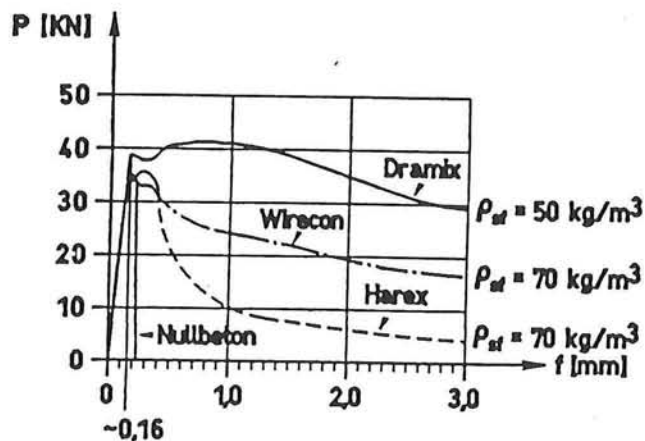
Om een betere verwerkbaarheid te verkrijgen zijn "gekleefde" vezels in de handel gebracht. Deze zijn aan elkaar gekleefd met een middel dat oplosbaar is, zodat de vezels tijdens het mengen van elkaar losraken.

De treksterkte van staalvezels liggen meestal tussen 400 en 1500 N/mm². Vezels van koud getrokken draad bezitten een zeer hoge treksterkte (1000-2500 N/mm²) en een lage breukrek (minimaal ca. 2%), terwijl de vezels van geschaarde plaat en van warm getrokken draad de eigenschappen van zachtstaal bezitten. Staal met koolstof kan een treksterkte hebben van meer dan 4000 N/mm² door koude vorming [34]. Volgens de algemene eigenschappen van staal hebben de vezels een eigengewicht van 8 g/cm³ en een elasticiteitsmodulus van ongeveer 200.000 N/mm².

Er is veel onderzoek gedaan naar de eigenschappen van staalvezels. Uit diverse proeven is gebleken dat er grote prestatieverschillen bestaan tussen de verschillende staalvezelsoorten.

In Nederland is door de CUR een aanbeveling geschreven [40] waarin richtlijnen zijn bepaald voor het vaststellen van de eigenschappen (buigtreksterkte, buigtaaiheid en equivalente buigtreksterkte) van staalvezelbeton. Hiermee kunnen de verschillende staalvezelsoorten vergeleken worden. TNO heeft onderzoeken gedaan volgens deze CUR-aanbeveling. Als men echter kritisch naar deze beproevingen kijkt, dan blijkt dat de voorgeschreven betonmengsels niet realistisch zijn voor praktijksituaties (B25, hoge W/C-factor en geen hulpstoffen). Aangezien de eigenschappen voor iedere vezel nogal nauw samenhangen met de betonsamenstelling, geven de testresultaten een onduidelijk beeld. Bovendien heeft men zich niet altijd gehouden aan de voorschriften, zodat een eerlijke vergelijking niet mogelijk is. Tenslotte zijn de resultaten verkregen met staalvezelbeton met relatief lage staalvezelgehalten (20-30 kg/m³ beton) Voor een complete lijst van in Nederland beschikbare staalvezels en de leveranciers zie Bijlage IV.

Vergleich Fasertypen: Harex, Wirecon, Dramix



Figuur 4.3: Last-ervormingsdiagram van verschillende vezeltypen [25]

4.3 Betonsamenstelling

In de tunnelbouw is onderscheid te maken tussen de toepassing van geprefabriceerde elementen, in het werk gestort- en spuitbeton. In het kader van dit afstudeeronderzoek wordt alleen de toepassing van in het werk gestort beton bestudeerd.

Mengsel ontwerp

Staalvezels zijn meestal random verdeeld in het betonmengsel. In sommige uitzonderingsgevallen is de oriëntatie van de vezels gespecificeerd. Bijvoorbeeld in het geval van met staalvezel versterkt spuitbeton, waar de vezels loodrecht op de spuitrichting kunnen zijn. Het is ook bekend dat de methode die gebruikt wordt voor het verdichten en de mate van verdichten de oriëntatie beïnvloeden. De vezels versterken het constructiemateriaal zodanig dat iedere random geselecteerde volume eenheid uniforme eigenschappen heeft, net als in het geval met gewone toeslagmaterialen [34].

Het kiezen van een staalvezeltype vergt een goed inzicht in de eigenschappen en prestaties van de verschillende vezelsoorten. Ieder vezeltype verlangt zijn eigen ideale mengselsamenstelling. Die heeft niet alleen invloed op de sterkte-eigenschappen, maar ook op de verwerkbaarheid.

Toeslagmaterialen

Voor staalvezelbeton kunnen dezelfde materialen gebruikt worden als voor de constructie van gewapend beton. In Duitsland is gebleken dat de graderingscurven (beschreven in DIN 1045) geschikt zijn [34]. Ook in Nederland wordt aanbevolen dezelfde mengontwerpen als voor gewoon beton te gebruiken. Wel is in verband met de verwerkbaarheid en gevaar voor samenklitten van de vezels [43] aanbevolen de toeslagmaterialen in verhouding tot de vezellengte (L) niet te grof te nemen (tot $L/3$ à $L/2$). Toch is ook beton met een grootste korrel van het toeslagmateriaal van ca. 30 mm nog redelijk verwerkbaar met ongeveer één volumeprocent vezels met een lengte-diameterverhouding (L/D) tot 60 (vezellengte vanaf 10 mm) [34].

Mortels met zand met een korrelgrootte tot 2 mm geven de grootste verhoging van de splijttreksterkte te zien bij een cement-zandverhouding van 1:1.5 à 1:1.2. Een minimum diameter voor grove korrels van 4 mm voorkomt het zinken van de vezels tijdens verdichting. In het geval van geëxtrudeerd beton, moet opgemerkt worden dat de verpompbaarheid verbeterd bij een toenemend aandeel van de fijnste korrels in het betonmengsel.

Cement

De toepassing van staalvezels heeft geen invloed op de keuze van de cementsoort en klasse. Het wordt aanbevolen om ca. 10% meer cement toe te voegen in vergelijking met gewoon beton [34], dit omdat de kans bestaat dat de vezels de korrelpakking enigszins verstoort.

Vezelgehalte

Het vezelgehalte hangt af van het gekozen vezeltype en de verlangde prestaties. In de praktijk blijkt dat het vezelgehalte in sterke mate wordt bepaald door de vereiste verwerkbaarheid (zie paragraaf 4.4).

Voor industrie-vloeren bijvoorbeeld ligt het staalvezelgehalte meestal tussen 25 kg/m^3 en 50

kg/m³. Voor tunnels is het gehalte groter dan 50 kg/m³ [34].

Water

Wat betreft de waterbehoefte van mengsel is er een belangenconflict tussen het streven naar een lage w/c factor voor het maken van hoge-kwaliteitsbeton en de behoefte aan een voldoende verwerkbaarheid. Dus is het nodig om een acceptabel compromis te vinden. Aangezien de kwaliteit het belangrijkste is, bepaalt de w/c factor hoeveel water er wordt toegevoegd. Deze factor ligt tussen 0.42 en 0.55. De consistentie die nodig is voor de verwerkbaarheid kan bereikt worden door de toevoeging van de geschikte hulpstoffen [34].

Hulp- en vulstoffen

Hulpstoffen, bijvoorbeeld plastificeerders, zijn vloeibare of vaste substanties die toegevoegd worden aan het beton in relatief kleine volumes en kunnen als doel hebben de eigenschappen van de betonspecie en/of van het verharde beton te verbeteren [34]. Het gebruik van chloriden in gewapend beton is verboden.

Vulstoffen, bijvoorbeeld vliegas, zijn fijne toevoegingen die de specifieke eigenschappen van het beton kunnen verbeteren. Hiervan worden vaak hoeveelheden toegevoegd die groter zijn dan 5% van de cementmassa.

Plastificeerders

Deze hulpstoffen kunnen gebruikt worden om de waterbehoefte te verlagen en/of de consistentie te verbeteren. Op deze manier kan de verwerkbaarheid van beton met een gespecificeerde w/c factor verbeterd worden [29]. Overigens mag nooit meer plastificeermiddel toegevoegd worden dan aanbevolen door de producent. De consistentie van staalvezelversterkt betonspecie is erg gevoelig voor de toevoeging van plastificeermiddel en moet daarom met grote voorzichtigheid gebruikt worden. Het benodigde volume van het plastificeermiddel kan beperkt worden door het gebruik van constructie-technische hulpmiddelen als beperkte pompafstanden.

Luchtbelvormers

Deze kunnen op de gebruikelijke manier worden toegepast [34].

Vliegas

Bepaalde soorten vliegas kunnen worden gebruikt om bij constante w/c factor een gedeelte van het cement te vervangen en dus de hydratatiewarmte te verlagen; hierdoor wordt ook een betere verwerkbaarheid verkregen terwijl de sterkte niet wordt verlaagd en neemt het aandeel van de fijne korrels toe [29],[34].

Silica-fume

Silica-fume, ook wel microsilica is net als vliegas een reststof (van silicium bereiding). Dit is een zeer fijn en bijzonder reactief puzzolaan en wordt vooral gebruikt voor het maken van hoogwaardig zeer sterk of zeer dicht beton. Doordat het een verbeterende korrelopbouw geeft in het zeer fijne deeltjes gebied, dat wil zeggen kleiner dan 10 µm, kan een grote mate van verdichting worden bereikt. Het aantal capillaire poriën neemt daardoor af [29]. Meer over hoogwaardig beton met staalvezels staat in paragraaf 4.12.

4.4 Productie en verwerking

Mengen

Bij het mengen kan zich het probleem voordoen dat de vezels samenklitten tot “ballen”. Het samenballen heeft de neiging toe te nemen bij [26]:

- verhoging van de L/D-verhouding en verhoging van het vezelpercentage V_f (volume) en W_f (gewicht). In het algemeen verhoging van de factor $V_f L/D$ of $W_f L/D$;
- verhoging van de hoeveelheid grof toeslagmateriaal;
- verlenging van de mengtijd;
- toevoeging van de vezels in grotere hoeveelheden tegelijk.

Ook de volgorde waarin de componenten van het mengsel in de menger worden gebracht is van belang.

Bij beton van met een maximale korrel van 32 mm kunnen in dit geval, afhankelijk van de L/D-verhouding, vezelpercentages tot 1.5 à 2 vol.% worden toegepast; de mengtijd speelt in dit geval geen rol van betekenis [26]. Deze percentages zijn vrij hoog voor toepassingen in een extrusieproces.

Verwerkbaarheid & vezelgehalte

Een vezelbetonmengsel is slechter verwerkbaar dan een overeenkomstig betonmengsel zonder vezels. Immers voor een goede verwerkbaarheid zijn bolvormige elementen nodig, terwijl de vezels naaldvormig zijn.

De verwerkbaarheid daalt bij [26]:

- toename van de L/D-verhouding;
- toename van het vezelpercentage;
- toename van de hoeveelheid grof toeslagmateriaal

Bij mengsels met gelijke percentages grove toeslag en vezels, waarbij de vezels dezelfde L/D-verhouding hebben, zijn mengsels met vezels van afnemende diameter slechter verwerkbaar. Mengsels met gegolfde vezels zijn slechter, en mengsels met gekleefde vezels zijn beter verwerkbaar dan overeenkomstige mengsels met rechte vezels met gelijke diameter en L/D-verhouding [26].

De leveranciers van staalvezels verstrekken richtlijnen voor de beperkingen van verwerkbaarheid [34].

| Particle size | maximum permitted value $V_f \cdot l/d$ [-] | | maximum permitted fibre content [kg/m ³] | | | |
|---------------|--|-----------------|---|-----------------|----------------------------|-----------------|
| | | | l/d = 75 fibres 60/0.80 | | l/d = 60 fibres 60/1.00 | |
| mm | Standard | Pumped concrete | Standard | Pumped concrete | Standard | Pumped concrete |
| 4 | 120 | 90 | 125 | 95 | 160 | 120 |
| 8 | 95 | 70 | 100 | 75 | 125 | 95 |
| 16 | 65 | 50 | 70 | 55 | 85 | 65 |
| 32 | 40 | 30 | 40 | 30 | 50 | 40 |

Tabel 4.1: Voorbeeld van een voorschrift voor maximaal vezelgehalte [34]

Bovenstaande tabel is een voorbeeld van de specificaties van het type vezel Dramix van de firma Bekaert. Toch moeten voor ieder project deze waarden geverifieerd worden d.m.v. testen [34].

Verdichtbaarheid

Voor het verdichten van betonspecie met staalvezels is meer energie nodig dan bij gewoon beton. Vezelmengsels waarin zich geen klitten bevinden, zijn goed te verdichten door trillen. Het trillen dient i.v.m. de verdeling en oriëntatie bij voorkeur uitwendig te gebeuren. Met toenemend vezelgehalte zal er langer getrild moeten worden om het volume luchtbellen te verminderen. Maar ook als het beton verdicht is zal het gehalte aan luchtbellen groter zijn dan bij gewoon beton [26].

Aanbrengen beton

Voor vezelmengsels worden in principe dezelfde werkwijzen toegepast als voor gewoon beton. Alleen voor het extruderen mogen de vezelafmetingen niet te groot genomen worden (b.v. $D=0.15$, $L=15$ mm) [34].

Verdeling van de vezels in het beton

De vezels zullen bij een goede menging, verwerking en verdichting gelijkmatig in het beton zijn verdeeld. Ten gevolge van samenklitten tijdens het mengen kunnen afwijkingen in de gelijkmatige verdeling ontstaan [34].

Richting van de vezels in het beton

De vezels zullen in beginsel gelijkmatig in alle richtingen zijn georiënteerd. Afwijkingen kunnen optreden ten gevolge van trillen van de specie of door mechanische en/of geometrische invloeden. Tot de laatste behoren bijvoorbeeld de bekisting (vooral bij dunne platen) en vrije

oppervlakken. Ook door extruderen ontstaat een voorkeursrichting. De precieze vezel-oriëntatie is van tevoren niet vast te leggen, dus wordt vaak geadviseerd goed te controleren en van tevoren met gelijke omstandigheden te testen [34].

4.5 Sterkte onder statische belasting

Algemeen

De eigenschappen van beton met staalvezels kan men vergelijken met gewapend beton. Een beschrijving hiervan staat in paragraaf 4.1. Voor de sterkte-eigenschappen wordt het staalvezelbeton meestal (net als in deze paragraaf) vergeleken met niet gewapend beton [43]. Door de toevoeging van staalvezels kan de maximaal op te nemen belasting, vergeleken met niet gewapend beton of mortel, toenemen.

Bij statische belastingen op druk, trek en wringing is de winst in sterkte bescheiden, bij op buiging belaste onderdelen valt de verhoging in sterkte en taaierheid meer in het oog en dit wordt nog sprekender, indien de sterkte onder dynamische belastingen wordt beschouwd.

De sterkte van het composietmateriaal neemt toe bij [26]:

- a) Verhoging van het vezelpercentage. Men is hier echter gebonden aan maxima. Het aantal vezels per volume-eenheid kan ten opzichte van de hoeveelheid mortel namelijk zo groot worden dat een terugval in sterkte plaatsvindt, doordat geen goede inbedding meer mogelijk is. Ook gaat bij een toenemend vezelpercentage de verwerkbaarheid moeilijkheden opleveren.
- b) Een verhoging van de L/D-verhouding. Ook deze verhouding is aan maxima gebonden.
- c) Een vorm van de vezels die een verhoogde uittrekweerstand tot gevolg heeft.
- d) Een verbeterde hechting tussen het vezeloppervlak en de matrix.
- e) Het geven van een oriëntatie aan de vezels in de krachtenrichting (loodrecht op de te verwachten scheuren).

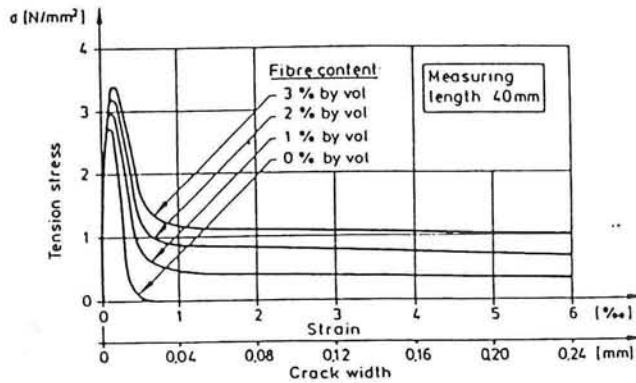
Druksterkte

De druksterkte van met staalvezels gewapende beton of mortel is niet veel hoger dan die van ongewapend beton of mortel. Bij een enkele proef kan een verhoging van de druksterkte worden bereikt bij een willekeurige oriëntatie van de vezels in de matrix [26]. In het algemeen wordt aangenomen dat de druksterkte niet verandert [43].

Treksterkte

De treksterkte onder eenassige belasting kan door vezeltoevoeging iets toenemen. Alleen met hele hoge vezelpercentages kan de treksterkte met ongeveer 30% toenemen bij willekeurig georiënteerde vezels [26].

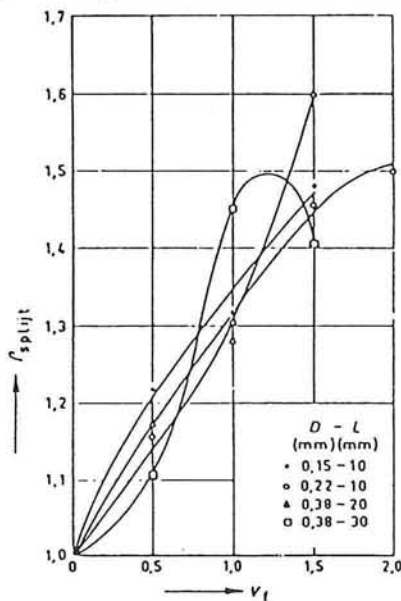
Op valt dat de treksterkte na het scheuren niet meteen nul wordt. Zie fig 4.4.



Figuur 4.4: Treksterkte in relatie met rek en scheurwijdte [34]

Splijttreksterkte

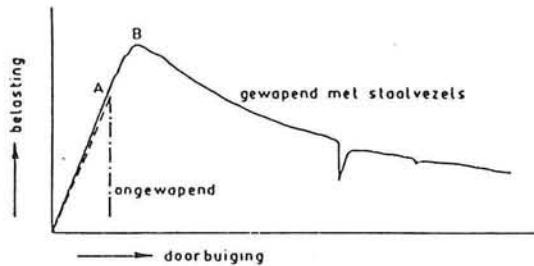
De splijttreksterkte verhoogt door de toevoeging van staalvezels. Zowel de vezelsoort als het percentage vezels bepalen de hoogte van de splijttreksterkte. Het effect van het vezelpercentage wordt in de onderstaande figuur weergegeven.



Figuur 4.5: Invloed van vezelgehalte op splijttreksterkte [26]

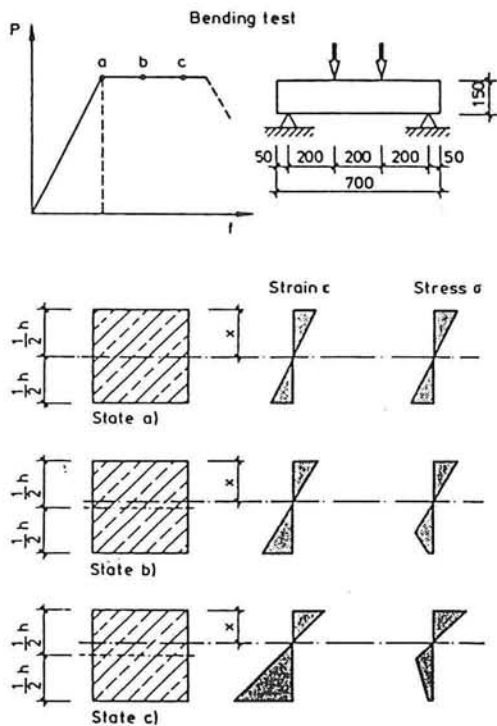
Buigtreksterkte

De aanwezigheid van staalvezels verhoogt de "eerste scheursterkte" (punt A in figuur 4.6) enigszins en in belangrijke mate de buigtreksterkte (punt B in figuur). De toename van de taaiheid of breukenergie (oppervlak onder de kromme) is in vergelijking met de sterktoename zeer aanzienlijk [26].



Figuur 4.6: Belasting-doorbuigingskromme van een op buiging belast betonproefstuk [26]

Staalvezelversterkt beton kan bij buiging de spanningen in een doorsnede herverdelen. Als bijvoorbeeld de treksterkte in een zone met maximale spanning afneemt, kan de neutrale lijn in de richting van de drukspanning lopen (zie onderstaande figuur).



Figuur 4.7: Herverdeling van spanningen in staalvezelbeton bij buiging [34]

Met als gevolg dat de trekzone toeneemt en de drukzone afneemt. Aangezien de druksterkte van staalvezelversterkt beton behoorlijk groter is dan de treksterkte en de treksterkte niet meteen afneemt tot nul bij het scheuren, kan een nieuw evenwicht ontstaan [34].

De sterkte is hoofdzakelijk afhankelijk van het vezelgehalte, maar ook van de vorm en afmeting van de vezel.

Torsiesterkte (schuifsterkte)

De torsiesterkte kan door toevoeging van staalvezels ongeveer 50% toenemen ten opzichte van ongewapend beton [26].

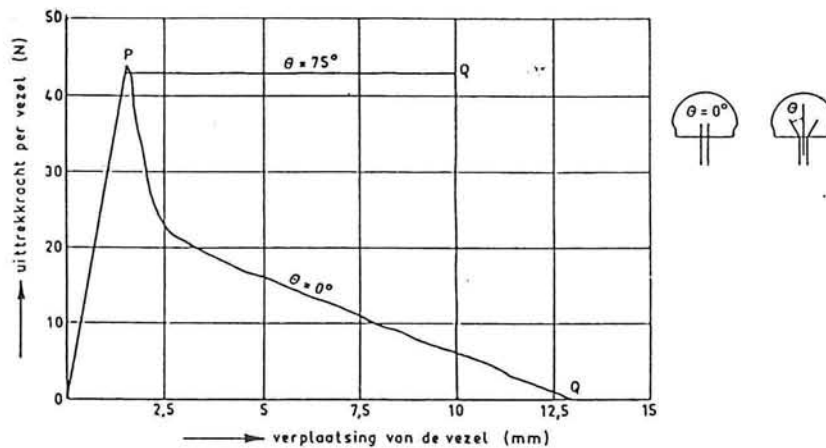
Elasticiteitsmodulus

De elasticiteitsmodulus zal bij toepassing van staalvezels, vooral indien de vezels geen voorkeurs-oriëntatie bezitten, nauwelijks toenemen. Dit geldt ook voor de “dynamische elasticiteitsmodulus” [26].

4.6 Hechting, scheurgedrag, taaheid en vervorming bij breuk

Hechting en uittrekweerstand

Door uittrekproeven is aangetoond dat een zekere weerstand aanwezig blijft na het bereiken van de maximale uittrekkraft van de vezel [26]. Als de vezel onder een hoek uitgetrokken wordt zal deze weerstand groter zijn. Ook de vereiste arbeid om de vezel uit te trekken is dan groter.



Figuur 4.8: Verband tussen de uittrekkraft en de verplaatsing van de vezel t.o.v. de matrix [26]

In principe kan zowel de fysisch-chemische hechting als de mechanische uittrekweerstand worden verbeterd door respectievelijk een oppervlaktebehandeling of een profilering toe te passen [26].

Scheurgedrag

Bij een met vezels gewapend proefstuk zal de belasting in het ongescheurde stadium door de vezel versterkte brosse matrix worden opgenomen. Een toenemende belasting zal leiden tot de ontwikkeling van een netwerk van microscheuren. De vezels zullen in het eerste stadium het proces tegenwerken en een scheurbeperkend mechanisme veroorzaken. Daarna zullen de vezels ter plaatse van de scheurtjes een groot gedeelte van de belasting overnemen en afdragen naar verschillende delen van de matrix. Bij verdergaande belasting kan de scheur zich uitbreiden totdat de scheur weer “vastloopt” op andere vezels. Tenslotte zal het beton volledig gescheurd zijn, waarbij ook dan nog de totale samenhang niet verloren hoeft te gaan. Het scheuren van met staalvezels gewapende beton of mortel is evenals bij gewapend beton een continu proces en treedt dus niet alleen op bij de uiteindelijke breuk [26].

Taaheid en vervorming bij breuk

Bij het gebruik van staalvezels neemt voor eenassige trek, bij buiging, bij splijten en bij torsie de taaheid ofwel de breukenergie toe. De taaheid wordt gedefinieerd door het oppervlak onder de belasting-doorbuigingskromme. Bij buiging blijkt dat de taaheid kan toenemen tot 40

maal de waarde van ongewapend beton. De toename van de taatheid ten opzichte van ongewapend beton kan van belang zijn voor de constructieve praktijk (o.a. herverdeling van krachten en momenten). Uiteraard moeten wel de doorbuiging en scheurvorming in het gebruiksstadium aanvaardbaar zijn [26].

De breukrek bij op buiging belaste mortelproefstukken kan toenemen tot het tienvoudige. In paragraaf 4.5 werd al gesproken over de herverdeling van spanningen bij buiging in een met staalvezelgewapende doorsnede met als gevolg een verplaatsing van de neutrale lijn naar de drukzone. Daardoor treedt er blijkbaar een grote (pseudo-) plastische vervorming op, waarvoor veel energie is vereist om een op buiging belast constructiedeel te doen bezwijken. Naast de beperking van de scheurvorming en de vermindering van de scheurwijdte door toevoeging van staalvezels aan het beton, wordt hier een zeer belangrijke tweede eigenschap van staalvezelbeton gevonden, namelijk de verhoogde vervormingscapaciteit [26].

4.7 Sterkte onder dynamische belastingen

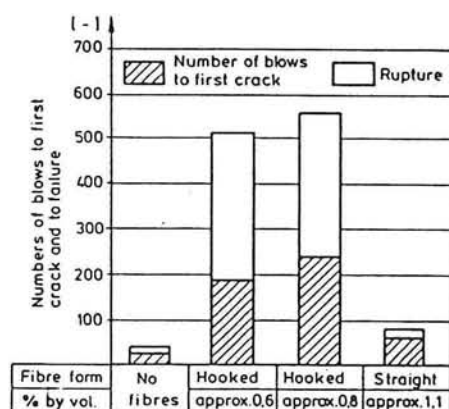
Anders dan bij statische belastingen, waarbij toevoeging van staalvezels veelal een bescheiden toename in sterkte veroorzaakt, zal de sterkte onder dynamische belastingen belangrijk toenemen.

Vermoeiingssterkte

De vermoeiingssterkte neemt toe met het percentage staalvezels [26]. Veel onderzoek is er gedaan, maar vaak met verschillende proefstukafmetingen, belastingcondities en bezwijkcriteria. Het is dus moeilijk een goede beschrijving te geven van deze eigenschap van staalvezelbeton.

Stootweerstand

De stootweerstand van staalvezelbeton is significant groter dan gewoon beton. De reden hiervan ligt in het feit dat er veel energie nodig is om de vezels uit het beton te trekken. De stootweerstand is afhankelijk zowel van het vezelgehalte als van de vorm. Echter het gebruik van vezels met gehoekte uiteinden heeft een veel grotere invloed dan een groter vezelgehalte [26].



Figuur 4.9: Effect van vezelgehalte en vorm op de stootweerstand [34]

Weerstand tegen luchtstootbelastingen

Willekeurig verdeelde vezels verhogen de weerstand tegen fragmentatie (t.g.v. bijv. een explosie) aanzienlijk. Met staalvezels gewapend beton vertoont een grotere weerstand tegen afschilveren dan ongewapend of op conventionele wijze gewapend beton, doordat de staalvezels het matrixmateriaal op zijn plaats houden, ook nadat dit is gescheurd [26].

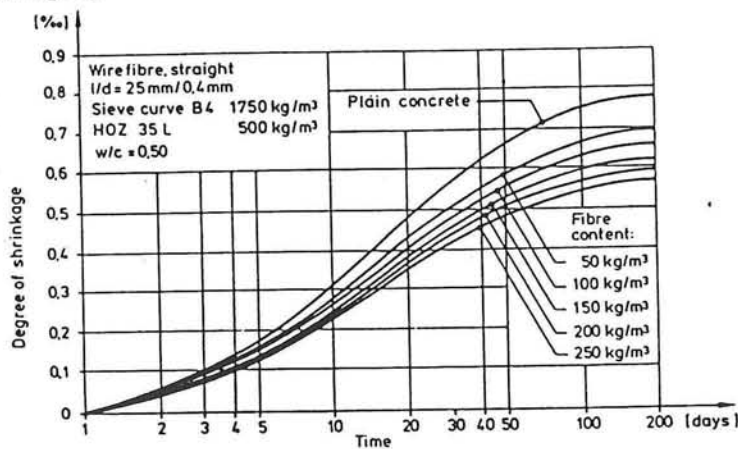
4.8 Tijdsafhankelijke vervormingen

Kruip

Uit verschillende drukproeven is gebleken dat er geen reductie in de kruipvervorming door toevoeging van staalvezels is [26].

Krimp

Toevoeging van staalvezels beïnvloedt ook de krimp niet of nauwelijks. Wel zal de wijde van de krimp scheuren sterk worden gereduceerd, doordat het scheurpatroon fijner is. Hieronder volgt een figuur waaruit blijkt dat soms wel enige vermindering van de krimpvervorming plaatsvindt [26].



Figuur 4.10: Effect van vezels op het krimpgedrag van beton [34]. Overigens gaat het hier om zeer hoge vezelgehalten, die voor de tunnelbouw snel te hoog worden.

Voor de beperking van de scheurwijdte is tenminste 40 kg/m³ vezels met een goed aanhechtingsgedrag vereist [43].

4.9 Duurzaamheid

Fysisch-chemische bestendigheid

Bij ongescheurde proefstukken zal aantasting van de staalvezels (roestvorming) slechts aan het oppervlak plaatsvinden. De carbonatatiezone zal niet worden beïnvloed door de vezels. De aantasting dringt niet verder door en de niet blootgestelde vezels worden op duurzame wijze door het omhullende beton beschermd [26].

Bij gescheurde proefstukken bleken de uitkomsten sterk afhankelijk van de beproevingsomstandigheden. Wel wordt de scheurwijdte beperkt door de aanwezigheid van staalvezels. (zie paragraaf 4.8). In ieder geval hebben scheuren een negatief effect op de duurzaamheid van staalvezelversterkt beton, omdat ze de toegang van water en zuurstof veroorzaken. Voor uitgebreide testen zie [38].

Mechanische duurzaamheid

Laboratorium testen hebben aangetoond dat staalvezels de slijtweerstand van beton vergroten. Dit effect komt door de manier waarop de vezels het oppervlak van de cementmatrix versterken. Bij gewone staalwapening is dit gebied niet versterkt [26].

4.10 Fysische eigenschappen

Uitzetting

De thermische uitzetting van met staalvezels gewapende beton is ongeveer gelijk aan de uitzetting van ongewapend beton, omdat de uitzettingscoëfficiënten van staal en beton niet veel van elkaar verschillen [26].

Warmtegeleiding

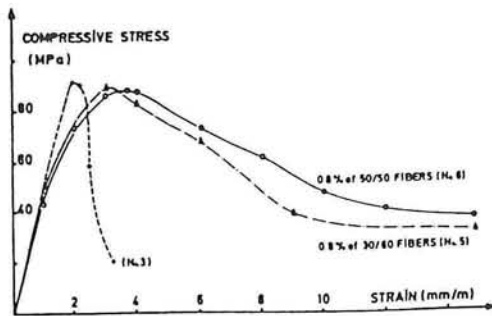
De toename van de warmtegeleiding is verwaarloosbaar (5% bij 2 vol% vezels) [26].

4.11 Temperatuurbelastingen

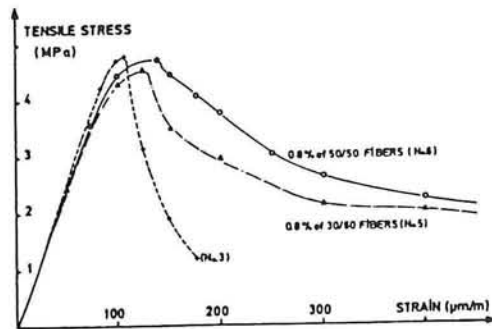
Staalvezelbeton is bestand tegen hoge temperaturen en vooral tegen temperatuurschokken. In het algemeen zal het niet gaan om volstrekte bestendigheid, maar meer om een verhoging van de levensduur c.q. brandveiligheid. De weerstand tegen afschilferen van de matrix neemt toe door vezeltoevoeging en de vezels voorkomen dat scheuren door de hele bekleding ontstaan [26].

4.12 Hoge sterkte beton & staalvezels

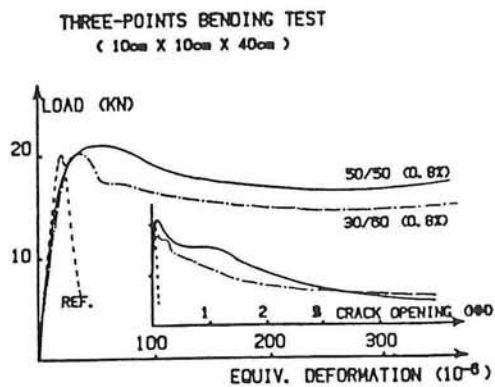
Net als met conventioneel beton geven de spanning-rek grafieken aan dat door het toevoegen van staalvezels een toename van de breukenergie ontstaat [51].



Figuur 4.11 : Druk-spanningen tegen rek voor hoge sterkte beton met en zonder vezels [51]



Figuur 4.12 : Trek spanningen tegen verplaatsingen voor hoge sterkte beton met en zonder vezels [51]



Figuur 4.13: Belasting-verplaatsing diagram (drie-punts buigproef) met hoge sterkte beton en staalvezels [51]

Hoge sterkte beton staat bekend om zijn brosse gedrag en grote mate van krimp. De toevoeging van bijvoorbeeld 0.8% staalvezels [51] heeft een matigend effect op het scheurgedrag en een verbeterd na-scheurgedrag.

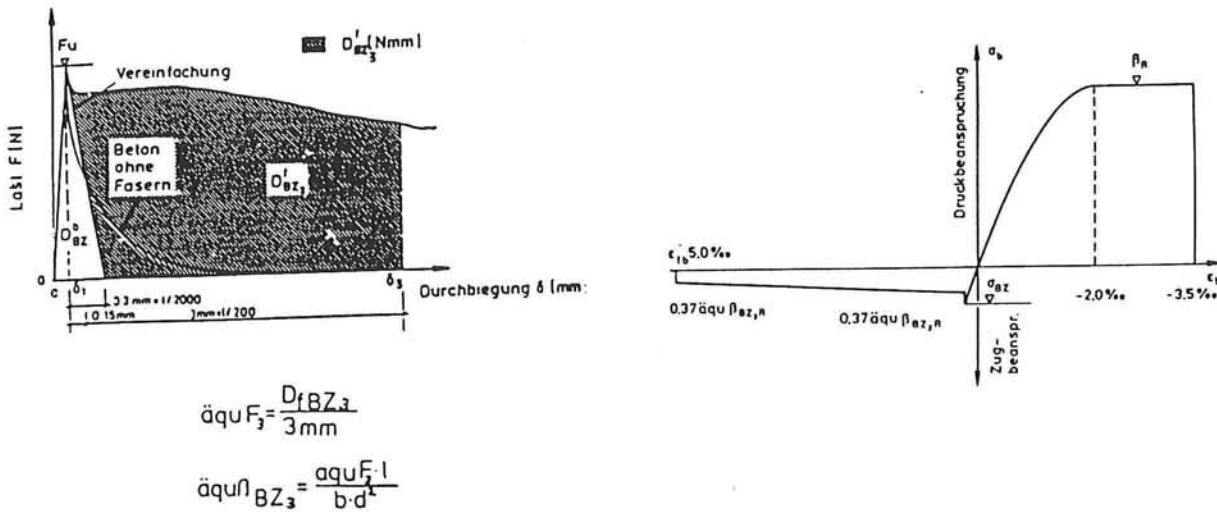
Om een beter beeld te krijgen van de eigenschappen van staalvezelversterkt hoge sterkte beton is in het voorjaar van 1996 een promotie-onderzoek gestart aan de Faculteit der Civiele Techniek van de TU Delft o.l.v. Prof. dr. ir. J.C. Walraven. In Bijlage V staat een lijst met overige artikelen over hoge sterkte beton & staalvezels.

4.13 Berekenen & dimensioneren

Over het rekenen en dimensioneren met staalvezelbeton is in Nederland weinig bekend. Voor gewone betonconstructies bestaan rekenregels. In *NEN 6720 TGB 1990 Voorschriften Beton. Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1990)*, worden eisen en bepalingsmethoden gegeven ten aanzien van het draagvermogen en de vervormingen van betonconstructies. Dit voorschrift wordt in het Bouwbesluit aangewezen als de norm op basis waarvan bouwwerken moeten worden getoetst aan de door de overheid gestelde eisen ten aanzien van veiligheid en bruikbaarheid.

Staalvezelbeton wordt in Nederland vaak toegepast in bedrijfsvloeren en in mindere mate in buizen. Door de CUR zijn hiervoor rekenregels opgesteld en gepubliceerd in CUR aanbeveling 35 en 36 [40][41]. CUR-aanbeveling 35; *bepaling van de buigtreksterkte, de buigtaaiheid en de equivalente buigtreksterkte van staalvezelbeton*, kan gebruikt worden voor de bepaling van de staalvezeleigenschappen. In de praktijk staat de bruikbaarheid echter ter discussie (zie paragraaf 4.2). CUR-aanbeveling 36; *ontwerpen, berekenen en detailleren van bedrijfsvloeren van constructief beton*, wordt veel gebruikt voor het ontwerpen van bedrijfsvloeren (met staalvezels). Deze aanbevelingen kunnen wellicht als een goede opstap gebruikt worden voor de tunnelbouw.

Meer ervaring met staalvezelbeton in de tunnelbouw is er in Duitsland [47],[48],[34] en [18]. Met name de voorschriften van der Deutschen Beton-Verein E.V. [47] en [48] geven een uitgebreide richtlijn voor de (constructieve) toepassing van staalvezelbeton in de tunnelbouw. Hieronder staan 2 figuren uit deze Merkblätter.



Figuur 4.14a en b : De figuur links wordt gebruikt voor de bepaling van de buigtreksterkten en de figuur rechts is een idealisering van het spanning-tek-diagram [47]

5. Voorbeelden van projecten

5.1 Inleiding

In de onderstaande tabel staan voorbeelden van huidige toepassingen volgens de ECL-methode.

| Bau-jahr | Bauherr | Bau-vorhaben | Aus-bruch [m ²] | Länge [m] | Geologie | Auskleidung | Bemer-kungen |
|---------------|--|--|-----------------------------|-----------|-----------------------------------|--|---|
| 1978 –1979 | Freie und Hansestadt Hamburg, Baubehörde | Abwasser-sammler Hamburg-Harburg, Los 1 | 10,2 | 1169 | Feinsand, Mittelsand | extrudierter Stahlfaserbeton, einschalig | Hydro-schild, Spül-förderung |
| 1980 –1982 | Stadt Frankfurt, Stadtbahn-bauamt | U-Bahn Frankfurt, Los 36 | 37,0 | 1650 | Ton, Kalkstein, Kiessand | extrudierter Stahlfaserbeton, Stahlbeton-innenschale | Messer-schild, Teleskop-bagger |
| 1984 –1985 | Sté d'Économie Mixte du Métro de l'Agglomération Lyonnaise | Métro Lyon, Linie D, Los 1, Frankreich | 33,2 | 2484 | Kiessand, verwitterter Granit | extrudierter Stahlfaserbeton, Stahlbeton-innenschale | Hydro-schild, Spül-förderung |
| 1984 –1986 | Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn-direktion Karlsruhe | Erkundungs-stollen Freudensteintunnel, Los 2 | 21,2 | 1800 | Mergel, Anhydrit | extrudierter Beton, einschalig | spreiz-barer Messer-schild, vollflächiger Abbau |
| 1987 –1989 | East Japan Railway Company | Wasser-stollen Shinanogawa-River, Japan | 55,4 | 3100 | schluffiger Fels, Sandstein, Kies | extrudierter Beton, einschalig | offener Schild, Schneid-arm |
| 1988 –1990 | Stadt Essen, U-Bahn-Bauamt | U-Stadtbahn Essen, Los 32/33 | 39,8 | 3044 | Mergel, Schluff, Kalksteinbänke | extrudierter Beton, Stahlbeton-innenschale | Erddruck-schild, Gleis-förderung |
| 1990 –1993 | Japan Railway Construction Public Corporation | Akima Tunnel, Hokuriku Shinkansen Linie, Japan | 88,6 | 4000 | Sandstein, Tuff | extrudierter Beton, einschalig | offener Schild, Schneid-arm |
| 1992 –1994 | Regione Lombardia Commune di Milano | Passante Ferroviario Milano, Italien | 50,6 | 3853 | Sand, Kies | Stahlbeton-tübbinge mit extrudierter Bettung | Erddruck-schild, Gleis-förderung |

Figuur 5.1: Toepassingen van ECL-methode [1]

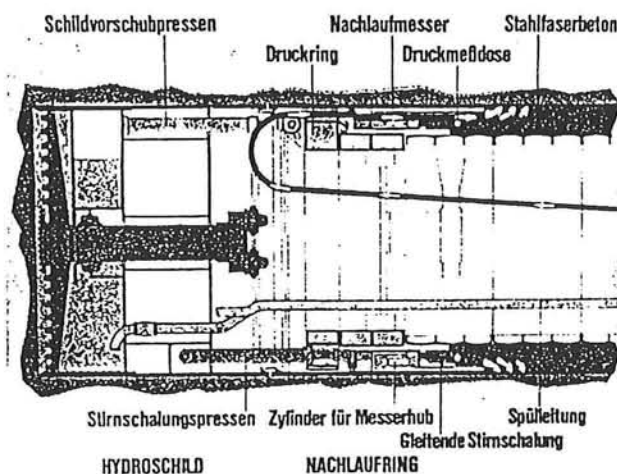
In dit hoofdstuk worden deze projecten besproken. Van een aantal projecten is in de literatuur redelijk wat informatie terug te vinden. Van sommige projecten is echter vrijwel niets gepubliceerd (m.n. de Japanse tunnels). In dit hoofdstuk wordt daarom van alle projecten een korte beschrijving gegeven. In Bijlage II staan aanwijzingen (indien bekend) voor verdere informatie (opdrachtgevers, uitvoerenden en literatuurverwijzingen).

5.2 Buitenlandse ervaringen, een kort overzicht

De meeste ervaring met de ECL-methode zit in Duitsland (firma Hochtief). Hier volgt een korte beschrijving van de tunnels uit figuur 5.1.

Sammler Harburg

De tunnelboormachine bestond uit een combinatie van een hydroschild met een scharnierend aangesloten naloop-schild en de benodigde installatie voor het aanbrengen van het extrudeerbeton (zie figuur 5.2). De 1169 m lange Sammler ('verzamelaar' van rioolsysteem) heeft een buitendiameter van 3.60 m en moest gedeeltelijk in onsamenhangend zand gebouwd worden. De grondwaterspiegel lag tot 14 m boven de tunnelbodem. De gemiddelde bouwsnelheid over het gehele traject met inbegrip van de opstartfase bedroeg ca. 6 m/dag. Een omvangrijk meetprogramma bevestigde dat het boren met beperkte zettingen in moeilijke bodems met hoge grondwaterstanden ook mogelijk is. In het bijzonder werd er op gewezen dat met extrusiebeton een zeer goede inbedding van de lining bereikt kan worden. Vrees voor randvermenging van beton met de omliggende bodem bleek ongegrond.

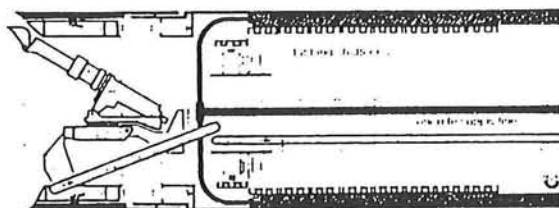


Figuur 5.2: Hydroschild met telescoopbaar bekistingshoofd bij tunnel Harburg

De toenmalige stand van de techniek kende nog geen afdoende zekerheid voor de startafdichting. De stornaden konden niet voldoende afgedicht worden om het gevaar voor water- en zandindringing zeker te verhinderen. Daarom werd de tunnel nog compleet met behulp van luchtdruk gebouwd.

U-bahn Frankfurt

De tweede toepassing volgde in Frankfurt voor "Los 36" (spoortraject 36). De bouw van dit traject vond plaats in klei met kalksteenbanken. Het grondwater werd door bronbemaling verlaagd. Achter een messer-schild (zie figuur 5.3) werd een 25 cm dikke staalvezelbetonlining geëxtrudeerd.

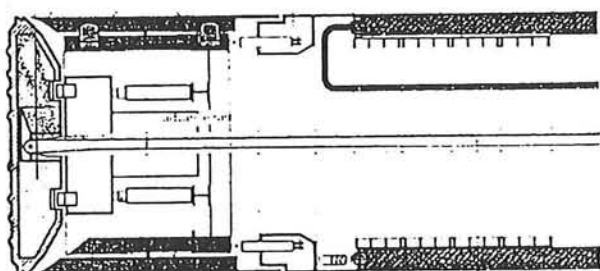


Figuur 5.3: Messer-schild met telescoopbaar naloop-schild bij U-bahn Frankfurt

Deze primaire kering heeft een buitendiameter van 6.86 m en de tunnel heeft een lengte van 1650 m.

Tunnel Freudenstein

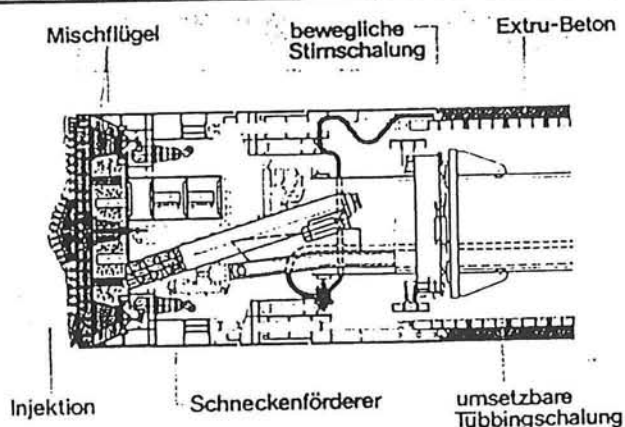
In het kader van de nieuwbouw voor de Bundesbahn werd de 20 cm dikke tunnelling van de Freudenstein tunnel volgens de ECL-methode aangelegd in een gipshoudend gesteente. De bouw vond plaats met een messer-schild, die met een boorkop over de hele doorsnede van 5.20 m uitgerust was (zie figuur 5.4). De bouw van de tunnel met een totale lengte van 1800 m vond plaats tussen november 1984 en december 1986.



Figuur 5.4: Messer-schild met telescoopbaar naloop-schild bij Freudenstein

U-bahn Essen

De spoortunnel (Los 32) in Essen werd tweeschalig uitgevoerd. De buitenste schaal heeft een dikte van 30 cm en een buitendoorsnede van 7.12 meter. De toegepaste tunnelboortechneken (zie figuur 5.5) van de trajecten van 1776 m en 1268 m bestonden uit een combinatie van een gronddrukbalans-schild met een installatie voor het aanbrengen van het extrusiebeton (zelfde systeem als tunnel Lyon).



Figuur 5.5: Gronddrukbalans-schild met telescoopbaar naloop-schild bij U-bahn Essen

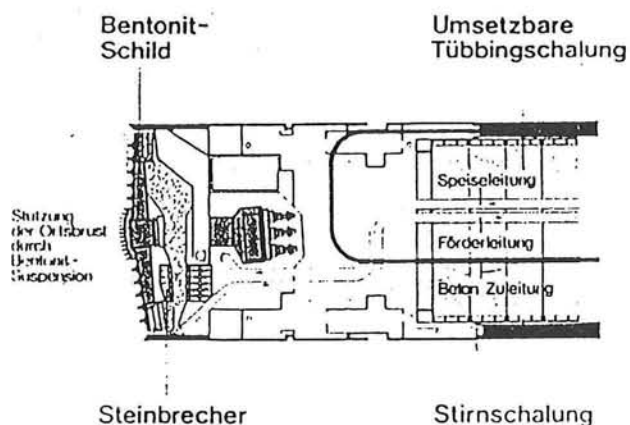
Ook deze combinatie heeft aangetoond zettingsarm onder straten en huizen te kunnen boren. Echter trad er aan het boorfront afdichtingsschade op met als gevolg een stilstand van 14 maanden.

Metro Lyon (Frankrijk)

In Lyon werd een 30 cm dikke primaire tunnel-lining met een buitendiameter van 6.50 m geëxtrudeerd. De twee buizen hadden een gezamenlijke lengte van 2484 m en lopen onder de rivieren Rhône en Saône. Ze liggen in water voerend grind met grote stenen en lagen met waterdrukken tot 2.4 bar.

De machine (zie figuur 5.6) bestond uit de combinatie van een slurry-schild met een scharnierend aangesloten naloop-schild met de installatie voor het aanbrengen van het extrusiebeton. Het hydroschild werd speciaal gebruikt voor de steenrijke bodem en was daarom voorzien van een continu werkende steenbreker.

De zettingen aan het oppervlak bedroegen slechts 1 tot 3 mm. De gronddekking onder de rivieren lag tussen de 5 en 7 m. Op sommige plaatsen moest de bodem voor het boren kunstmatig aangevuld en verdicht worden. Ondanks de in het schild gebouwde steenbreker voor stenen > 400 mm, was het nodig het continu-proces vanwege het grote aantal grotere hindernissen (aard onbekend), steeds weer te onderbreken.



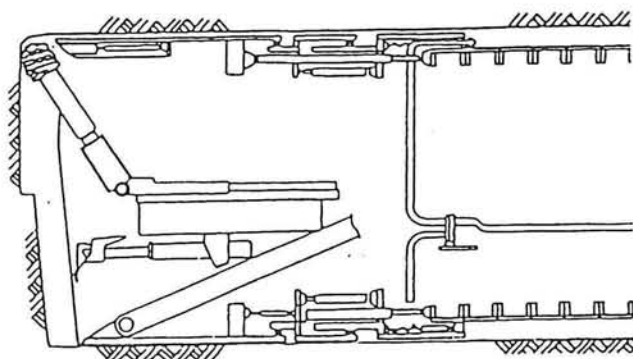
Figuur 5.6: Hydroschild met steenbreker en telescoopbaar naloop-schild bij de bouw van de metro in Lyon

Opvallend is dat ondanks de sterk water voerende grindlagen de staartafdichting betrouwbaar is gebleken. De tunnel werd uitgevoerd zonder luchtdruk.

Shinanogawa Tunnel (Japan)

In Japan vond de eerste toepassing plaats op grond van een licentie-verdrag tussen de firma Tekken Corporation Tokyo, en Hochtief Essen voor de bouw van de 3100 m lange Shinano-River-tunnel. De eenschalige lining bestaat uit een 40 cm dikke extrusiebeton-schaal, met een buitendiameter van 8.40 m.

De tunnelboormachine (zie figuur 5.7) was een combinatie van een open schild met snijarm en trekhaak voor het afgraven van de grond en nalopende installatie voor het aanbrengen van het extrusiebeton, volgens het systeem Lyon.

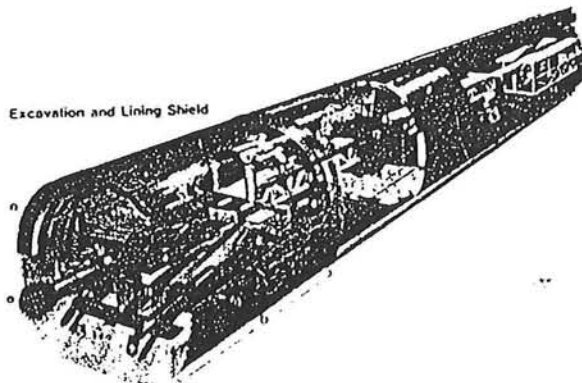


Figuur 5.7: Open schild met snijarm en telescoopbaar naloopschild bij Shinano tunnel

Akima Tunnel (Japan)

In het kader van de uitbreiding van het hogesnelheidsnet (Shinkansen) in Japan werd een 4000 m lang stuk van het 43 km lange traject van Takasaki station naar Karuizawa station volgens de ECL-methode gebouwd. Ook hier werd voortbouwend op de ervaring van de Shinano-River-Tunnel voor een open-schild systeem gekozen. Opvallend zijn de afmetingen van de niet

cirkelvormige doorsnede van de tweesporige tunnel (zie figuur 5.8).

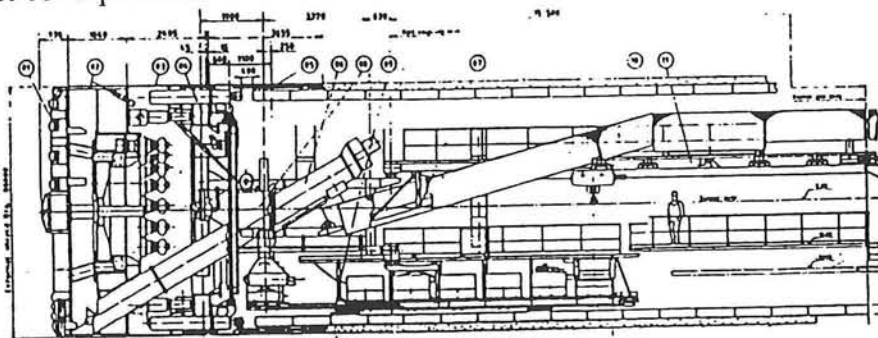


Figuur 5.8: Open schild met snijarm en telescoopbaar naloopschild bij Akima-tunnel

De dikte van de tunnelwand bedraagt 50 cm en is gedimensioneerd op waterdrukken tot 6 bar. Het grondprincipe van de installatie voor het aanbrengen van het extrusiebeton is ook bij dit project gebaseerd op de ervaring uit Lyon. De bouwsnelheid was 200-300 m per maand.

Passante Ferroviario Milaan (Italië)

In Milaan is een ondergrondse spoorverbinding tussen de stations Porta Garibaldi en Porta Vittoria met geëxtrudeerd beton gebouwd. Een dubbele tunnel van 2000 meter lang, met een buitendiameter van 8 meter en een bovendekking van 15 tot minimaal 4 m (gemiddeld 8 m) werd uitgevoerd met een dubbele lining. Naast 300 mm dikke segmenten werd de startspleet tussen de prefab-elementen en de omliggende grond met een 250 mm dikke laag geëxtrudeerd beton gevuld. In de alluviale zandige en grindachtige bodem werd een gronddrukbalans-schild (met schuiminjectie) gebruikt (zie fig 5.9). De installatie voor het aanbrengen van het beton is volgens het concept zoals het door de firma Hochtief bedacht is.



Figuur 5.9: Gronddrukbalans-schild bij Passante Ferroviario in Milaan

Ondanks de dunne deklaag was de gemiddelde snelheid ca. 10 m/dag. Problemen met het extrusieproces waren er vooral in het begin. Met name problemen met het vinden van het ideale mengsel zorgde voor een langzame start.

5.3 Resultaten bouwen met ECL-methode

Het is niet mogelijk na dit literatuuronderzoek conclusies te trekken over de resultaten in het algemeen. In de literatuur (zie Bijlage II) is te weinig goede informatie te vinden over de vorderingen met de ECL-methode. Bovendien waren er een boel verschillende kleine problemen met uiteenlopende oorzaken. Een aantal die betrekking hebben op geëxtrudeerd beton worden hier genoemd:

- problemen met staartafdichting
- problemen met het ideale betonmengsel maken
- vaststellen van goede betonoverdruk
- betonresten die in machine kwamen
- problemen met kwaliteitseisen
- grond die in de machine kwam
- te dunne lining na extrusie

De problemen waren meestal meer van uitvoeringstechnische aard. Verbeteringen wat betreft de kwaliteitscontrole van lining en de uitvoering van de stortnaden zijn zaken die steeds terug blijven komen. Om een goed beeld te krijgen van de vorderingen met de ECL-methode moet er meer informatie verzameld worden. In Bijlage II staan gegevens van de betreffende tunnels om eventueel verder mee te zoeken.

6. Belastingen op tunneldoorsnede

6.1 Inleiding

Voor het dimensioneren van de tunnelling moeten de volgende zaken worden gecontroleerd:

- spanningen in de ringrichting (t.g.v. gronddruk)
- stabiliteit (knik en plooi) in ringrichting
- spanningen in langsricting (voorspanning in de tunnel door het afdragen van de steundruk aan het boorfront en de vooruitdrukkracht)
- vervormingen
- afwijkende spanningstoestanden bij de start- en eindschacht
- spanningen t.g.v. opgelegde vervorming (liggerwerking)

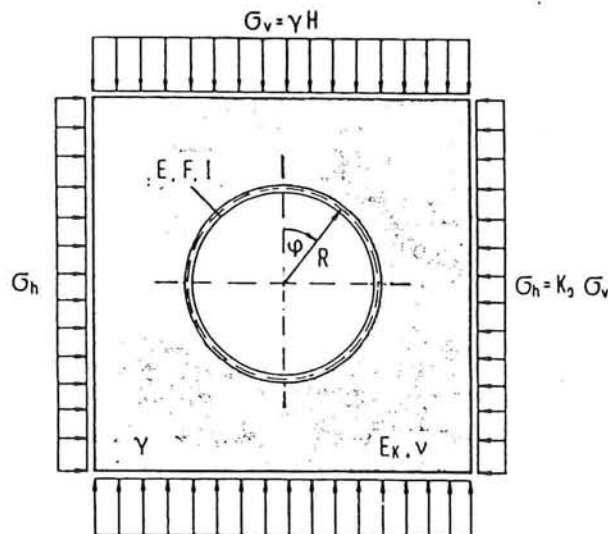
De vervormingen en spanningen in de dwars- en lengterichting hebben invloed op elkaar. Om een goed inzicht te krijgen in de complexe vervormingsmechanismen worden in dit hoofdstuk eerst de belangrijkste 2 mechanismen; de vervorming in de dwarsdoorsnede (ovalisering) en in de lengterichting (liggerwerking), apart besproken.

6.2 Vervormingsmechanismen

Vervorming dwarsdoorsnede

De lining van de geboorde tunnel vormt met de omringende grond een geheel waarbij interactie belangrijk is. Deze interactie is door velen gemodelleerd. Hierbij zijn twee basisprincipes aan te wijzen waarvan wordt uitgegaan bij het modelleren:

- 1) Continuüm modellen [50][49][24], (grond wordt als continue goed gezien)



Figuur 6.1: Continuüm model [50]

Deze modellen zijn vaak eenvoudig te analyseren met behulp van numerieke methoden als de eindige elementen methode.

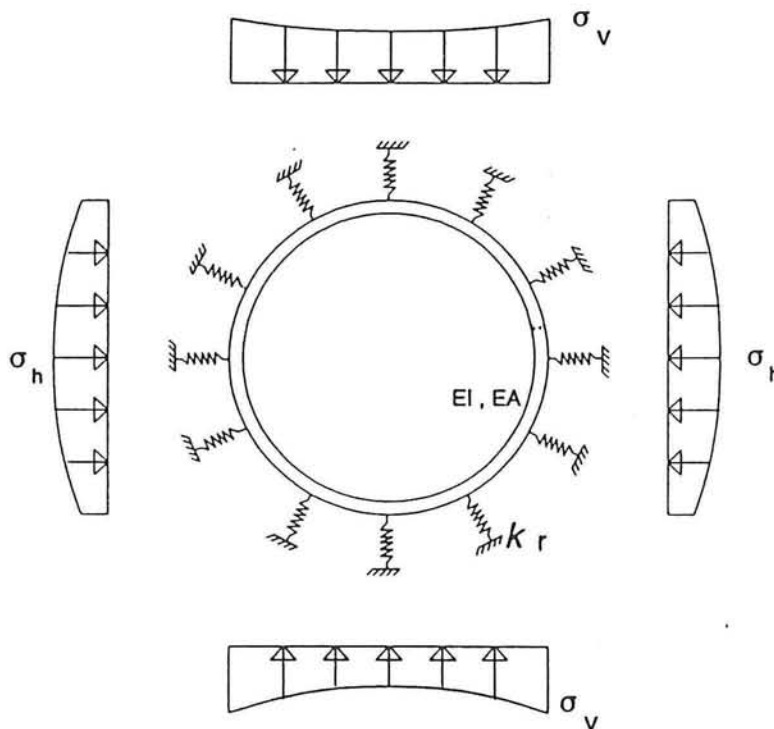
Het is de bedoeling dat bij het continuüm model gebruik wordt gemaakt van analytische oplossingen, die zijn bepaald voor een ringvormige ligger in een lineair elastische continuüm. Hierbij wordt verondersteld dat de lining cirkelvormig is en uitbuigt als een ellips als gevolg van de gronddrukken. Onder veronderstelling van deze uitbuigingsvorm zijn (benaderende) analytische oplossingen bepaald voor een homogeen lineair elastisch medium. Een ander belangrijk uitgangspunt van deze oplossing is dat de tunnelring zowel in radiale als in tangentiële richting volledig door de grond wordt gesteund.

- 2) Beddingsmodellen [24][50] (grond geschematiseerd door veren)

Deze modellen zijn soms met handberekeningen en eenvoudige numerieke modellen te analyseren.

In het verenmodel wordt de tunnel als een elastisch of elasto-plastisch ondersteunde buig- en rekstijve ring gemodelleerd. De ondersteuning bestaat uit ongekoppelde beddingveren. Tangentiële en radiale veerstijfheden kunnen apart worden gedefinieerd. Ruimtelijke effecten zoals boogwerking kunnen niet met dit model worden onderzocht.

Als de grond wordt gemodelleerd als een bedding, dan is de lining te schematiseren als een (ronde) staaf (zie onderstaande figuur).



Figuur 6.2: Beddingmodel [24]

Voor deze beide basisprincipes geldt dat afhankelijk van de diepteligging, de ondersteuning van de lining door de grond al dan niet volledig is (gehele of gedeeltelijke bedding).

Bij de modelleringen gelden de volgende zaken:

- De doorsnede van de lining is voor de berekening perfect rond en de stijfheid van de lining wordt constant over de omtrek genomen.
- De actieve gronddrukken worden gelijk genomen aan de primaire waarden van voordat geboord was, omdat de grond slap is. Verder wordt gesteld dat uiteindelijk de spanningstoestand weer (eventueel) zal terugkeren naar de oorspronkelijke toestand van voor het boren.
- Bouwsituaties worden genegeerd
- Tussen de grond en de lining bestaat een interactie voor de vervormingen en krachtsoverdracht in zowel radiale als in tangentiale richting, of alleen in radiale richting.
- Veelal wordt ervan uitgegaan dat de omliggende grond zich zuiver lineair elastisch gedraagt. In sommige verfijnde modellen wordt ervan uitgegaan dat de grond zich niet-lineair-elastisch en/of plastisch gedraagt. In deze laatste modellen moet bijna altijd met numerieke methoden gewerkt worden.

In de literatuur [49] zijn verschillende modellen vergeleken met metingen uit de praktijk. De belangrijkste conclusie was dat de voorspelling van de modellen niet met de gemeten waarden overeenkomen. Dat geldt vooral voor de buigende momenten, en in mindere mate voor de normaalkrachten. De spanningen overschrijden de theoretisch berekende waarden niet of nauwelijks. Er kan gezegd worden dat hierdoor ook de toestand tijdens het bouwen afgedekt wordt (of dit ook geldt voor geëxtrudeerde lining is onbekend). Verfijnen van het model heeft

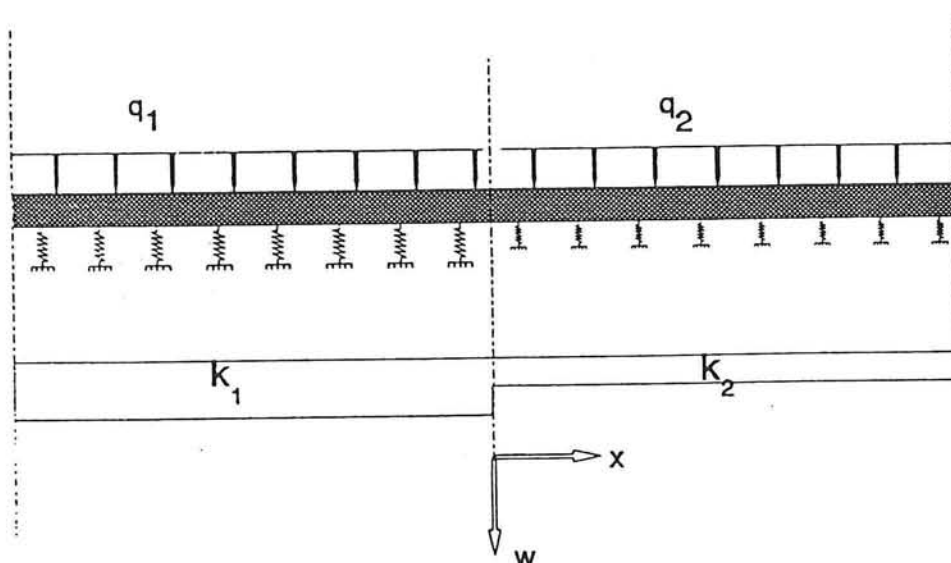
geen zin aangezien de invloed van andere belastingen (vijzelkrachten, tweede tunnelbuis etc.) relatief groot is.

In slappe grond heeft de tunnelling weinig zijdelingse steun. Hierdoor ontstaat een reële kans dat de tunnelring als zodanig gaat vervormen, men spreekt dan van ovaliseren. Deze ovalisering zal een vergroting of verkleining van de diameter in verschillende richtingen tot gevolg hebben. Het is de vraag of deze vervorming invloed heeft op de ringstijfheid [24].

Liggerwerking

Over dit mechanisme is nog weinig bekend en in de literatuur is weinig terug te vinden. Recent afstudeerwerk van K. Blom [24] heeft een goede schematisatie van liggerwerking opgeleverd. Deze schematisatie wordt hierna beschreven.

Bij de overgang van de tunnelbuis van de ene grondsoort naar de andere, vindt een verandering plaats in de ondersteuning van de tunnelbuis door de grond. Deze ondersteuning is de weerstand van de omliggende grond tegen vervormen. Bij de modellering van de tunnelbuis als ligger zal deze weerstand ingebracht worden in de vorm van veren. Indien de tunnelbuis in de lengterichting wordt beschouwd, kan de schematisering er uitzien als figuur 6.3. Deze modellering kan worden gebruikt met de gedachte dat een ongelijkmatige zetting optreedt als de (neerwaartse) belasting op de ligger toeneemt en de (grond)veerstijfheden variëren over de lengte van de ligger (een abrupte overgang zoals in de figuur zal in de werkelijkheid niet optreden en zal dus geschematiseerd moeten worden als een stapsgewijze overgang). Door nu een ongelijkmatige zetting te veronderstellen kan een equivalente belasting worden gevonden waarbij dit zettingsverschil wordt gerealiseerd. Bovendien worden de benodigde inwendige krachten berekend. Een situatie waarbij een extreme overgang ontstaat is de situatie nabij een begin- of eindschacht van de tunnel. De tunnel sluit aan op een schacht die in de meeste gevallen onderheid is. De aansluiting is een extreme overgang en dient nader onderzocht te worden.



Figuur 6.3: Verend ondersteunde ligger [24]

De schematisering van de tunnelbuis betreft een schematisering als:

1) Buigligger (waaraan opgelegde vervormingen worden opgelegd)

Hiervoor heeft [24] de volgende differentiaalvergelijking afgeleid.

$$w(x) = e^{\beta x}(C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) + \frac{q(x)}{k_1}$$

Hierin zijn C_1 tot en met C_4 nader te bepalen constanten afhankelijk van overgangs- en randvoorwaarden.

Voor de dwarskracht geldt:

$$D = -EI_1 \frac{d^3 w}{dx^3}$$

Voor de momenten:

$$M = -EI_1 \frac{d^2 w}{dx^2}$$

De buigstijfheid van een monoliete cilindrische doorsnede is eenvoudig:

$$EI_c = E_c \cdot \pi \cdot R_s^3 \cdot d$$

E_c = elasticiteits modulus van beton

R_s = systeem straal

d = dikte mantel

Voor de afleidingen en verdere uitwerking zie [24]

2) Afschuifligger (waaraan opgelegde vervormingen worden opgelegd)

Hiervoor heeft [24] de volgende differentiaalvergelijking afgeleid.

$$w(x) = C_1 e^{\alpha x} + C_2 e^{-\alpha x} + \frac{q(x)}{k_1} \quad \alpha = \sqrt{\frac{k}{GA}}$$

Hierin zijn C_1 en C_2 nader te bepalen constanten afhankelijk van overgangs- en randvoorwaarden

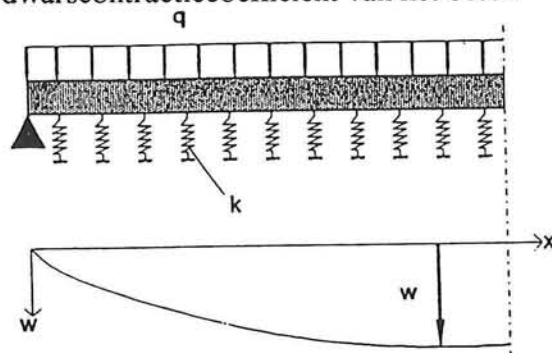
Voor de dwarskracht geldt:

$$D = -GA \frac{dw}{dx}$$

De afschuifstijfheid voor een monoliete doorsnede is eenvoudig:

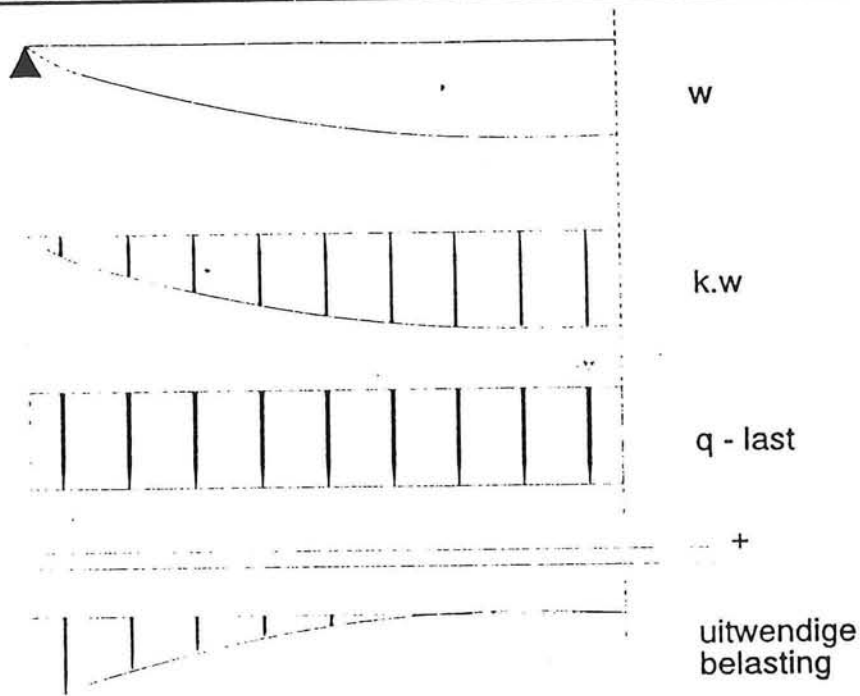
$$GA = A_b \cdot \frac{E_b}{2(1+\nu)}$$

- A_b = betonoppervlak van de betondoorsnede
 E_b = elasticiteitsmodulus van het beton
 ν = dwarscontractiecoëfficiënt van het beton



Figuur 6.4: Verwacht zakkingsverloop nabij een schacht [24]

De veerstijfheid van de grond voor de liggermodellen zijn afhankelijk van de bodemgesteldheid om de tunnelling en de diameter van de tunnel. De waarden hiervan zijn moeilijk te bepalen (zie [24]). Eventueel is de ruwheid van het contactvlak tussen de tunnel en omliggende grond ook nog van invloed.



Figuur 6.5: Belastingsmodellering zakkende grond bij schacht [24]

6.3 Combinaties van mechanismen

De mechanismen die paragraaf 6.2 besproken zijn, treden tegelijkertijd op en werken daarbij niet onafhankelijk van elkaar. In [24] is bij de schematisatie van de liggerwerking uitgegaan van de situatie dat geen ringovalisering optreedt. De zettingen in de grond worden daardoor volledig gevolgd door de tunnelbuis. Hierbij wordt een belasting door de grond op de tunnel afgegeven. Door deze belasting zal in werkelijkheid de tunnelbuis ovaliseren, waardoor de zetting van de grond minder zal worden gevolgd dan verondersteld is. Dit is een gunstig effect voor wat betreft liggerwerking omdat is gebleken dat de inwendig optredende krachten en vervormingen sterk afhankelijk zijn van de opgelegde ongelijkmatige zettingen. Door de ongelijkmatige zettingen in combinatie met liggerwerking kan een negatieve invloed ontstaan op de ovalisering van de tunneldoorsnede. De ovalisering treedt niet alleen op ten gevolge van grond- en waterspanningen in radiale en tangentele richting maar ook door de ongelijkmatige zettingen in lengterichting.

Literatuur

- [1] Maidl, B., M. Herrenknecht, L. Anheuser, *Maschinelles Tunnelbau im Schildvortrieb*. Berlin: Ernst & Son, 1995.
- [2] Wagner, -Harald, Schulter, -Alfred, Strohmaeuser, -Siegfried, *Conex-Tunnelbausystem. Tl.2. Erfahrungen in der Realisierung*. Mayreder Jg.37, Nr.8, Pag.31-41, 1992.
- [3] *...und ruhig fließen Rhone und Saone. Fünf bis sieben Meter unter der Flussole frisst sich die Vortriebsmaschine voran...* Bauwirtschaft -Ausgabe-B Jg.41, Nr.6/7, Pag.148-151,154, 1987
- [4] *Fünf bis sieben Meter unter der Flussole frisst sich die Vortriebsmaschine voran...und ruhig fließen Rhone und Saone*. BMT-Baumaschine-und-Bautechnik Jg.34, Nr.2, Pag.100-103, 1987
- [5] Lauruschkat, -Kurt, Moeller, -Wolfgang, Rengshausen, -Rainer, *U-bahnbau in Essen Bau der Nordstrecke der unterirdischen Stadtbahnnetzes*. , Beton, 1995
- [6] Schnuetgen, -Bernd, Dams, -Stefan, *Stahlfaserbeton im Tunnelbau. Grundlagen, Bemessung und Ausführung am Beispiel der Innenschale der Stadtbahn Essen*. Beton-Informationen, nr. 5, 1994
- [7] Fleckner, -Sigurd-Alfons. *Verwendung von Stahlfaserbeton fuer die Tunnelinnenschale beim Bau der Stadtbahn Frankfurt/M*. In: Vortraege auf dem Deutschen Betontag, 1990.
- [8] Bokemeyer, -R, *Application of extruded steel fibre reinforced concrete tunnel lining on the Frankfurt metro*. In: Proc.Eurotunnel '83, June 1983, Basel
- [9] Kennedy, -A (geodrilling international), *Pneumatic capsule pipeline at Akima*. In: World Tunnelling and Subsurface excavation, 1994/09. 7(7) pag.279-81 (3 Refs.)
- [10] Smith, -M, *Japan innovations*. World Tunnelling. 1992/08. 5(6) pag. 311-2, 314-5, 1992
- [11] Fukuchi, -G (Japan Tunnelling Association), *The present and future of mechanized tunnel works in soft ground*, Tunnelling and underground space technology. 1991. 6(2) pag.175-183 (14 refs.). 1991
- [12] Peron, -JY (NFM), Marcheselli, -P (Passante scarl), *La construction du tunnel ferroviaire de la liaison Passante Ferroviario a Milan*, Tunnels et ouvrages souterrains. 1995/03/04. (128) pag. 130-8, 1995

- [13] Peron,-JY (Neyrpic Framatome Mecanique, France), Marcheselli,-P (Passante Scarl, Italy), *Construction of the 'Passante Ferroviario' link in Milan, Lots 3p, 5p and 6p: Excavation by large earth pressure balance shield with chemical foam injection.* Tunnelling '94, papers presented at the seventh international symposium, held 5-7 July 1994, London. pag. 679-707, 1994
- [14] Braach,-O, *Extrudierbetonbauweise im tunnelbau*, BETON. 1988. 38(3) pag. 95-8. 1988
- [15] Greenman,-A, *Milan tunnel engineers use face foam*, Ground Engineering. 1994/11. 27(9) P10, 1994
- [16] Greenman,-A, *Fare shares*, Ground Engineering. 1992/10. 25(8) pag. 10-2, 1992
- [17] Mongilardi,-E, (Rodi Spa, Milan), *Grouting Milan Metro*, World Tunnelling and Subsurface Excavation. 1989/09. 1(3) pag.222-4, 1989
- [18] Dahl,-J (Hochtief AG, Essen), *Tunnelinnenschalen aus stahlfaserbeton - genehmigungsplanung und baudurchführung für einen S-Bahn-Tunnel*, Braunschweiger Bausemenar 1993, Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton, 11/12 november 1993, Heft 105, pag.149-170, 1993
- [19] Hoffmann,-R (Bundesbahndirektion Essen), *Tunnelinnenschalen aus stahlfaserbeton - erstmaliger Einsatz bei der Deutschen Bundesbahn*, Braunschweiger Bausemenar 1993, Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton, 11/12 november 1993, Heft 105, pag.133-148, 1993
- [20] Darling,-P, *TBM's tackle tricky ground at Essen*, Tunnels & Tunnelling, juni 1994, pag.18-20, 1994
- [21] Bielecki,-Rolf, Magnus,-Wolf, *Stahlfaser-Pumpbeton - Ein Baustoff für den Tunnelbau*, Beton- und Stahlbetonbau, 2/1981, pag.42-46, 1981
- [22] Braach,-Otto (Hochtief), *Extrudierbauweise für Tunnelauskleidungen*, Taschenbuch für den Tunnelbau 1994, 18.Jahrgang, pag.211-237, Glückauf Essen, 1993
- [23] Kawana,-E, *Adoption of ECL method for waterway tunnel of Shinanogawa Hydroelectric Power Station (Japans)*, In: Proceedings of a conference on the ECL Method, Japan Tunnelling Association, Tokyo, November 1987
- [24] Blom,-K, *Liggerwerking van Boortunnels,krachtswerking in de tunnelmantel, door ongelijkmatige zettingen*, afstudeerverslag, TU Delft, november 1995

- [25] Dahl,-Johannes (Leiter der Abteilung Ingenieurtiefbau HOCHTIEF Essen), *Anwendung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau und weitere mögliche Anwendungsgebiete*, Vorträge der DBV-Arbeitstagung, Duisburg, 1 december 1992, pag.22-27, 1992
- [26] CUR, *nieuwe betonsoorten: Staalvezelbeton; orienterende rapportage over eigenschappen en toepassingsmogelijkheden, rapport 89*, september 1977
- [27] Koyama,-Y, Kishio,-T, Kobayashi,-T, *Design of linings for shield driven tunnels - A survey on Japanese shield tunnelling*, In: *Underground construction in soft ground*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pag. 359-374, 1995
- [28] Marennyi, Ya.I., *Tunnels with in-situ pressed concrete lining*, Rotterdam 1993
- [29] TU Delft, sectie materiaalkunde, *Collegedictaat mk58, Keramische Materialen, deel: cement en cementcomposieten; Materialen en Milieu*, oktober 1995
- [30] Glerum,-A, *Waterbouwkundige kunstwerken B.O., collegedictaat f9c*, TU Delft, april 1992
- [31] TU Delft, leerstoel Funderingstechniek, *Collegedictaat g81; Fundering en Constructie, deel5: Boortunnels* .
- [32] ISDS, *Samenvattend rapport industriële tunnelbouw methode fase A, onderzoek betreffende de technische invulling gebruikerseisen*, Delft, mei 1995
- [33] Bouma,-A, *Mechanica van constructies; Elasto-statica van slanke structuren*, Delft, 1989
- [34] Maidl,-Bernard R., *Steel Fibre Reinforced Concrete*, Berlin 1995
- [35]
- [36]
- [37]
- [38] Kosa,-K, A. Naaman, *Corrosion of Steel Fibre Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal, januari/februari 1990, pag.27-37
- [39] Japan Tunnelling Association, *Challenges and changes; tunnelling activities in Japan*, Tokyo, 1992

- [40] CUR, *Aanbeveling 35; bepaling van de buigtreksterkte, de buigtaaiheid en de equivalente buigtreksterkte van staalvezelbeton*
- [41] CUR, *Aanbeveling 36; ontwerpen, berekenen en detailleren van bedrijfsvloeren van constructief beton*
- [42] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *vezels*, 8/21, januari 1991
- [43] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *staalvezelbeton*, 8/28, september 1991
- [44] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *beton met hoge sterkte*, 9/12, februari 1993
- [45] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *vezels als wapening*, 3/25, ?
- [46] Taerwe, Luc R., *Influence of Steel Fibers on Strain-Softening of High-Strength Concrete*, ACI Materials Journal, pag. 54, januari-februari 1992
- [47] Deutscher Beton-Verein, *Merkblatt Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau*, Fassung September 1992
- [48] Deutscher Beton-Verein, *Technologie des Stahlfaserbetons und Stahlfaserspritzbetons*, Fassung August 1992
- [49] Erdmann, J. und H. Duddeck, *Statik der Tunnel im Lockergestein - Vergleich der Berechnungsmodelle*, Bauingenieur 58 pag. 407-414 (1983)
- [50] Duddeck, H. and J. Erdmann, *Structural design models for tunnels*, Tunnelling '81, the Institution of Mining and Metallurgy, pag 83-91, 1981
- [51] Paillere A.M., Buil M. & Serrano J.J., *effect of fiber addition on the autogenous shrinkage of silica fume concrete*, ACI Materials Journals, vol. 86, nr. 2, p. 139-144, March-April 1989

Bijlage II

Nadere gegevens van tunnelprojecten met geëxtrudeerd beton.

Nadere gegevens van buitenlandse ervaringen:

Sammler Harburg

plaats: Hamburg
 tijd: 1978-1979
 afmetingen: buitendiameter 3.6 m, 1169 m lang, 360 mm staalvezelversterkt extrusiebeton
 bodem: Fijn tot middelgroot zand
 lining: Staalvezelversterkt extrusiebeton met 130 mm betonnen binnenbekleding (corrosiebescherming en voor het egaliseren)
 mengsel: Zie onderstaande figuur [21]

| | | |
|-------------------------|------|---------------------------|
| Zuschlag A/B 0/16 mm | g | = 1 673 kg/m ³ |
| Zement (PZ 450 F/HS-NA) | z | = 400 kg/m ³ |
| Füller (HIB 30 S) | f | = 100 kg/m ³ |
| Zusatzmittel Super BV | | |
| Wassermenge | w | = 0,45 |
| Ausbreitmaß | a | = 60 cm |
| Stahlfasern 1/45 mm | sf | = 94,8 kg/m ³ |

opdrachtgever: Baubehörde Hamburg, Amt für Ingenieurwesen III, Hauptabteilung Stadtentwässerung
 bouw: Consortium onder technische verantwoordelijkheid van Hochtief AG, met verder:
 - Dyckerhoff & Wildmann AG
 - Klee AG
 - Wayss & Freitag AG
 literatuur: In de literatuur is vrij veel informatie terug te vinden. [14] [21] [22] en [25]

U-bahn Frankfurt (Los U36)

plaats: Frankfurt
 tijd: 1980-1982
 afmetingen: buitendiameter 6.86 m, 1650 m lang, 250 mm extrusiebeton
 bodem: Klei, kalksteen en grind/zand
 lining: Staalbeton elementen met extrusiebeton bedding
 mengsel: zie onderstaande figuur [34]
 opdrachtgever: Stadt Frankfurt, Stadtbahnbauamt
 bouw: HOCHTIEF (contact evt. via Johannes Dahl, afdelingshoofd van Ingenieurstiefbau HOCHTIEF Essen)
 literatuur: In de literatuur is weinig informatie terug te vinden. [7] [8] [22] en [25]

| | | |
|--------------------|-------------------------------|--------------|
| Cement | 400 kg/m ³ | PZ 45 F |
| Aggregate | 1680 kg/m ³ | B 16, broken |
| Filler | 100 kg/m ³ | fly ash |
| Superplasticizer | 4 kg/m ³ (1% of c) | |
| Steel fibres | 90 kg/m ³ | 1.0/45 WIREX |
| Water/cement ratio | 0.45 | |

Tunnel Freudenstein

| | |
|----------------|---|
| plaats: | Karlsruhe |
| tijd: | 1984-1986 |
| afmetingen: | buitendiameter 5.20 m, 1800 m lang, 200 mm extrusiebeton |
| bodem: | Mergel en Anhydriet |
| lining: | Extrusiebeton (eenschalig) |
| mengsel: | Onbekend |
| opdrachtgever: | Deutsche Bundesbahn, Bundesbahn direktion Karlsruhe |
| bouw: | Onbekend |
| literatuur: | In de literatuur is vrijwel geen informatie terug te vinden. [22] |

U-bahn Essen

| | |
|-------------|--|
| plaats: | Essen |
| tijd: | 1988-1990 |
| afmetingen: | buitendiameter 7.12 m, 3044 m lang, 300 mm extrusiebeton |
| bodem: | Mergel, kalksteen en "Schluff?" |
| lining: | Staalbeton elementen met extrusiebeton bedding |
| mengsel: | Zie onderstaande figuur [5] |

| | | Tunnelinnenschale | |
|--|-------------------|-------------------------|-------------|
| Betonfestigheidsklasse | | B 35 | |
| Besondere Eigenschap | | Wasserundurchlässigkeit | |
| Konsistenzbereich | | KP/KF | |
| Zementart und Festigheidsklasse | | HOZ 45 L | PZ 45 F |
| Zementgehalt z | kg/m ³ | 370 | 370 |
| Wassergehalt w w/z-Wert | kg/m ³ | 185 0,50 | 175 0,47 |
| Sieblinienbereich des Zuschlags | | A 16/B 16 | A 16/B 16 |
| Zusatzstoffgehalt f (Brennkohlenflugasche) | kg/m ³ | 80 | 80 |
| Gehalt an Stahlfasern | kg/m ³ | 50 | 50 |
| Betonzusatzmittel | | FM | FM |
| Mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen | N/mm ² | 57 | 68 |
| Standardabweichung | N/mm ² | 5,6 | 6,1 |
| Mittlere Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen | N/mm ² | 5,9 | 6,1 |

opdrachtgever: Stadt Essen, U-bahnbauamt
 bouw: planning: - DB
 - Ing. Buro Zerna
 - Schulz und Partner, Bochum
 - Ing. Buro Berggewerkschaftskasse Bochum
 Uitvoering: Arbeitsgemeinschaft Lütgendortmunder Tunnel
 Hochtief AG - E. Heitkamp GmbH
 literatuur: In de literatuur vrij veel informatie terug te vinden. [5] [6] [18] [19] [20] [22] en [25]

Metro Lyon (Frankrijk)

plaats: Lyon
 tijd: 1984-1985
 afmetingen: buitendiameter 6.50 m, 2484 m lang, 300 mm extrusiebeton
 bodem: Zandgrind en vergruisd graniet
 lining: Staalbeton elementen met extrusiebeton bedding
 mengsel: Zie onderstaande figuur [34]

| | | |
|--------------------|--------------------------------|--------------|
| Cement | 420 kg/m ³ | CPA HPR 55 |
| Aggregate | 1631 kg/m ³ | 0-12.5 |
| Filler | 125 kg/m ³ | fly ash |
| Superplasticizer | 42 kg/m ³ (1% of z) | |
| Retarder | 13 kg/m ³ | |
| Steel fibres | 50 kg/m ³ | 0.6/40 WIREX |
| Water/cement ratio | 0.45 | |

opdrachtgever: SEMALY(Société d'Économie Mixte du Métropolitain de l'agglomération Lyonnaise)
 bouw: Consortium Dragages Travaux Publics, Campenon Bernard, Colas en Hochtief
 literatuur: In de literatuur is niet zo veel informatie terug te vinden. [3] [4] [22] en [25]

Shinanogawa Tunnel (Japan)

plaats: Shinano River
 tijd: 1987-1989
 afmetingen: buitendiameter 8.40 m, 3100 m lang, 400 mm extrusiebeton
 bodem: Grind, zandsteen en schluffiger?? rotsgrond
 lining: Extrusiebeton eenschalig
 mengsel: Onbekend
 opdrachtgever: East Japan Railway Company
 bouw: Consortium Tekken Corporation Tokyo, en Hochtief Essen
 literatuur: In de literatuur is vrijwel geen informatie terug te vinden. [11] [22] en [23]

Akima Tunnel (Japan)

plaats: Takasaki-Karuizawa section of the Houriku Shinkansen railway
 tijd: 1990-1993
 afmetingen: buitendiameter ? m, 4000 m lang, 500 mm extrusiebeton
 bodem: Zandsteen, tuff??
 lining: Extrusiebeton eenschalig
 mengsel: Onbekend
 opdrachtgever: Japan Railway Construction Public Corporation
 bouw: Onbekend
 literatuur: In de literatuur is vrijwel geen informatie terug te vinden. [9] [10] [22] en [39]

Passante Ferroviario Milaan (Italië)

plaats: Milaan
 tijd: 1992-1994
 afmetingen: buitendiameter 8 m, 4000 m lang, 250 mm extrusiebeton
 bodem: Zand, grind
 lining: Staalbeton elementen met extrusiebeton bedding
 mengsel: Zie onderstaande figuur [13]

| | |
|--|--------------------------|
| Sand (0 / 4) + gravel (4 / 8 and 8 / 13) : | 1900 kg / m ³ |
| Cement : | 250 kg / m ³ |
| Fly ash : | 350 kg / m ³ |
| Admixtures : | |
| - Super fluidifier (with the cement) : | 2 % |
| - Retarding agent (when necessary) | |
| Water | |

- opdrachtgever: Regione Lombardia- Commune de Milano, staatsspoorwegen (FS) en Milaan-noord spoorwegen (FNM)
- bouw:
- Prime contractor: M.N. Strutture ed Infrastrutture del Territorio SPA de Milano
 - Design: Italprogetti Srl - Rocksoil Spa - CP engineering Srl - REICO Spa
 - Construction: Consortium :
 - Torno (hoofdaannemer)
 - Cogefarimpresit
 - Lodigiani
 - CMB
 - Collini
 - IFG
 - Tettamanti
 - Progetti & Construzioni
 - Tunnelling Machine: Neyrpic Framatome Mecanique under licence of MITSUBISHI Heavy Ind.
 Schuim injectie: OBAYASHI systeem
 Geëxtrudeerd beton: HOCHTIEF systeem
- literatuur: In de literatuur is redelijk wat informatie terug te vinden. Met name [13] geeft een uitgebreide beschrijving van het project, de toegepaste technieken en de projectvoortgang (problemen en prestaties). Overige literatuur: [2][12][15] [16] [17] en [22]

Verder is er nog een boek met informatie over ervaring met extrusiebeton in Rusland [28], maar hieraan is dit afstudeerproject verder geen aandacht besteed.

Bijlage III

Grondsoorten

Grondclassificering [24]

In het verleden is veel onderzoek gedaan ten aanzien van de toepasbaarheid van tunnelbouwtechnieken in verschillende grondsoorten. Ook aan de criteria die aangelegd moeten worden om de grondsoorten te toetsen is veel aandacht besteed. De beslissing omtrent de te kiezen uitvoeringstechnieken waren gebaseerd op een classificatie van de grond volgens de terminologie die gebruikt werd door tunnelarbeiders en op de “stand-up time” (of overbruggingstijd) van de grondsoorten en op de afmetingen van de tunnel die ontgraven werd. De term “stand-up time” werd in eerste instantie gehanteerd voor niet-samenhangende grondsoorten. Als in samenhangende gronden na korte tijd bewegingen van het front worden waargenomen, betekent dat nog niet dat onmiddellijk een instabiliteitsprobleem optreedt. De belangrijkste maat voor samenhangende materialen is de vervormingsmaat. De “stand-up time” of overbruggings-tijd wordt gedefinieerd als de tijd die verloopt tussen de ontgraving en de eerste waarneembare beweging van de grond. De mate van samenhang en de boogwerking (gewelfvorming in de grond) boven het ontgravingsfront en bij de staart, vormen de voornaamste factor die de stabiliteit boven deze opening moet verzorgen.

Een volgende classificering in **korrelachtige** grondsoorten kan worden gemaakt:

- stevige grond (firm soil)

In deze grond kan het ontgravingsfront verscheidene meters vooruitgaan zonder dat direct ondersteuning nodig is. Vaste klei of verlijmde of cohesieve korrelachtige grond vallen in deze categorie. In stevige grond kan geboord worden zonder direct gevaar voor instabiliteit zodat er genoeg tijd is om de uiteindelijke tunnelling te plaatsen.

- afbrokkelende grond (raveling soil)

Het afbrokkelende materiaal breekt los in kruimels, brokken, vlokken of hoekige stukken. Dit is een tijdsafhankelijk proces. Er is een gradatie te maken naar de snelheid waarmee de materialen afbrokkelen. Afbrokkelende materialen zijn matig samenhangend en bros of met scheuren. Als voorbeeld kan genoemd worden: zand en zand-grind-mengsels met enig bindmiddel en vaste klei met scheuren. Licht cohesief zand, sloef en verweerd rotsmateriaal vallen eveneens onder deze categorie. Lekwater dat naar het ontgravingsfront stroomt verhoogt de afbrokkelingstendens, vooral in niet-uniform materiaal.

- lopende grond (running soil)

Deze grond bestaat uit materiaal zonder enige cohesie zoals droog zand en schoon droog grind. Als ze niet worden ondersteund dan liggen deze materialen onder het natuurlijke talud. Tot deze categorie behoort ook de cohesieve lopende grond. Dit is fijn zand dat sterkte ontleent aan schijnbare cohesie.

- vloeiende grond (flowing soil)

Als grondwater onder druk in afbrokkelende of lopende grond voorkomt dan kan deze veranderen in vloeiende grond en als een dikke vloeistof gaan stromen.

Een verdere typering kan plaatsvinden voor **klei-achtige** gronden:

- plastische grond

Deze grond komt langzaam de ontgraven ruimte in zonder merkbare volumetoename. Plastische vervorming treedt op bij aanwezigheid van overspannen materiaal dichtbij de ontgraven ruimte. Daarom is de belasting vanuit de bovenlagen een belangrijke factor. Plastisch vervormbare grondsoorten omvatten zeer slappe tot matig vaste klei.

- zwellende grondsoorten (swelling soil)

Net als plastische grond beweegt zwellende klei langzaam de tunnel in. Deze beweging gaat echter wel gepaard met een aanzienlijke volume toename van de grond rondom de tunnel. Grondsoorten die zwellende eigenschappen hebben, zijn sterk samengedrukte kleisoorten.

Bijlage IV

In Nederland beschikbare staalvezels

In Nederland beschikbare staalvezels (voorjaar 1996):

Vezeltype: FICON
Leverancier: Fibre Systems International

Vezeltype: XOREX
Leverancier: Fibre Systems International

Vezeltype: DRAMIX
Leverancier: N.V. Bekaert S.A.

Vezeltype: EUROSTEEL
Leverancier: Silidur

Vezeltype: TWINCONE
Leverancier: Silidur

Vezeltype: HAREX
Leverancier: Verwaard Handelsonderneming

Vezeltype: FERCON
Leverancier: DGO Nederland B.V.

Vezeltype: CONSTEEL
Leverancier: DGO Nederland B.V.

Bijlage V

Literatuurlijst hoge sterkte beton & staalvezels

Literatuurlijst hoge sterkte beton & staalvezels:

Concrete attains 29,000 psi, ENR, 11 juli 1994

Taerwe, Luc R., *Influence of Steel Fibers on Strain-Softening of High-Strength Concrete*, ACI Materials Journal, pag. 54, januari-februari 1992

Hackman L.E. & al., *Ultra high performance reinforced concrete*, ACI Publication SP 142-12, p. 235-247

Rossi P. & al., *Betons fibres a ultra-hautes performances*, Bulletins de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées nr.196, p. 61-66, mars-avril 1995

Rossi P. & al., *Betons fibres a hautes performances. Des materiaux d'avenir?*, Bulletins de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées nr.197, p. 19-23, mai-juin 1995

Paillere A.M., Buil M. & Serrano J.J., *effect of fiber addition on the autogenous shrinkage of silica fume concrete*, ACI Materials Journals, vol. 86, nr. 2, p. 139-144, March-April 1989

Hansen W., Tjiptobroto P., *energy based model for predicting the elastic tensile strain capacity of high performance reinforced composites (FRC)*, Nordic Concrete Research Publication nr. 10, p. 48-67, December 1991

Wafa F.F., Ashour S.A., *mechanical properties of high-strength fiber reinforced concrete*, ACI Materials Journal vol. 89, nr. 5, p.449-455, September-October 1992

Tjiptobroto P., Hansen W., *tensile strain hardening and multiple cracking in high-performance cement-based composites containing discontinuous fibres*, ACI Materials Journal vol. 90, nr.1, p. 16-25, January-February 1993

Luther M.D., Lopez-Flores F., Paillere A.M., Buil M. & Serrano J.J., *discussion and reply to the discussion of the paper "effect of fiber addition on the autogenous shrinkage of silica fume concrete"*, ACI Materials Journal vol. 87, nr. 1, p. 81-83, January-February 1990

Heshe G., Nielsen C.V., *triaxial stress states and punching shear in slabs of a fibre reinforced ultra high strength cement-based composite*, Nordic Concrete Research Publication no. 11, p. 37-54, February 1992

Ashour S.A., Wafa F.F., *flexural behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams*, ACI Structural Journal vol. 90, nr. 3, p. 279-287, May-June 1993

Valle M., Büyüköztürk O., *behavior of fiber reinforced high-strength concrete under direct shear*, ACI Materials Journal vol. 90, nr. 2, p. 122-133, March-April 1993

Ouyang C., Shah S.P., *toughening of high strength cementitious matrix reinforced by discon-*

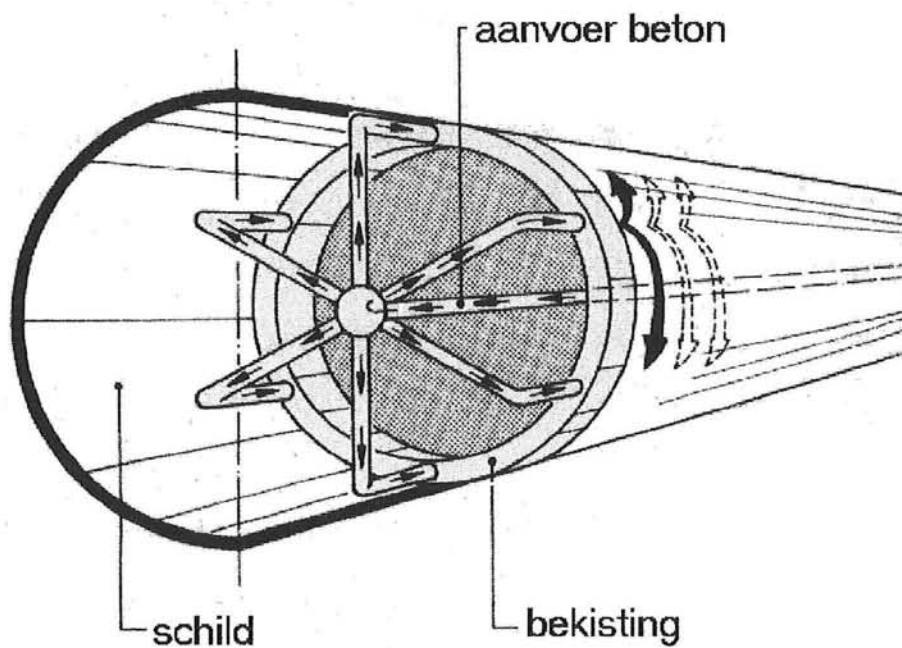
tinuous short fibers, Cement and Concrete Research vol. 22, nr. 6, p. 1201-1215, November 1992

Toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton in Nederlandse tunnelbouw

deel 2

eindverslag*

afstudeerwerk K. van Oosteren



Industriële Tunnelbouw Methode



Technische Universiteit Delft

Toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton in Nederlandse tunnelbouw

deel 2

eindverslag

Afstudeercommissie:

Prof. drs. ir. J.K. Vrijling (voorzitter)

H.H.M. Soen

dr. ir. C. van der Veen

Ir. B. Polen

Delft, augustus 1996
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Waterbouwkunde
TU Delft

K. van Oosteren
st.nr. 624050

INHOUDSOPGAVE

| | |
|--|------------|
| Voorwoord | iii |
| Samenvatting | v |
| Symbolenlijst | vii |
| 1. Inleiding | 1 |
| 2. Toepassing van geëxtrudeerd (staalvezel)beton in de Nederlandse tunnelbouw | 3 |
| 2.1 Probleem-, doel-, en kaderomschrijving | 3 |
| 2.2 Toepassing van ECL methode | 4 |
| 2.3 Knelpunten van werken met staalvezelbeton | 5 |
| 2.4 Werkwijze | 5 |
| 3. Constructieve eigenschappen (staalvezel)beton | 7 |
| 3.1 Literatuur | 7 |
| 3.2 Marktonderzoek | 8 |
| 3.3 Materiaaleigenschappen | 10 |
| 3.4 Aanpak | 15 |
| 4. Tunnelmantel berekening | 17 |
| 4.1 Uitgangspunten randvoorwaarden | 19 |
| 4.2 Berekening Utrechts bodemprofiel | 22 |
| 4.3 Resultaten vergelijken met literatuur | 33 |
| 4.4 Niet-lineair elastisch materiaalgedrag van beton | 40 |
| 4.5 Conclusies over rekenwijze | 43 |
| 5. Vergelijking constructief gedrag beton met en zonder vezels | 45 |
| 5.1 Bepalen N,M-k diagrammen tunnelmantel | 45 |
| 5.2 Bepalen invloed (buig)treksterkte staalvezelbeton (rek en spanning) | 48 |
| 5.3 Opstellen spanning-rek diagrammen | 53 |
| 5.4 Berekenen N,M-k diagrammen | 56 |
| 6. Langeduur effecten en fysisch niet-lineariteit in tunnelmantel | 57 |
| 6.1 Lange-duur effect | 57 |
| 6.2 Fysisch niet-lineair gedrag | 60 |
| 7. Waterdichtheid tunnelmantel | 69 |
| 7.1 Dichtheidscriteria | 69 |
| 7.2 Transport van water door ongescheurd beton | 70 |
| 7.3 Transport van water door gescheurd beton | 73 |
| 7.4 Eisen voor waterdicht construeren | 76 |
| 7.5 Voegen | 78 |
| 7.6 Vezelbeton | 78 |
| 7.7 Conclusie | 80 |

| | |
|--|------------|
| 8. Conclusies & aanbevelingen | 81 |
| Literatuur | 85 |
| Bijlage I | 91 |
| Bijlage II | 99 |
| Bijlage III | 107 |
| Bijlage IV | 119 |

Voorwoord

Het kiezen van een afstudeeronderwerp heeft veel tijd gekost, maar is uiteindelijk goed gelukt. De toepassing van een nieuwe tunnelbouwtechniek voor Nederlandse omstandigheden was een zeer actueel en daarom voor mij ook een uitdagend onderwerp. Omdat het onderwerp veel nieuwe aspecten bevat heb ik een uitgebreide literatuurstudie gedaan en geprobeerd een basis te leggen voor nog veel meer studie op dit onderwerp. Inmiddels zijn er al 7 onderzoeken gestart op dit terrein.

Mijn eerste dank gaat uit naar mijn begeleiders, André Koelewijn en naar de MEBIN, die een stageplaats beschikbaar stelde, waarbij ik alle vrijheid kreeg en van alle faciliteiten gebruik kon maken. Verder bedank ik mijn huisgenoten voor steun in zware tijden en alle mensen uit de bouwwereld die mij geholpen hebben bij mijn onderzoek.

Ten slotte bedank ik mijn ouders omdat zij mij altijd hebben gesteund en het mogelijk maakten om deze opleiding te voltooien.

Delft
januari 1996

Kees van Oosteren

Samenvatting

Sinds enkele jaren wordt er hard gewerkt aan de ontwikkeling van boortechnieken voor Nederlandse omstandigheden. Een voorbeeld hiervan is het ITM-project*, waarin een aantal bedrijven bezig zijn met de ontwikkeling van een machine die een tunnel volgens een continu proces aanlegt. Hierbij wordt gebruik gemaakt van een stalen vlies als “buitenbekisting” en bekistingselementen voor de binnenkist. De tunnelmantel wordt vervaardigd uit staalvezelbeton. Het stalen vlies kan na verharden een extra waarborg bieden met betrekking tot de waterdichtheid van de tunnelmantel. Doorgaande wapeningsstaven of -netten worden hierin niet gebruikt.

Bij het dimensioneren van de tunnelbuis moeten zowel de materiaaleigenschappen als de belastingen op de ring bekend zijn en op elkaar afgestemd worden. Dit onderzoek bevat naast een uitgebreide literatuurstudie (deel 1), een onderzoek naar het constructief gedrag van beton met en zonder staalvezels. Verder is in dit onderzoek gekeken naar het vervormingsgedrag in de ringrichting met de bijbehorende belastingen. De koppeling tussen de constructieve eigenschappen van staalvezelbeton en rekenmodellen voor ringbelastingen geven inzicht in de toepassingsmogelijkheden.

De voordelen van staalvezels komen net als met staalwapening pas tot uiting nadat scheurvorming is opgetreden. Het materiaal houdt een zekere treksterkte na scheurvorming, waardoor het materiaal taai wordt. Ook wordt de scheurwijdte beperkt door de vezels. Het probleem is dat deze voordelen door de huidige rekenregels niet tot uiting komen. Dit kan alleen door rekenregels voor gewapend beton toe te passen.

Met een spanning-rek verloop van staalvezelbeton kunnen de $N, M-\kappa$ relaties bepaald worden. Hiervoor is een computerprogramma geschreven. Uit deze diagrammen valt af te lezen dat de opneembare momenten aanzienlijk vergroot kunnen worden door de aanwezigheid van staalvezels. Hetzelfde effect wordt overigens bereikt door de tunnelmantel dikker te maken, of een hogere betonsterkte te nemen.

Voor het berekenen van de belastingen en vervormingen in de ringrichting moet een model gekozen worden waarin de interactie grond-tunnelmantel meegenomen wordt. Door deze interactie kunnen de momenten tot wel 90% afnemen. Nadeel van de analytische modellen is dat alleen de E-modulus van het beton er in zit. Door met behulp van de $N, M-\kappa$ diagrammen een fictieve E-modulus op te stellen, kan niet-lineair materiaalgedrag (bijv. na scheuren) meegenomen worden.

Het blijkt dat een lagere stijfheid EI van het beton zorgt voor een reductie van de momenten. De normaalkrachten blijven vrijwel constant en de vervormingen nemen nauwelijks toe. Een dikkere doorsnede verhoogt dus de optredende momenten maar daarmee ook de opneembare momenten. De ideale dikte zal m.b.v. een optimalisatie bepaald moeten worden.

* ITM = Industriële Tunnelbouw Methode

Kruip is dus wel altijd gunstig en beperkte scheurvorming is in dit geval geen probleem. In verband met de waterdichtheid is het ook geen probleem mits er geen doorgaande scheuren ontstaan.

De belangrijkste conclusie is dat een lage E-modulus van het beton gunstig is en dat beperkte scheurvorming acceptabel is. De aanwezigheid van staalvezels is niet strikt noodzakelijk, maar biedt een extra veiligheid, zodat de bereidheid om te ontwerpen met een stijfheidsreductie vergroot wordt. De aanwezigheid van een stalen vlies om de tunnel, zoals in het plan van ITM is opgenomen, is voor de waterdichtheid ook niet strikt noodzakelijk, mits gegarandeerd kan worden dat er geen grote doorgaande scheuren of lekkende voegen ontstaan.

Aanbevolen wordt met behulp van een risicoanalyse de waarde van het stalen vlies en de staalvezels te bepalen. Daarnaast wordt nog aanbevolen om te kijken naar andere belastinggevallen, zoals dynamische belastingen en liggerwerking. Omdat de gebruikte analytische rekenmodellen eenvoudig zijn (constante stijfheid beton over de ring, grond lineair elastisch), moet met behulp een EEM-berekening (bijv. PLAXIS) nauwkeuriger gekeken worden naar het gedrag van de grond en naar lokale stijfheidsreducties in de ring.

Symbolenlijst

| | |
|--------------------|--|
| f'_b | rekenwaarde druksterkte |
| f'_{brep} | representatieve druksterkte |
| f'_{ck} | is de karakteristieke kubusdruksterkte |
| γ_m | materiaalfactor |
| h | hoogte proefstuk beton |
| f_b | rekenwaarde van de treksterkte |
| f_{brep} | representatieve treksterkte (langeduur) |
| f_{bm} | gemiddelde treksterkte |
| f_{br} | gemiddelde buigtreksterkte |
| f_{brf} | gemiddelde buigtreksterkte staalvezelbeton |
| f_{bf} | rekenwaarde treksterkte staalvezelbeton |
| E'_b | rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus |
| ϕ_{max} | kruipcoëfficiënt |
| ϵ'_{rmax} | specifieke krimpverkorting |
| R | inwendige straal tunnel |
| H | diepte tunnelas onder maaiveld |
| v_{grond} | dwarscontractie grond |
| K_0 | verhouding verticale en horizontale gronddruk |
| E_g | E-modulus grond |
| $\sigma_{v,m}$ | verticale gronddruk (op as van de buis) |
| $\sigma_{h,m}$ | horizontale gronddruk |
| λ_n | horizontale korreldrukcoëfficiënt voor neutrale gronddruk |
| $\sigma_z^?$ | korreldruk loodrecht op ronde buis |
| $\sigma_{v,z}^?$ | verticale korrelspanning op diepte z |
| φ | hoek van het normaal vlak met de horizontaal |
| σ_z | totale gronddruk loodrecht op de tunnelbuis |
| τ | spanningen die langs het vlak werken |
| w | waterdruk op diepte z |
| E_m | E-modulus beton |
| $N(\theta)$ | normaalkracht in tunnelring |
| $M(\theta)$ | moment in tunnelring |
| $u(\theta)$ | radiale verplaatsing tunnelring |
| σ | spanning |
| W | weerstandsmoment |
| A | oppervlak betondoorsnede |
| N_0 | constante normaalkracht |
| N_2 | variabele normaalkracht |
| N_{min} | minimale normaalkracht |
| N_{max} | maximale normaalkracht |
| α, β | coëfficiënten voor interactie tussen grond en tunnelmantel |
| Q_1, Q_2 | coëfficiënten voor interactie tussen grond en tunnelmantel |
| $D(\theta)$ | dwarskracht in tunnelring |
| I | traagheidsmoment |

| | |
|------------------------|---|
| κ | kromming |
| ϵ | rek |
| $E_{\text{langeduur}}$ | E-modulus onder langeduur belasting |
| M_r | scheurmoment |
| M_u | bezwijkmoment |
| M_{pl} | plastisch moment |
| h_x | drukzonehoogte |
| E_f | fictieve E-modulus |
| κ | intrinsieke doorlatendheid |
| k | doorlaatbaarheid |
| Q_{str} | debiet door beton |
| A | wandoppervlak |
| Δp | drukverschil over de wand |
| η | dynamische viscositeit van de vloeistof |
| d | wanddikte |
| α | factor voor morfologie scheuroppervlak |
| w | scheurwijdte |
| L | lengte van de scheur |

1. Inleiding

In Nederland worden al jaren tunnels gebouwd. Doordat dit kleine landje steeds voller wordt, ontstaat er steeds meer behoefte aan tunnels, maar tegelijk ontstaat er een steeds grotere weerstand tegen de overlast die veroorzaakt wordt tijdens de uitvoering van tunnelbouwprojecten. Het boren van tunnels lijkt de oplossing voor dit probleem. De techniek was tot voor kort niet toereikend om te kunnen boren in de moeilijke Nederlandse bodems. Sinds enkele jaren wordt er hard gewerkt aan de ontwikkeling van boortechnieken voor Nederlandse omstandigheden. Een voorbeeld hiervan is het ITM*-project, waarin een aantal bedrijven bezig zijn met de ontwikkeling van een machine die een tunnel volgens een continu proces aanlegt. Hierbij wordt gebruik gemaakt van geëxtrudeerd staalvezelbeton, gecombineerd met een stalen buitenvlies.

Het doel van dit afstudeerwerk is het maken van een ontwerp van een tunneldoorsnede, gemaakt met geëxtrudeerd staalvezelbeton in Nederlandse bodems. Er is nog weinig bekend van dit onderwerp. In deel I van dit onderzoek staat daarom het verslag van een uitgebreid literatuuronderzoek. In dit rapport (deel II, eindverslag) wordt verslag gedaan van onderzoek naar de krachtswerking en vervorming in een monoliete tunnelring van staalvezelbeton.

In hoofdstuk 2 wordt het probleem van de toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton in de tunnelbouw nader uiteengezet. Hoofdstuk 3 beschrijft de constructieve eigenschappen van (staalvezel)beton. Hoe een dwarsdoorsnede van de tunnelmantel doorgerekend moet worden staat in hoofdstuk 4. Vervolgens wordt in hoofdstuk 5 met behulp van opgestelde N,M- κ diagrammen een vergelijking gemaakt tussen de constructieve eigenschappen van ongewapend en staalvezelbeton. Hoofdstuk 6 beschrijft berekeningen van de tunnelmantel, waarbij lange-duur en fysisch niet-lineair gedrag meegenomen worden. Vervolgens gaat hoofdstuk 7 in op de waterdichtheid van de tunnelmantel. Tot slot staan in hoofdstuk 8 de conclusies en aanbevelingen.

* ITM = Industriële Tunnelbouw Methode (zie hoofdstuk 3)

2. Toepassing van geëxtrudeerd (staalvezel)beton in de Nederlandse tunnelbouw

2.1 Probleem-, doel-, en kaderomschrijving

Bij het bouwen van een geboorde tunnel volgens een extrusieproces (zie literatuurstudie) kan men staalvezels toevoegen aan het betonmengsel. Staalvezelbeton heeft een aantal verbeterende eigenschappen ten opzichte van ongewapend beton, maar het is moeilijk om de eigenschappen te meten en er is weinig kennis over hoe er mee gerekend moet worden. Het is de vraag in hoeverre de toevoeging van staalvezels voordelen oplevert. De huidige rekenregels sluiten voordelen uit.

Probleemstelling

Hoe moet een tunnelontwerp met staalvezelbeton gemaakt worden? Wat zijn de voor- en nadelen van het toevoegen van staalvezels? Kan een tunnel gemaakt worden zonder wapening?

Doelomschrijving

1. Inzicht krijgen in de (constructieve) eigenschappen van staalvezelbeton
2. Het opstellen van een ontwerpwijze voor staalvezelbeton in de tunnelbouw
3. Onderzoeken van de voor- en nadelen van vezeltoevoeging in dwarsprofiel van een monoliete tunnelbuis.
4. Voorspellen van het vervormingsgedrag van de tunnelmantel met verschillende betonsterkten en de optredende momenten en normaalkrachten in de mantel door grondbelastingen in een dwarsdoorsnede.
5. Vergelijken resultaten met haalbaarheidsstudie ITM-project

Beperkingen

* Randvoorwaarden

- Binnendiameter van de tunnel is 7.8 m.
- De tunnelmantel bestaat uit een monoliete ringvormige buis van beton met daaromheen eventueel een dun waterdicht stalen vlies. Deze randvoorwaarden zijn overgenomen van het ITM-project.

* Uitgangspunten

- Geen invloed van een tweede tunnelbuis (parallelbuis) op de vervorming van de tunnelbuis. Gerekend wordt met grondparameters die niet beïnvloed zijn door het boren van een tweede tunnelbuis.
- Liggerwerking wordt buiten beschouwing gelaten.

- De grondeigenschappen zijn homogeen direct rondom de tunnelbuis.
- Capaciteitsbepaling vindt plaats voor een aantal mantelconfiguraties, waarbij zowel de betonsterkte als het vezelgehalte zal variëren.
- De constructieve eigenschappen van staalvezelbeton worden overgenomen uit de literatuur en de invloed van deze eigenschappen op het ontwerp wordt getoetst door deze eigenschappen te variëren in de berekeningen.
- Het bodemprofiel van Utrecht wordt als uitgangspunt voor het ontwerp genomen, omdat men in het kader van het ITM-project ook hiermee heeft gewerkt.

- De uitgangspunten van de te gebruiken analytische rekenmethoden worden in hoofdstuk 4 uitgewerkt.
- Bij de aanwezigheid van een stalen vlies wordt de tunnelmantel als waterdicht beschouwd. Ook de mogelijkheid van een tunnel zonder vlies wordt besproken.
- De tunnelmantel is homogeen en met mogelijke fouten in het productieproces wordt geen rekening gehouden.
- De betoneigenschappen worden niet beïnvloed door het extrusieproces (verpompen over grote afstanden is in de praktijk geen probleem. Dit geldt ook voor hoge sterkte beton [bron MEBIN]).
- De vezels zijn homogeen verdeeld over de ringdoorsnede en de oriëntatie van de vezels is in alle richtingen.
- De tunnel ligt diep. Rekenwerk -28.5 m beneden maaiveld [36]
- Dynamische (verkeers-)belastingen worden verwaarloosd.

* Functionele eisen

- Waterdichtheid onder alle redelijke omstandigheden (bij normaal gebruik, geen calamiteiten). De tunnel zal onder alle redelijke omstandigheden geen lekwater doorlaten.
- Vervormingen van de tunnelmantel moeten beperkt blijven i.v.m. functionaliteit van de buis.

2.2 Toepassing van ECL methode

Voor het maken van geboorde tunnels met een grote diameter zijn grofweg twee verschillende technieken te onderscheiden: de segmenten methode en de ECL methode (zie literatuurverslag). Het grootste verschil tussen de segmenten methode en de ECL (extruded concrete lining) is het proces van het aanbrengen van de tunnelmantel. Bij de segmenten methode wordt een stukje geboord en daarna worden -boven de grond- geprefabriceerde segmenten als mantel aangebracht. Vervolgens begint het boren weer enz.. Bij de ECL methode vinden deze processen tegelijk plaats. Terwijl het boren doorgaat wordt het vloeibare beton via leidingen tussen de grond en een binnenbekisting aangebracht.

Het continu-proces van deze tunnelbouwwijze is een groot voordeel, maar heeft ook nadelen. Een van de nadelen is dat er in het boorschild geen ruimte en tijd is om wapening in de tunnelmantel aan te brengen. Voor het ITM project heeft men bedacht dat het beste alternatief is om de tunnelmantel te versterken met staalvezels [37]. De vezels kunnen als toeslagmateriaal in het beton gevoegd worden. Met enige beperkingen is dat mengsel gewoon te verpompen.

2.3 Knelpunten van werken met staalvezelbeton

Bij het gebruiken van staalvezelbeton heeft men te maken met een aantal problemen. Ten eerste is het moeilijk de prestaties van dit materiaal te meten. Daarnaast is er een gebrek aan rekenregels, waardoor het moeilijk is om een koppeling te maken tussen vezelgehalte, het vezeltype en de prestatie van het materiaal voor het maken van een ontwerp. Tenslotte is er vrijwel geen ervaring met hoge vezelpercentages, die vereist zijn voor tunnelbouwtoepassingen.

2.4 Werkwijze

Om een goede uitspraak te kunnen doen over de voor- en nadelen van het toepassen van staalvezelbeton in een geëxtrudeerde tunnel moeten de eigenschappen van het staalvezelbeton vergeleken worden met die van ongewapend beton.

Het gunstige na-scheurgedrag van staalvezelbeton is het belangrijkste voordeel van de toepassing in een tunnel. De invloed van deze eigenschap op het vervormingsgedrag van een tunnelbuis komt tot uiting als er gerekend wordt met plastische vervorming van het beton. Bij ongewapend beton gaat men altijd uit van lineair-elastisch gedrag van het materiaal. Daarom zullen voor staalvezelbeton theorieën voor gewapend beton gebruikt moeten worden.

Door het toepassen van diverse invoerwaarden voor de constructieve eigenschappen van het beton in de berekeningen kan de invloed hiervan op het ontwerp getoetst worden.

3. Constructieve eigenschappen (staalvezel)beton

Om nu de invloed van het toevoegen van staalvezels te bestuderen moeten de rekenmethoden voor cirkelvormige constructies en de constructieve eigenschappen van staalvezelbeton op elkaar afgestemd worden. In de rekenmodellen (zie hoofdstuk 4) is de elasticiteitsmodulus de enige materiaaleigenschap van het beton dat meegenomen wordt. De elasticiteitsmodulus van staalvezelbeton en ongewapend beton zijn gelijk, dus zonder aanpassing van de betreffende rekenmodellen zullen de resultaten gelijk zijn.

Naast voordelen van staalvezels bij brand en mogelijk bij krimp zorgen de vezels vooral voor een gunstig na-scheur gedrag. Deze eigenschap is voordelig in het geval dat het beton op (buig)trek gaat scheuren. Bij ongewapend beton kunnen geen trekkrachten opgenomen worden. Het gunstige na-scheur gedrag krijgt men ook als conventionele wapening wordt toegevoegd.

In dit hoofdstuk wordt in paragraaf 1 kort stil gestaan bij de aanwezige literatuur. In paragraaf 2 wordt verslag gedaan van een marktonderzoek naar de aanwezige voorschriften en ervaring bij de staalvezel(beton)-leveranciers in Nederland en België. Vervolgens wordt in paragraaf 3 de bepaling van de spanning-rek relatie beschreven. Tenslotte staat in paragraaf 4 de ontwerp-aanpak van staalvezelbeton.

3.1 Literatuur

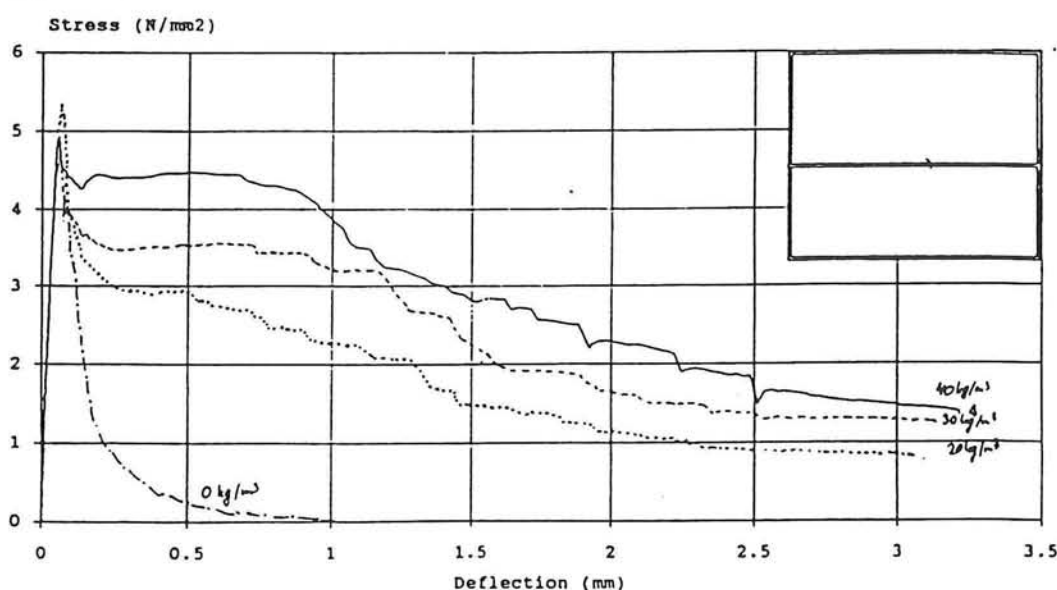
In de literatuur is veel terug te vinden over staalvezelbeton. Het merendeel van de publicaties is echter gebaseerd op empirische benaderingen van de materiaaleigenschappen. Duidelijke richtlijnen/voorschriften zijn schaars. In Nederland beperkt de ervaring met staalvezels zich tot enkele toepassingen in betonnen buizen en sinds 10 à 15 jaar in industrievloeren. Voor deze laatste toepassing worden 2 CUR-aanbevelingen gebruikt [40][41]. Ook deze aanbevelingen zijn beperkt in bruikbaarheid. Duidelijke uitspraken over toepasbaarheid, veiligheid en rekenregels ontbreken.

In het buitenland bestaan ook zulke voorschriften. In België is er een aanbeveling specifiek voor vezels van de firma Bekaert [52] en in Duitsland heeft de DBV* 2 aanbevelingen [47][48] speciaal voor de tunnelbouw gemaakt. Hierin staan duidelijke richtlijnen voor het (constructief) toepassen van staalvezelbeton in de tunnelbouw.

*DBV= Deutscher Beton-Verein

3.2 Marktonderzoek

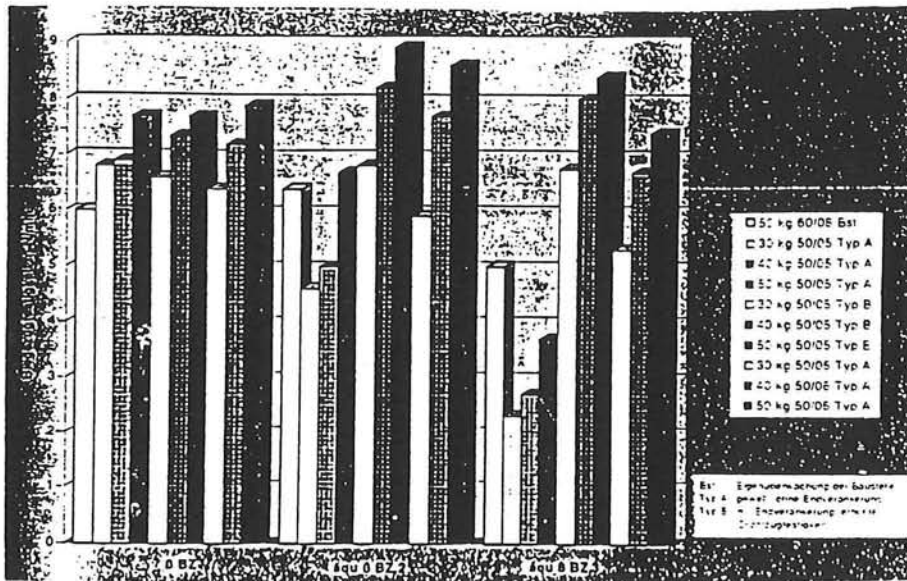
Om een goed beeld te krijgen van de (constructieve) toepassingsmogelijkheden en de verschillende eigenschappen van de vezeltypen in Nederland, is een kort onderzoek gedaan naar de staalvezel(beton) markt in Nederland en België. Hiervoor is een lijst opgesteld van de beschikbare vezels en hun leveranciers (bijlage IV in de literatuurstudie). Voor het onderzoek zijn proefresultaten verzameld, die volgens CUR-aanbeveling 35 gedaan zijn (merendeel uitgevoerd door TNO-bouw), zie ook figuur 3.1. Verder is het onderwerp (Constructieve eigenschappen staalvezelbeton) besproken met leveranciers en met de personen die de CUR aanbeveling hebben opgesteld.



Figuur 3.1: Resultaten buigproef van beton met verschillende hoeveelheden gehaakte vezels van FSI

Na het onderzoek kan geconcludeerd worden dat de verschillende vezeltypen niet met elkaar te vergelijken zijn. CUR-aanbeveling 35 schrijft voor dat de proeven gedaan moeten worden met B25 beton zonder hulpstoffen. Voor het gebruik van staalvezels moet superplastificeerder worden toegevoegd en daardoor zijn deze mengsels niet gebruikelijk in de praktijk. Bovendien heeft men zich vaak niet gehouden aan deze voorschriften en zijn allerlei andere mengsels gebruikt. Ieder vezeltype heeft een specifieke betonsamenstelling waarin de (constructieve) eigenschappen het beste tot zijn recht komen. De beproefde vezelpercentages zijn ook veel te laag voor toepassingen in de tunnelbouw (vb. 25 kg/m³ in plaats van 50 tot 90 kg/m³). Er is bij de betrokken partijen grote behoefte aan verdere uitbreiding van de kennis en regelgeving van ontwerpen en werken met staalvezelbeton. Er is nl. wel veel ervaring met het werken met staalvezelbeton, maar de constructieve kennis ontbreekt.

Om voor dit afstudeeronderzoek toch te werken met geschikte en vergelijkbare proefresultaten zal m.b.v. metingen die gepubliceerd zijn in de (Duitse) literatuur (zie figuur 3.2) gewerkt worden. Verder zal een aantal aannamen gedaan moeten worden.



Figuur 3.2: Buigtreksterkte bepaald m.b.v. buigproef staalvezelbeton met verschillende vezeltypen en hoeveelheden [6]

Bij deze proefresultaten dient wel vermeldt te worden dat in Duitsland (en ook in België) gebroken toeslagmateriaal wordt gebruikt, wat de treksterkte ten goede komt.

3.3 Materiaaleigenschappen

De materiaaleigenschappen van beton zijn vastgelegd in NEN 6720 blz 44 en 45 [53].

Druksterkte

De representatieve waarde van de druksterkte komt overeen met de karakteristieke waarde van de eenassige langeduur-druksterkte. De eenassige druksterkte is lager dan de kubusdruksterkte. Dit wordt in rekening gebracht door de kubusdruksterkte met 0.85 te vermenigvuldigen.

De langeduur-sterkte wordt bepaald door de korteduur-sterkte ook met een factor 0.85 te vermenigvuldigen. Het produkt van beide factoren resulteert in een factor 0.72.

Met een materiaalfactor worden onzekerheden verdisconteerd met betrekking tot de spreiding in de materiaaleigenschappen en verschillen tussen de eigenschappen van de proefkubussen en de eigenschappen in het werk. Vanwege de grote zekerheid wordt hiervoor een factor 1.2 genomen.

De rekenwaarde van de druksterkte f'_b moet worden bepaald uit:

$$f'_b = \frac{f'_{brep}}{\gamma_m} \quad (1)$$

waarin:

| | |
|-------------|--|
| f'_b | rekenwaarde druksterkte |
| f'_{brep} | $= 0.72 f'_{ck}$; |
| f'_{ck} | is de karakteristieke kubusdruksterkte |
| γ_m | $= 1.2$ |

Voor beton met vezels worden dezelfde waarden voor de druksterkte genomen.

Treksterkte

De representatieve waarde van de treksterkte wordt meestal afgeleid uit de korteduur-kubusdruksterkte met behulp van een experimenteel bepaalde relatie. Voor de buigtreksterkte wordt vaak een hogere waarde genomen omdat de spanningsverdeling niet-lineair over de hoogte is. Hiervoor wordt een verhogingsfactor (1.6-h) gebruikt.

Bij beton zonder vezels is er een grotere spreiding in de treksterkte dan in de druksterkte. Daarom wordt er een hogere materiaalfactor voorgeschreven [53].

De rekenwaarde van de treksterkte f_b wordt bepaald door:

$$f_b = \frac{f_{brep}}{\gamma_m} \quad (2)$$

f_b = rekenwaarde van de treksterkte
 f_{brep} = representatieve treksterkte (langeduur)
 γ_m = 1.4

Deze waarden worden bepaald door:

$$f_{brep} = 0.7 (1.05 + 0.05 f'_{ck})$$

De gemiddelde treksterkte f_{bm} moet worden bepaald uit:

$$f_{bm} = 1.4 f_{brep}$$

De gemiddelde buigtreksterkte f_{br} moet worden bepaald uit:

$$f_{br} = (1.6 - h) f_{bm} \leq f_{bm}$$

hierin is h de getalwaarde van de hoogte in m.

Beton met vezels vertoont in tegenstelling tot beton zonder vezels een duidelijke treksterkte nadat scheurvorming is opgetreden (na-scheur sterkte). Staalvezelbeton biedt waarschijnlijk meer zekerheid voor de sterkte en in dat geval kan er voor een lagere materiaalfactor gekozen worden. Gedacht kan worden aan een verlaging van de materiaalfactor tot $\gamma_m = 1.2$, net als voor de druksterkte.

Volgens de CUR aanbeveling 35 [40] en het DBV-Merkblatt [47] wordt de buigtreksterkte bepaald volgens voorgeschreven proefopstellingen en formules. Daarom moet de treksterkte bepaald worden uit de buigtreksterkte. Dit kan gedaan worden door terug te rekenen op de manier zoals de gemiddelde buigtreksterkte bepaald wordt in de TGB [53].

Voorgesteld wordt de rekenwaarde van de treksterkte f_{bf} te bepalen met de volgende formules (3 t/m 5):

$$f_{bf} = \frac{f_{brf}}{1.4 \gamma_m (1.6 - h)} \quad (3)$$

Hierin is:

f_{brf} = de gemiddelde buigtreksterkte staalvezelbeton
 f_{bf} = treksterkte staalvezelbeton

Kiest men voor de materiaalfactor behoudend ($\gamma_m = 1.4$), dan wordt de formule:

$$f_{bf} = 0.5 \frac{f_{brf}}{(1.6-h)} \quad (4)$$

Of kiest men $\gamma_m = 1.2$ net als voor de druksterkte dan geldt:

$$f_{bf} = 0.6 \frac{f_{brf}}{(1.6-h)} \quad (5)$$

De Duitse voorschriften zijn conservatiever.

Tenslotte dient nog opgemerkt te worden dat voor jong beton andere waarden kunnen gelden.

Hogere vezelpercentages

Bij een toename van het vezelpercentage neemt ook de (buig)treksterkte toe. Zoals in figuur 3.1 en 3.2 te zien is neemt de treksterkte niet evenredig toe met het vezelpercentage. Om een schatting te maken van de (buig)treksterkte van vezelgehaltenes van meer dan 50 kg/m^3 moet hiermee rekening gehouden worden. Hoger dan 90 kg/m^3 geeft problemen met de verwerkbaarheid [34] en wordt hier niet bestudeerd.

Hoge sterkte beton met staalvezels

Voor hoge sterkte beton worden sinds kort speciale vezels ontwikkeld. Deze vezels hebben een grotere treksterkte. Het is echter de vraag of deze toename ook evenredig terug te vinden is in de (buig)treksterkte van het beton, omdat het bezwijkmechanisme niet wordt bepaald door de treksterkte van de vezels, maar door inbedding/verankering in de betonmatrix.

Er wordt zowel aan de Universiteit van Leuven als aan de TU Delft onderzoek gedaan naar de toepassing van hoge sterkte beton met staalvezels.

Elasticiteitsmodulus

De representatieve waarde en de rekenwaarde van de elasticiteitsmodulus E'_b (lineair elastisch) moeten worden bepaald uit:

$$E'_b = (22250 + 250 f'_{ck}), \text{ in N/mm}^2.$$

Voor hoge sterkte beton:

$$E'_b = (35900 + 40 f'_{ck}), \text{ in N/mm}^2.$$

De waarde van E'_b voor beton met vezels wijkt niet of nauwelijks af van ongewapend beton [26].

Spanning-rekdiagram

Als σ - ϵ -diagram voor beton moet het diagram van figuur 4 van NEN 6720:1991 worden aangehouden. De treksterkte wordt verwaarloosd (zie figuur 3.3).

Voor beton met staalvezels speelt de treksterkte wel een belangrijke rol. Met name de overgebleven (buig)treksterkte na het scheuren van de doorsnede (softening). Het verloop van en de hoogte van de (buig)treksterkte hangen sterk af van het vezeltype, de hoeveelheid vezels en

ook het gebruikte betonmengsel. In hoofdstuk 5 wordt de invloed hiervan op het ontwerp bestudeerd en wordt een keuze gemaakt voor het verloop en de hoogte van de trekspanning.

Kruipcoëfficiënt

De maximaal aan te houden rekenwaarde van de kruipcoëfficiënt ϕ_{\max} voor beton zonder vezels, afhankelijk van f'_{ck} en van de relatieve vochtigheid staat in de onderstaande tabellen.

| f'_{ck} N/mm ² | RV < 60 % (in droge lucht) | 60 % ≤ RV < 85 % (in buitenlucht) | 85 % ≤ RV < 100 % (zeer vochtig) | RV = 100 % (in water) |
|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 15 | 4,2 | 3,1 | 2,3 | 1,7 |
| 25 | 3,6 | 2,7 | 2,0 | 1,4 |
| 35 | 3,2 | 2,4 | 1,8 | 1,2 |
| 45 | 2,8 | 2,1 | 1,5 | 1,1 |
| 55 | 2,4 | 1,8 | 1,3 | 0,9 |
| 65 | 2,2 | 1,6 | 1,2 | 0,8 |

Tabel 3.1: Maximaal aan te houden kruipcoëfficiënt ϕ_{\max} [53]

| f'_{ck} N/mm ² | RV < 60 % (in droge lucht) | 60 % ≤ RV < 85 % (in buitenlucht) | 85 % ≤ RV < 100 % (zeer vochtig) | RV = 100 % (in water) |
|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 65 | 2,2 | 1,6 | 1,2 | 0,8 |
| ≥ 75 | 1,9 | 1,4 | 1,0 | 0,7 |

Tabel 3.2: Maximaal aan te houden kruipcoëfficiënt ϕ_{\max} voor hoge sterkte beton [59]

Beton met vezels Zoals al in het verslag van de literatuurstudie is vermeld, zal de toevoeging van vezels geen invloed hebben op het krimpgedrag van beton.

Krimpverkorting

De maximaal aan te houden rekenwaarden voor de specifieke krimpverkorting ϵ'_{\max} voor beton zonder vezels, afhankelijk van f'_{ck} en van de relatieve vochtigheid staan in de onderstaande tabellen.

| f'_{ck} N/mm ² | RV < 60 % (in droge lucht) | 60 % ≤ RV < 85 % (in buitenlucht) | 85 % ≤ RV < 100 % (zeer vochtig) | RV = 100 % (in water) |
|--------------------------------|-------------------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|--------------------------|
| 15 | 0,54 | 0,34 | 0,14 | 0 |
| 25 | 0,47 | 0,29 | 0,12 | 0 |
| 35 | 0,41 | 0,26 | 0,10 | 0 |
| 45 | 0,36 | 0,23 | 0,09 | 0 |
| 55 | 0,31 | 0,20 | 0,08 | 0 |
| 65 | 0,27 | 0,18 | 0,07 | 0 |

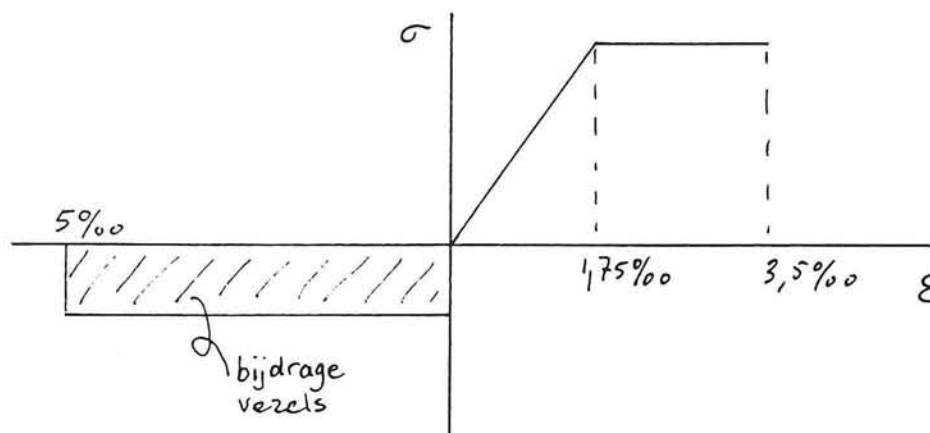
Tabel 3.3: Maximaal aan te houden waarden voor de specifieke krimpverkorting ϵ'_{\max} in % [53]

| f'_{ck} N/mm ² | RV < 60% (in droge lucht) | 60% ≤ RV < 85% (in buitenlucht) | 85% ≤ RV < 100% (zeer vochtig) | RV = 100% (in water) |
|--------------------------------|------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| 65 | 0,27 | 0,18 | 0,07 | 0 |
| ≥ 75 | 0,24 | 0,15 | 0,06 | 0 |

Tabel 3.4: Maximaal aan te houden waarden voor de specifieke krimpverkorting van hoge sterkte beton ϵ'_{max} in ‰ [59]

Vezels in het beton kunnen enige beperking van de krimpverkorting veroorzaken. Dit is vooral voor hoge sterkte beton van belang. Veel groter is het effect van de vezels op de scheurwijdte. Het beton zal een veel fijner scheurpatroon vertonen.

Opm: Tabel 3.4 betreft uitdrogingskrimp, dit treedt langzaam op. Bij hoge sterkte beton treedt ook autogene krimp op; deze krimp is niet vermeld in de CUR-aanbeveling [59].



Figuur 3.3: Voorbeeld van een spanning-rek diagram van beton (B35). Het gearceerde deel is de bijdrage van de staalvezels. De treksterkte van ongewapend beton wordt verwaarloosd.

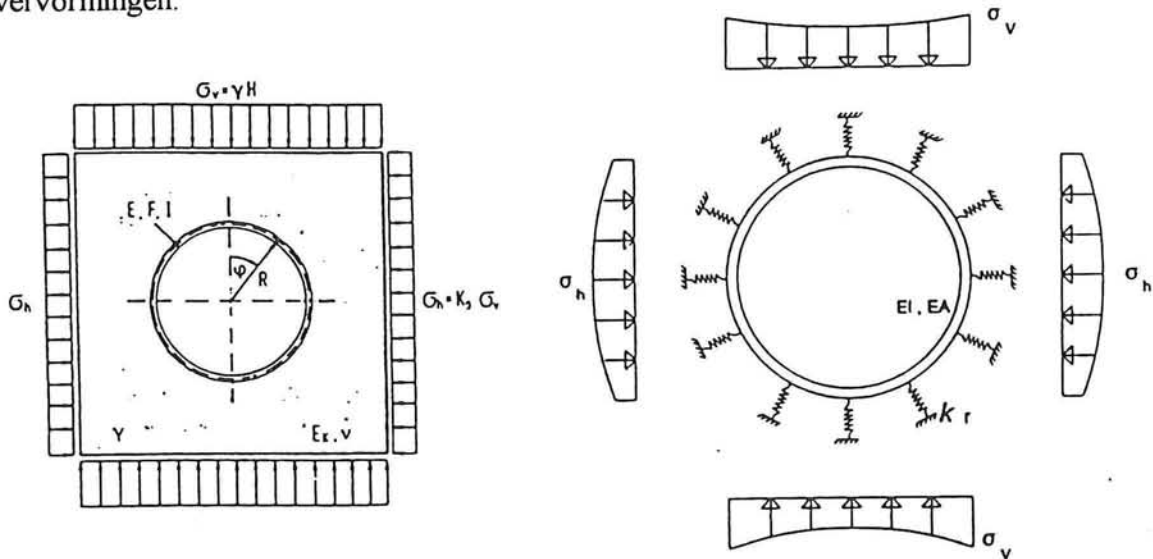
3.4 Aanpak

Omdat het moeilijk blijkt te zijn om vantevoren de constructieve eigenschappen van staalvezelbeton te beschrijven lijkt verstandiger in het ontwerpproces de constructieve eigenschappen anders te benaderen. Gedacht kan worden aan een omgekeerd ontwerp. Hiervoor wordt pas na het maken van een ontwerp bepaald welke eisen gesteld worden aan de constructieve eigenschappen van het beton (bijvoorbeeld de vereiste treksterkte bij een bepaalde rek). De leverancier moet dan zelf aantonen of en hoe het te leveren is (dus met welk vezeltype, percentage en betonmengsel).

Uit onafhankelijk onderzoek in de literatuur, bijvoorbeeld in [6] (zie figuur 3.2), blijkt dat de treksterkte en taaigheid van de verschillende vezeltypen nogal uiteenlopen. Als er proeven gedaan worden, is het altijd raadzaam om verschillende vezeltypen te testen.

4. Tunnelmantel berekening

Voor de berekening van circelvormige constructies zijn veel modellen ontwikkeld. Bouma [33] heeft de gronddrukken met een Fourrierreeks ontwikkeld. Deze rekenmethode houdt geen rekening met de interactie tussen grond en tunnelmantel, maar is wel eenvoudig toepasbaar. Bouma is daarom geschikt om te vergelijken met de eerder beschreven rekenmodellen (zie figuur 4.1) om een goed beeld te krijgen van het effect van ovaliseren op de belastingen en vervormingen.



Figuur 4.1: Continuüm-model (links) en veren-model (rechts) [24]

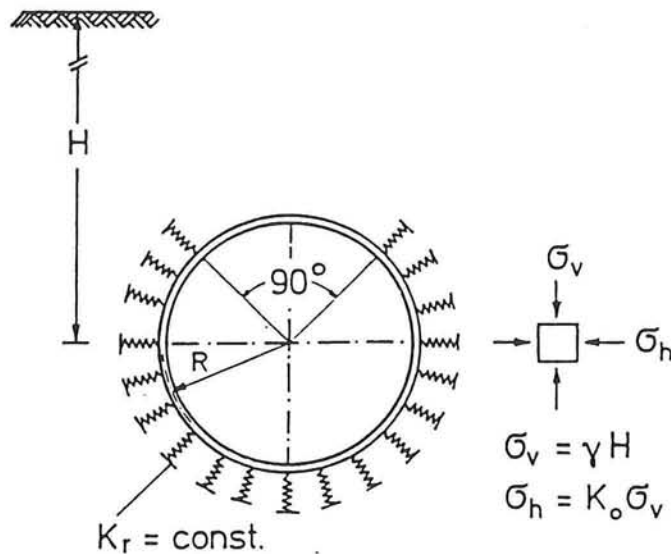
Bovenstaande modellen zijn reeds besproken in de literatuurstudie. In dit hoofdstuk worden de rekenmodellen toegepast en met elkaar vergeleken. Het is moeilijk te zeggen welke methode het beste is. Reeds in 1926 verscheen het eerste rekenmodel en met het werk van Ahrens (veren-model) lijkt een voorlopig einde te komen aan een lange reeks modellen en aanpassingen [49].

Bij de geotechnici gaat de voorkeur uit naar het continuüm-model. Constructeurs zijn geneigd het balkenmodel te kiezen. Duddeck [50] heeft alle modellen vergeleken en geprobeerd internationaal een eenheid te scheppen in het gebruik van de rekenmodellen. Na het vergelijken van rekenresultaten met praktijkmetingen concludeerde hij dat niet zinvol is de rekenmodellen verder te verfijnen. De berekende spanningen zijn wel altijd hoger dan de waarden die men vindt in de praktijk, maar de afwijkingen zijn groot. Een belangrijk deel van de aanwezige spanningen ontstaan tijdens de bouw. Het is belangrijker deze waarden in de praktijk te reduceren [54], dan de berekeningen nauwkeuriger te maken.

Duddeck en Erdmann [49] stellen voor om de volgende modellen te gebruiken:

- Voor ondiepe tunnels ($H \leq 6R$) het balken- of ook wel veren-model zonder reductie van grondbelastingen aan de bovenkant (zie figuur 4.2) of een aangepast continuüm-model ($R = \text{straal tunnel}$).
- Voor redelijk diepe tunnels ($4R \leq H \leq 10R$) het continuüm-model (met volledige primaire spanningen).

- Voor diepe tunnels ($H \geq 6R$) een continuüm-model, maar met enige reductie van de primaire spanningen.



Figuur 4.2: Veren-model zonder reductie van gronddrukken aan de bovenkant ($H \leq 6R$)

In dit afstudeerwerk wordt gerekend met het continuüm-model, omdat dat het gedrag van de grond het beste benadert en bovendien het eenvoudigst te gebruiken is. Daarbij is het uitgangspunt dat de tunnel 28.5 m onder het maaiveld ligt, en daarmee behoort de tunnel tot de categorie 'redelijk diepe tunnel'. Wel wordt eerst nog gekeken of de invoerparameters van het ITM project (Nederlandse bodemomstandigheden) dezelfde waarden opleveren als Duddeck [50] heeft gevonden voor de veren- en continuüm-modellen. Tevens worden deze modellen gebruikt om te kijken naar de invloed van de materiaaleigenschappen van de tunnelmantel en de orde grootte van de belastingen en vervormingen.

In dit hoofdstuk worden de rekenmodellen verder toegelicht en toegepast. In paragraaf 1 worden de uitgangspunten en randvoorwaarden besproken. Vervolgens zullen in paragraaf 2 een aantal modellen gebruikt worden voor de berekening van momenten en normaalkrachten in de tunnelmantel. In paragraaf 3 worden deze resultaten vergeleken met de literatuur. De gevoeligheid van een aantal invoervariabelen wordt bestudeerd in paragraaf 4. Daarna zal in paragraaf 5 ingegaan worden op tweede orde effecten die kunnen optreden bij de vervorming van de tunnelmantel. Tenslotte staat in paragraaf 6 de conclusie en een beschrijving van de aanpak voor de rest van deze studie.

4.1 Uitgangspunten randvoorwaarden

Algemeen

Voor alle berekeningen in dit hoofdstuk gelden dezelfde afmetingen en bodemomstandigheden als voor het ITM-project zijn gebruikt

- | | |
|---|--|
| - Inwendige straal | $R = 3.9 \text{ m}$ |
| - Dwarscontractie grond | $\nu_{\text{grond}} = 0.3$ |
| - Verhouding verticale en horizontale gronddruk | $K_0 = 0.71$ |
| - E-modulus grond | $E_g = 125 \text{ Mpa}$ |
| - Verticale gronddruk (as van de buis) | $\sigma_{v,m} = 564 \text{ kN/m}^2$ (28.5m beneden maaiveld, bodemprofiel Utrecht) |

- Nadrukkelijk dient vermeld te worden dat K_0 (zie ook fig. 4.1 en 4.2) de verhouding tussen de totale verticale en de horizontale grondspanning aangeeft. K_0 is dus niet gelijk aan λ_n ! De factor λ_n is nl. de verhouding tussen de totale verticale en de horizontale korrelspanning. De druk die loodrecht op en evenwijdig aan een vlak werkt, wordt bepaald volgens de cirkel van Mohr [36]. Voor de korreldruk loodrecht op de ronde buis σ_z' betekent dit:

$$\sigma_z' = \frac{1}{2}(1 + \lambda_n)\sigma_{v,z}' + \frac{1}{2}(1 - \lambda_n)\sigma_{v,z}'\cos(2\varphi)$$

Hierin is $\sigma_{v,z}'$ de verticale korrelspanning op diepte z en φ is de hoek van het normaal vlak met de horizontaal. Dit betekent dat $\varphi = 0$ overeenkomt met de onderkant van de buis en $\varphi = \pi$ met de bovenkant. De totale gronddruk loodrecht op de tunnelbuis wordt hiermee:

$$\sigma_z = \sigma_z' + w$$

Hierin is w de waterdruk op diepte z .

De spanningen die langs het vlak werken zijn:

$$\tau = \frac{1}{2}(1 - \lambda_n)\sigma_{v,z}'\sin(2\varphi)$$

In tabel 5 in bijlage I van de literatuurstudie staan de totale (korrel plus water) gronddrukken voor drie verschillende bodemprofielen. Hieruit wordt ook K_0 bepaald met:

$$K_0 = \frac{\sigma_{h,m}}{\sigma_{v,m}}$$

De E-modulus van het mantelmateriaal is in eerste instantie afhankelijk van de betonsterkte. Om de uitersten te bestuderen wordt gekeken naar B35 en B95 beton. Ook de overgang tussen hoge-sterkte-beton en gewoon beton B65 wordt berekend.

De invloed van staalvezels is onder normale omstandigheden (beton is ongescheurd en gedraagt zich lineair-elastisch) te verwaarlozen. De volgende waarden zijn voor zowel beton met als zonder vezels aangehouden:

- E-modulus B35-beton: $E_m = 31.000 \text{ N/mm}^2$
- E-modulus B65-beton: $E_m = 38.500 \text{ N/mm}^2$
- E-modulus B95-beton: $E_m = 39.700 \text{ N/mm}^2$

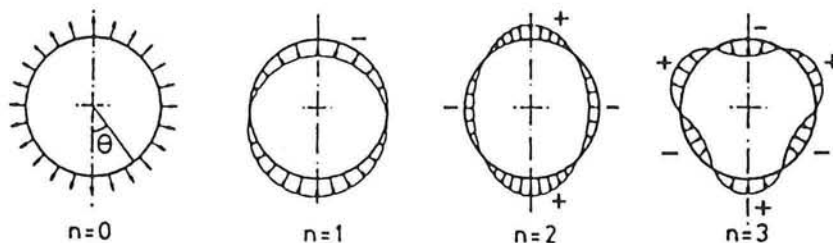
De invloed van lange-duur effecten en tweede-orde effecten wordt later besproken.

Bouma [33], [55]:

Voor deze rekenmethode gelden een aantal randvoorwaarden en uitgangspunten:

- De berekeningen zijn 1e orde lineair. Dat betekent dat de vervormingen van de tunnelwand geen veranderingen in de belastingen veroorzaken en dat de materiaaleigenschappen van de mantel elastisch zijn.
- Verticale krachten zijn in evenwicht, het eigengewicht van de tunnel is gelijk aan het gewicht van de ontgraven grond, dus geen opdrijven en opbreken.
- De gronddrukken zijn volledig symmetrisch.
- Door het periodieke karakter van de gronddruk wordt deze in een Fourierreeks ontwikkeld (zie figuur 4.3).

Continuüm-modellen [50]:



Figuur 4.3: Harmonische belastingen $q(\theta) = q_n \cos n\theta$ voor $n = 0, 1, 2$ en 3 [33].

Voor deze rekenmethoden gelden een aantal randvoorwaarden en uitgangspunten:

- De ontwerpmodellen negeren alle effecten uit de derde dimensie.
- De doorsnede van de mantel is perfect rond. De stijfheid van de mantel wordt constant over de omtrek van de mantel genomen.
- De actieve gronddrukken worden gelijk genomen aan de primaire waarden van voordat geboord was, omdat het om slappe grond gaat. Verder wordt gesteld dat uiteindelijk de spanningstoestand weer (eventueel) zal terugkeren naar de oorspronkelijke toestand van voor het boren.
- Bouwsituaties en het proces van boren worden bij de modellering genegeerd. De eindsituatie geldt als uitgangspunt voor de berekeningen.

- tie geldt als uitgangspunt voor de berekeningen.
- Tussen de mantel en de grond bestaat een interactie voor de vervormingen en krachtsoverdracht in zowel radiale als tangentiële richting, of alleen radiale richting. In dit laatste geval worden tangentiële krachten genegeerd. Met deze uitgangspunten voldoet het model aan de evenwichtsvoorwaarden en comptabiliteit aan de randen tussen de mantel en de grond.
 - Door de interactie tussen de grond en de mantel zullen vervormingen van de mantel resulteren in spanningsveranderingen in de bodem en een reactiekracht opwekken. Voor de voorgestelde continuüm modellen wordt hieraan voldaan. (Voor het verenmodel zullen daarvoor beddingveren aangebracht moeten worden).
 - Er wordt van uit gegaan dat de omliggende grond zich lineair-elastisch gedraagt.

Wat nadrukkelijk vermeldt dient te worden is het feit dat de aanname van symmetrische grondbelastingen in de praktijk niet altijd geldig is. Bijvoorbeeld als er een tweede tunnelbuis aangelegd wordt naast de eerste. Plekkenpol [70] heeft dit m.b.v. het EEM-programma PLAXIS berekend. De momenten kunnen tot een factor 3 toenemen! Zie ook onderstaande figuur [70].

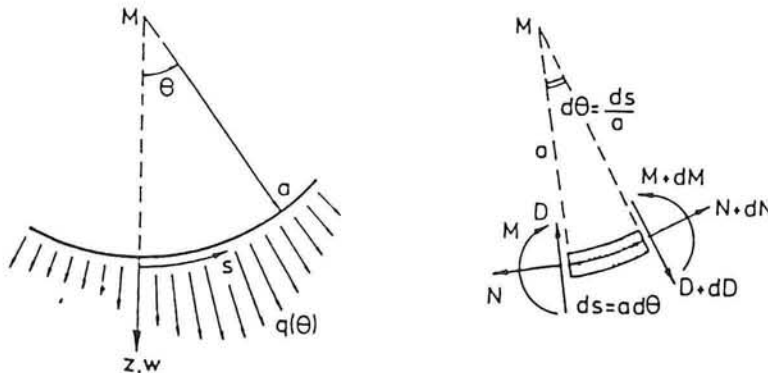
| Vergrotingsfactoren voor de snedekrachten in de cirkelvormige tunnel ($E_{s,100\%} = 3,0 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$) in een homogene zandlaag, afhankelijk van de afstand tussen de tunnelbuizen | | | | | | |
|---|-------|---------|----------|---------|----------|-----------|
| | | 1,0 * D | 0,75 * D | 0,5 * D | 0,25 * D | |
| Vergr.factor voor Normalkracht: | Knoop | | | | | φ |
| n_r | 357 | 1,09 | 1,11 | 1,12 | 1,09 | 0° |
| $n_{L,tunnel}$ | 390 | 1,08 | 1,10 | 1,12 | 1,17 | 90° |
| $n_{L,tunnel}$ | 314 | 1,19 | 1,25 | 1,31 | 1,32 | 270° |
| n_s | 347 | 1,09 | 1,09 | 1,08 | 1,08 | 180° |
| n_{max} | - | 1,21 | 1,27 | 1,33 | 1,26 | - |
| Vegr.factor voor Moment: | Knoop | | | | | φ |
| m_r | 357 | - | - | - | - | 0° |
| $m_{L,tunnel}$ | 390 | 1,23 | 1,33 | 1,65 | 2,01 | 90° |
| $m_{L,tunnel}$ | 314 | 1,11 | 1,39 | 2,17 | 3,12 | 270° |
| m_s | 347 | - | - | - | - | 180° |
| m_{max} | - | 1,20 | 1,39 | 2,17 | 3,12 | - |

4.2 Berekening Utrechts bodemprofiel

Berekeningen volgens Bouma

Zoals in de inleiding al besproken is wordt bij de methode van Bouma geen rekening gehouden met de interactie tussen de tunnelmantel en de grond. Om de invloed van deze interactie te bestuderen worden eerst berekeningen gemaakt met deze methode, om vervolgens met de continuüm-modellen de interactie wel mee te nemen.

Bouma [33] heeft voor de normaalkracht en het moment in cirkelvormige ringen differentiaal-



Figuur 4.4: Periodiek karakter gronddruk

vergelijkingen opgesteld. Deze differentiaalvergelijkingen volgen uit de evenwichtsvergelijkingen in tangentiële en radiale richting van een ringvormig segment (zie ook figuur 4.4).

Na het oplossen van de vergelijkingen, het invullen van de belastingen (Fourrierreeks) en de integratieconstanten blijven de volgende bruikbare vergelijkingen over [55]:

De normaalkrachten:

$$(1) \quad N(\theta) = -\frac{1}{2}\sigma_{v,m}(1+K_0)R + \frac{1}{2}\sigma_{v,m}(1-K_0)R\cos(2\theta)$$

De momenten:

$$(2) \quad M(\theta) = -\frac{1}{4}\sigma_{v,m}(1-K_0)R^2\cos(2\theta)$$

De radiale verplaatsing:

$$(3) \quad u(\theta) = -\frac{\sigma_{v,m}(1-K_0)}{12E_m I}R^4\cos(2\theta) - \frac{\frac{1}{2}\sigma_{v,m}(1+K_0)R^2}{E_m A}$$

In (3) is het linker deel de periodieke verplaatsing en het rechter deel de verplaatsing t.g.v. de verkorting van de ring constant over de omtrek.

Met deze formules zijn voor de verschillende betonsterkten en manteldikten de normaalkrachten, momenten en vervormingen berekend (zie onderstaande tabel).

| | d = 0.6 | | | | d = 0.3 | | | |
|-----|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | M _{max} [kNm] | N _{min} [kN] | N _{max} [kN] | U _{max} [mm] | M _{max} [kNm] | N _{min} [kN] | N _{max} [kN] | U _{max} [mm] |
| B35 | 721 | 1681 | 2369 | 8.1 | 671 | 1622 | 2284 | 53.4 |
| B65 | 721 | 1681 | 2369 | 6.7 | 671 | 1622 | 2284 | 43.0 |
| B95 | 721 | 1681 | 2369 | 6.3 | 671 | 1622 | 2284 | 41.7 |

Tabel 4.1: Optredende belastingen en vervormingen volgens Bouma

Om een gevoel te krijgen van de orde grootte van de spanningen in de mantel, wordt het volgende voorbeeld gegeven:

$$\sigma = \pm \frac{M}{W} - \frac{N}{A}$$

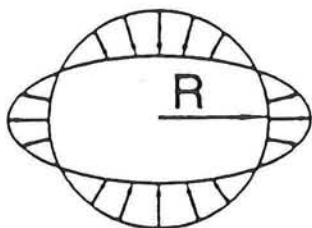
$$\sigma = \pm 12 - 2.8 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{voor } d = 0.6\text{m B35 beton})$$

$$\sigma = \pm 44.7 - 5.4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{voor } d = 0.3\text{m B35 beton})$$

Deze spanningen (bepaald volgens Bouma) zijn erg hoog.

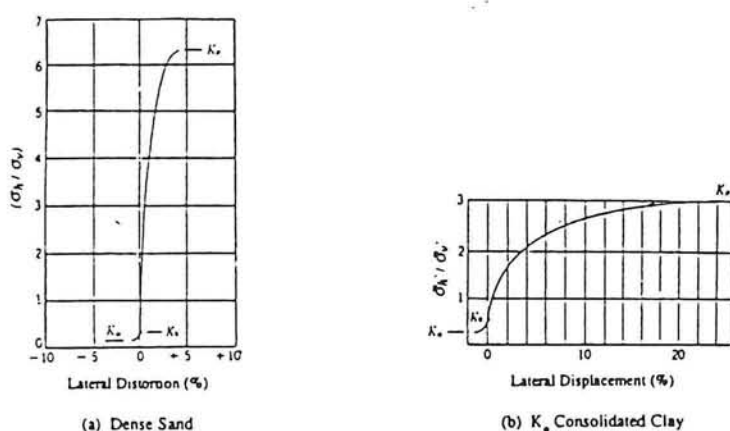
Berekeningen volgens continuüm-model

Methoden waarbij wel rekening is gehouden met de interactie tussen de grond en de tunnelmantel zijn talrijk. In het kader van dit afstuderen is het werk van 2 auteurs gebruikt. Curtis [56] en Duddeck [50] werden beiden ook gebruikt in de studie van FUGRO [36] in het kader van het ITM-project. Doordat de verticale gronddrukken groter zijn dan de horizontale zal de tunnelbuis gaan ovaliseren (zie figuur 4.5)



Figuur 4.5: Ovaliseren tunnelbuis

Door die ovalisering zal de grond boven ontspannen en daardoor tevens aan de onderzijde afnemen. De gronddruk wordt actief (K_0 wordt K_a) en neemt dus af. Aan de zijkanten wordt de grond juist opgespannen. De gronddruk wordt daar passief (K_0 wordt K_p) en neemt toe (zie figuur 4.6).

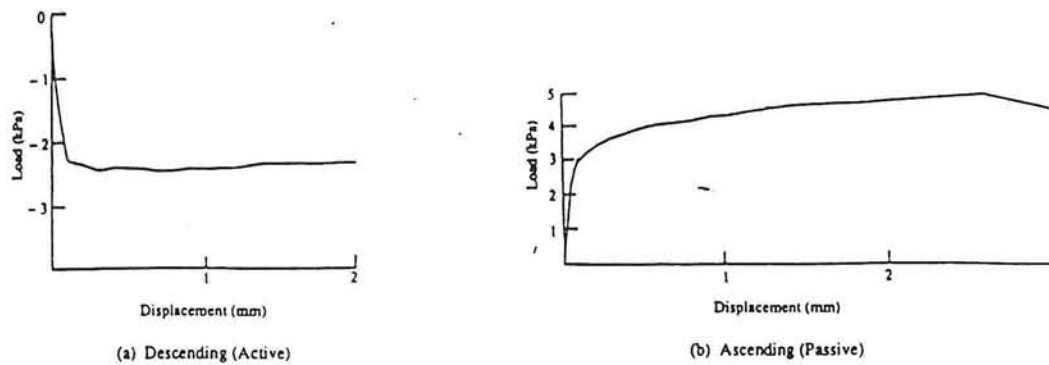


Figuur 4.6: Relatie tussen laterale verplaatsing van de grond en de gronddrukcoëfficiënt (Lambe 1969 [27])

De horizontale gronddrukken (aan de zijkant) worden bij ovaliseren groter doordat de gronddrukcoëfficiënt toeneemt en er geldt:

$$\sigma_h = K \sigma_v$$

De verschillen tussen de gronddrukken rondom de tunnel nemen daarmee af, waardoor de buigende momenten dan ook zullen verminderen.



Figuur 4.7: Belasting-verplaatsing curve gebaseerd op 'trap door test' (Tanaka 1991) [27]

De continuüm-modellen houden rekening met deze spanningsverandering, maar de grond wordt wel als lineair-elastisch beschouwd. In figuur 4.7 is goed te zien dat die benadering maar beperkt geldig is. Bij een bepaalde verplaatsing (o.a. afhankelijk van de grondsoort) wordt de grond plastisch en is er geen verandering meer van de belastingen, terwijl de vervorming door gaat.

In hoeverre de wrijving in tangentiële richting in rekening gebracht moet worden is niet duidelijk. Daarom is hier voor het werk van Duddeck ook nog onderscheid gemaakt tussen een berekening waarbij tangentiële wrijving wordt meegenomen en een berekening waarbij die wrijving wordt verwaarloosd. Voor Curtis geldt volledige wrijving in tangentiële richting.

Duddeck [50] publiceerde de volgende ontwerp-vergelijkingen:

Met tangentiële wrijving:

De normaalkrachten:

$$(4) \quad N_0 (= \text{const}) = \sigma_{v,m} (1 + K_0) R \frac{1}{2 + 1.54 \beta}$$

$$(5) \quad N_2(\theta) = \sigma_{v,m} (1 - K_0) R \frac{1 + 0.064 \alpha}{2 + 0.171 \alpha} \cos(2\theta)$$

Voor de normaalkrachten geldt:

$$N_{\max} = N_0 + N_2(0)$$

$$N_{\min} = N_0 - N_2(0)$$

De coëfficiënten die de interactie tussen de grond en de tunnelmantel bepalen zijn:

$$\alpha = \frac{E_g R^3}{E_m I} \quad \text{en} \quad \beta = \frac{E_g R}{E_m A}$$

Hierin zijn: E_m = E-modulus beton
 E_g = E-modulus grond

De momenten:

$$(6) \quad M(\theta) = \sigma_{v,m} (1 - K_0) R^2 \frac{1}{4 + 0.342 \alpha} \cos(2\theta)$$

De radiale verplaatsing:

$$(7) \quad u(\theta) = -\sigma_{v,m} (1 - K_0) \frac{R^4 / (E_m I)}{12 + 1.03 \alpha} \cos(2\theta)$$

De verplaatsing t.g.v. de verkorting van de ring is verwaarloosbaar klein.

Zonder tangentiële wrijving:De normaalkrachten:

$$(8) \quad N_0 (= \text{const}) = \sigma_{v,m} (1 + K_0) R \frac{1}{2 + 1.54 \beta}$$

$$(9) \quad N_2(\theta) = \sigma_{v,m} (1 - K_0) R \frac{1}{3.56 + 0.285 \alpha} \cos(2\theta)$$

Voor de normaalkrachten geldt ook hier:

$$N_{\max} = N_0 + N_2(0)$$

$$N_{\min} = N_0 - N_2(0)$$

De momenten:

$$(10) \quad M(\theta) = \sigma_{v,m} (1 - K_0) R^2 \frac{1}{3.56 + 0.285 \alpha} \cos(2\theta)$$

De radiale verplaatsing:

$$(11) \quad u(\theta) = -\sigma_{v,m} (1 - K_0) \frac{R^4 / (E_m I)}{10.7 + 0.855 \alpha} \cos(2\theta)$$

De verplaatsing t.g.v. de verkorting van de ring is ook hier verwaarloosbaar klein [Duddeck].

Met deze formules zijn voor de verschillende betonsterkten en manteldikten de normaalkrachten, momenten en vervormingen berekend (zie onderstaande tabel).

| | d = 0.6 | | | | d = 0.3 | | | |
|-----|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | U_{max} [mm] | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | U_{max} [mm] |
| B35 | 298 | 1689 | 2275 | 3.1 | 60 | 1619 | 2130 | 4.7 |
| B65 | 337 | 1693 | 2288 | 2.9 | 73 | 1632 | 2146 | 4.6 |
| B95 | 342 | 1693 | 2289 | 2.8 | 75 | 1634 | 2148 | 4.6 |

Tabel 4.2: Optredende belastingen en vervormingen volgens Duddeck (met wrijving)

| | d = 0.6 | | | | d = 0.3 | | | |
|-----|--|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | U_{max} [mm] | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | U_{max} [mm] |
| B35 | 348 | 1897 | 2065 | 3.7 | 72 | 1857 | 1892 | 5.6 |
| B65 | 392 | 1897 | 2084 | 3.3 | 87 | 1868 | 1910 | 5.5 |
| B95 | 398 | 1899 | 2086 | 3.3 | 89 | 1869 | 1913 | 5.5 |

Tabel 4.3: Optredende belastingen en vervormingen volgens Duddeck (zonder wrijving)

De spanningen omgerekend uit tabel 4.2 zijn:

$\sigma = \pm 5.0 - 2.8 \text{ N/mm}^2$ (voor d = 0.6m B35 beton)

$\sigma = \pm 4.0 - 5.4 \text{ N/mm}^2$ (voor d = 0.3m B35 beton)

Let op de enorme verschillen met de waarden van tabel 4.1. De momenten voor een dikte van 0.3m zijn volgens Bouma bijna 10x hoger!

Curtis [56] publiceerde de volgende ontwerp-vergelijkingen (deze vergelijkingen hebben grote overeenkomsten met Duddeck, die ze eerder in het Duits publiceerde.):

De normaalkrachten:

$$(12) \quad N_0 (= \text{const}) = \frac{\frac{1}{2} \sigma_{v,m} (1 + K_0) R}{1 + Q_1}$$

$$(13) \quad N_2(\theta) = \frac{\frac{1}{2} \sigma_{v,m} (1 - K_0) R}{1 + \frac{2\nu Q_2}{(3 - 4\nu)(1 + Q_2)}} \cos(2\theta)$$

De coëfficiënten die de interactie tussen de grond en de tunnelmantel bepalen zijn:

$$Q_1 = \frac{E_g R}{E_m (1 + \nu) d} \quad \text{en} \quad Q_2 = \frac{E_g}{E_m} \frac{1}{1 + \nu} \frac{R^3}{12I}$$

Voor de normaalkrachten geldt ook hier:

$$N_{\max} = N_0 + N_2(0)$$

$$N_{\min} = N_0 - N_2(0)$$

De momenten:

$$(14) \quad M(\theta) = \frac{\frac{1}{4} \sigma_{v,m} (1 - K_0) R^2}{1 + Q_2 \frac{3 - 2\nu}{3 - 4\nu}} \cos(2\theta)$$

Met deze formules zijn voor de verschillende betonsterkten en manteldikten de normaalkrachten, momenten en vervormingen berekend (zie onderstaande tabel).

| | d = 0.6 | | d = 0.3 | | | |
|-----|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|---------------------------------|
| | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] |
| B35 | 298 | 1689 | 2275 | 60 | 1619 | 2130 |
| B65 | 337 | 1693 | 2288 | 73 | 1632 | 2147 |
| B95 | 342 | 1693 | 2290 | 75 | 1633 | 2149 |

Tabel 4.4: Optredende belastingen volgens Curtis

Dwarskracht

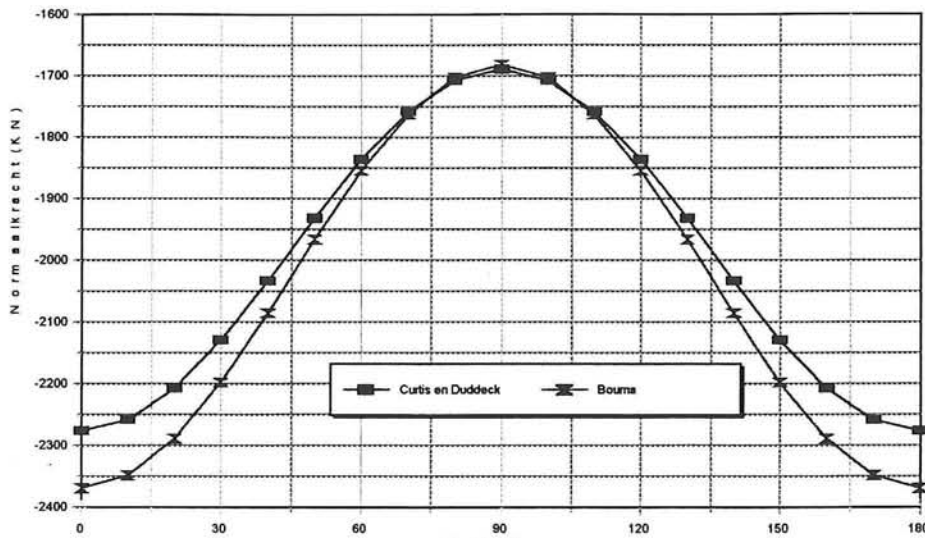
Als voor de modellen geldt: $M(\theta) = \bar{M} \cos(2\theta)$

Dan is de dwarskracht: $D(x) = \frac{dM}{dx} \Rightarrow D(\theta) = -\frac{2}{R} \bar{M} \sin(2\theta)$

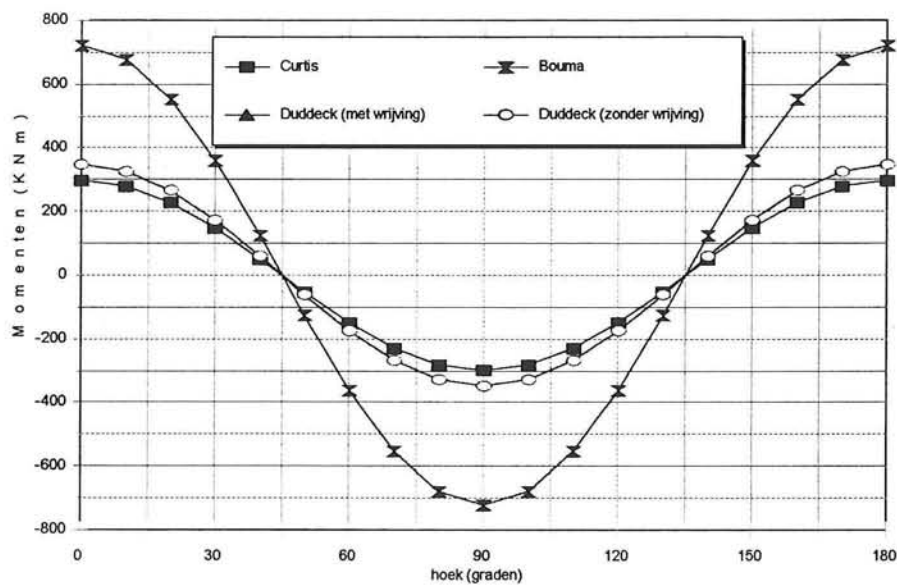
Met een simpele handberekening is na te gaan dat de dwarskracht niet maatgevend zal zijn. Bij een nuttige hoogte (dikte) van slechts 10 cm zal de toelaatbare spanning nog altijd meer dan 2 keer de optredende schuifspanningen bedragen. Dit komt door de hoge normaalkrachten in de tunnelmantel. Als deze minder zijn, bijvoorbeeld bij ondiepe tunnels of in de lengterichting van de tunnel kan de dwarskracht wel maatgevend worden.

Vergelijking resultaten

Deze figuren (4.8 t/m 4.10) geven het verloop van de belastingen en vervormingen (radiaal) over de dwarsdoorsnede van de tunnel (0.6m dik). De hoek is nul in de top van de ring.

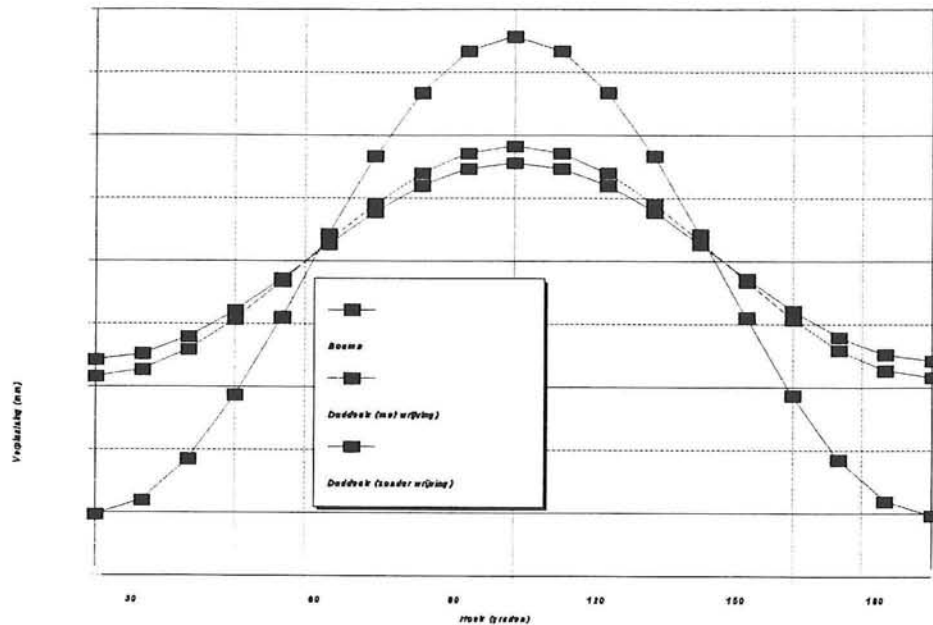


Figuur 4.8: Normaalkrachtverdeling in tunneldoorsnede volgens diverse auteurs (d = 0.6m)



Figuur 4.9: Momentverdeling in tunneldoorsnede volgens diverse auteurs (d = 0.6m)

Direct valt op dat de berekeningen met Bouma hogere momenten en verplaatsingen oplevert. De normaalkrachten komen goed overeen, maar voor de momenten zijn de verschillen groot.



Figuur 4.10: Radiale verplaatsingen in tussendoorsnede volgens diverse auteurs ($d = 0.6\text{m}$).

Het model dat geen interactie meeneemt (Bouma) geeft veel hogere momenten en (dus) ook grotere vervormingen. De ontspanning van de grond ten gevolge van het ovaliseren heeft een gunstig effect op de optredende belastingen en vervormingen.

De verschillen tussen Curtis en Duddeck zijn minimaal. De verschillen tussen het model met en zonder tangentiële wrijving zijn ook beperkt. De werkelijke oplossing zal er tussen in liggen. Vanaf hier wordt verder gerekend met model zonder wrijving.

4.3 Resultaten vergelijken met literatuur

Om er van verzekerd te zijn dat de uitkomsten met de hier beschreven invoerwaarden en formules overeenkomen met de literatuur zijn de belastingen uitgezet tegen een dimensieloze parameter voor de stijfheidsverhouding (tussen de grond en de tunnelmantel). Deze figuren zijn ook gepubliceerd door Duddeck en Erdmann [50][54].

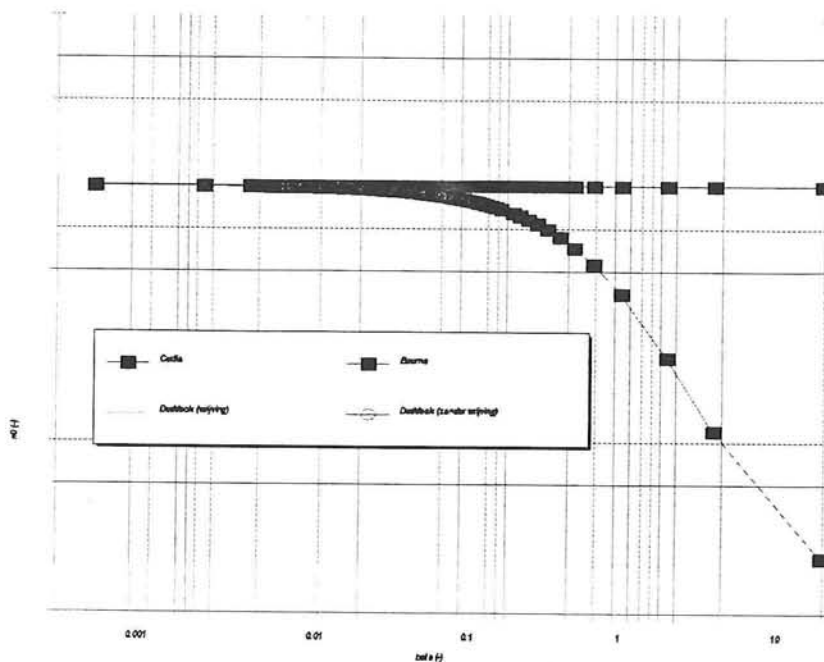
Voor de onderstaande figuren geldt:

$$\beta = \frac{E_g R}{E_m A} \quad \text{en} \quad \alpha = \frac{E_g R^3}{E_m I}$$

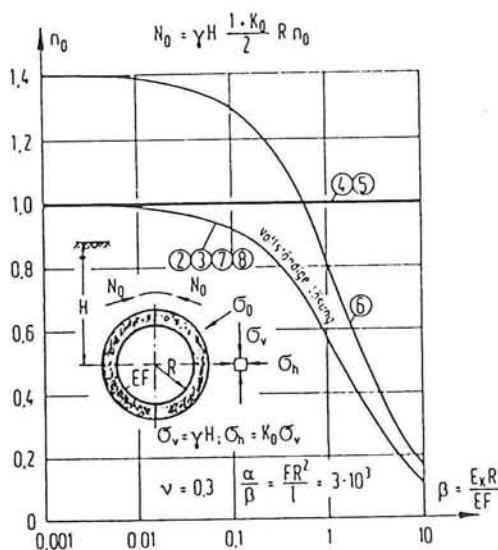
De volgende auteurs zijn vergeleken:

- (1) Morgan
- (2) Muir wood
- (3) Curtis
- (4) Engelbreth
- (5) Windels
- (6) Peck, Hendron, Mohraz
- (7) Einstein, Schwartz
- (8) Ahrens, Lindner, Lux

a) De constante normaalkrachten in de tunnelmantel:



Figuur 4.11: Constante normaalkracht in tunnelmantel volgens Bouma, Curtis en Duddeck

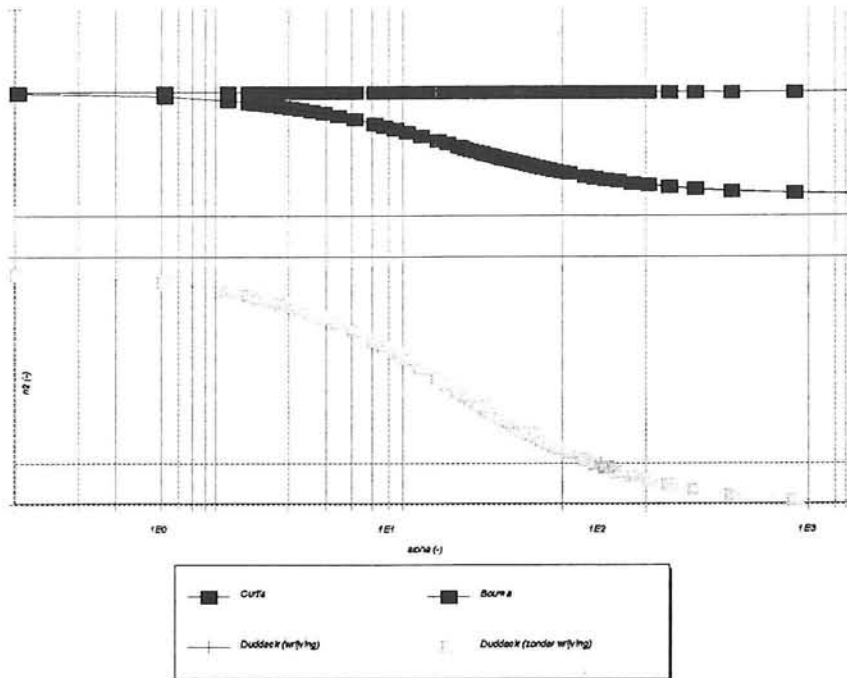


Figuur 4.12: Constante normaalkracht in tunnelring volgens verschillende auteurs [50]

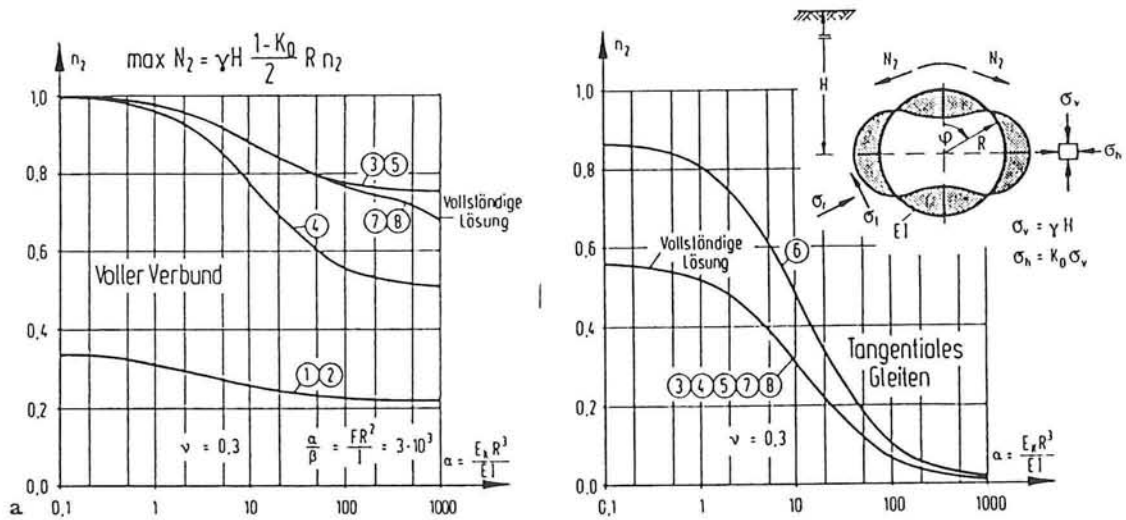
Duidelijk is dat Bouma voor grote waarden van β veel hogere waarden geeft voor de constante normaalkrachten. Voor realistische waarden van β zijn de waarden van Bouma echter vrijwel gelijk aan die van de continuüm-modellen.

De continuüm-modellen van Curtis en Duddeck geven vrijwel dezelfde waarden.

B) De radiale normaalkrachten in de tunnelmantel:



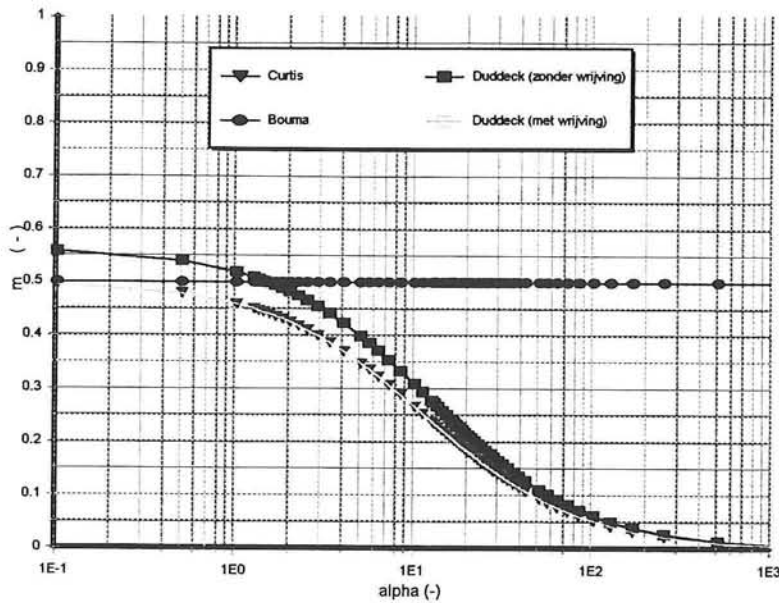
Figuur 4.13: Radiale normaalkracht in tunnelmantel volgens Bouma, Curtis en Duddeck



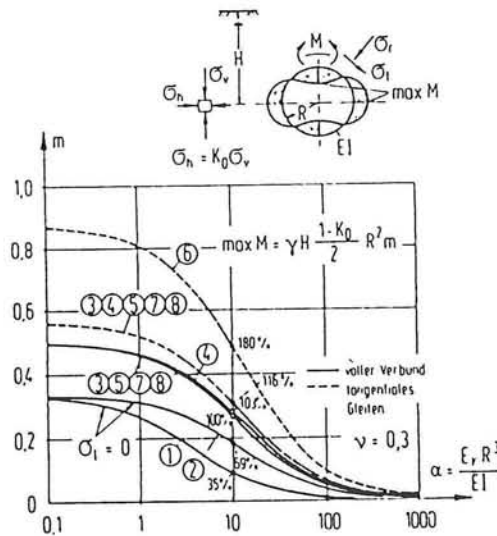
Figuur 4.14: Radiale normaalkracht in tunnelring volgens verschillende auteurs. Links met tangentiële wrijving, rechts zonder wrijving [50].

Ook hier geeft Bouma hogere waarden dan de continuüm-modellen. Opvallend is het grote verschil tussen de modellen met tangentiële wrijving en het model zonder. Kijkt men echter naar de absolute waarden van de normaalkracht, dan is de radiale kracht veel lager dan de constante en zullen de verschillen voor de totale normaalkracht klein blijven.

C) De momenten in de tunnelmantel



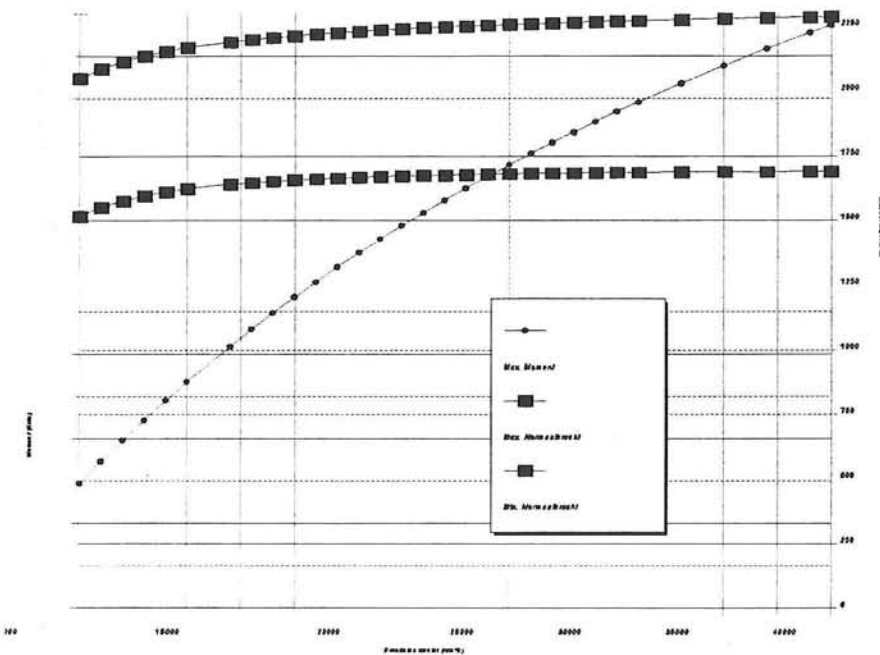
Figuur 4.15: Momenten in de tunnelmantel volgens Bouma, Curtis en Duddeck



Figuur 4.16: Momenten in tunnelring volgens verschillende auteurs [50]

Bouma geeft voor de momenten hogere waarden dan de continuüm-modellen. Zeker als gekeken wordt naar meer praktische invoerwaarden (zie figuur 4.16). De verschillen tussen de continuüm-modellen zijn minimaal (m.u.v. waarden van Peck, deze is conservatief [50]).

De resultaten van de verschillende methoden komen redelijk goed met elkaar overeen. Het is duidelijk dat de interactie tussen de grond en de tunnelmantel een grote rol speelt. De bovenstaande figuren geven echter een vertekend beeld, omdat de gebruikte waarden veel te extreem zijn. Het lijkt alsof de momenten en de normaalkrachten beiden afnemen bij een slappere tunnelmantel. Als we deze belastingen uitzetten tegen de E-modulus van de tunnelmantel voor realistische waarden, dan blijkt dat de momenten sterk afnemen, maar de normaalkrachten nauwelijks (zie figuur 4.17). De waarden volgens Bouma liggen overigens veel hoger ($M_{max} = 721 \text{ KNm}$ en de normaalkrachten zijn vrijwel hetzelfde). Mits de vervormingen beperkt blijven geldt voor de tunnelmantel dus hoe slapper hoe beter!



Figuur 4.17: Maximaal moment en normaalkracht in tunnelmantel tegen E-modulus beton volgens continuüm-model van Curtis

Toch geeft dit een wat te optimistisch beeld. Bij een lagere stijfheid zal de tunnel en dus ook de grond meer vervormen. Hoe slapper de tunnelmantel hoe meer de grond ontspant. De ontspanning van de grond blijft niet oneindig doorgaan, zoals al werd vermeld in paragraaf 4.2. Zodra de grond zich plastisch gaat gedragen zullen de momenten niet meer zo afnemen. Het is moeilijk, zonet onmogelijk om met het plastisch gedrag van de grond analytisch te rekenen. Een eindige elementen methode (EEM) programma zoals PLAXIS kan dat beter.

Gevoeligheid parameters

De invloed van een aantal invoerparameters is nog niet besproken. Om een idee te krijgen van deze invloed zijn met een continuüm-model een aantal verschillende variabelen ingevoerd. Voor de berekeningen is een tunnel met een mantel van 0.6 m dik B45 beton gebruikt.

Stijfheid grond

Zoals al eerder werd opgemerkt is de waarde die FUGRO [36] voor de stijfheid van de grond gebruikte aan de hoge kant. FUGRO nam voor de E-modulus $E_g = 125$ Mpa. Onderstaande tabel geeft de uitvoer voor een aantal verschillende waarden.

| E_g [Mpa] | typering | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | U_{max} [mm] |
|-------------|----------|-----------------|----------------|----------------|----------------|
| 125 | zand | 309 | 1690 | 2280 | 3.6 |
| 50 | zand | 471 | 1695 | 2323 | 5.3 |
| 4 | klei | 692 | 1684 | 2364 | 7.7 |

Tabel 4.5: Gevoeligheid E-modulus van de grond op de belastingen en vervormingen

De stijfheid van de grond heeft dus een aanzienlijke invloed op de optredende momenten en vervormingen. Rekenen met stijf zand is veel gunstiger dan bijvoorbeeld slappe klei. Voor Nederlandse omstandigheden kan dit allebei verwacht worden.

Dwarscontractie

De dwarscontractie ν van de grond kan niet bij alle modellen gevarieerd worden. Bij het model van Curtis wel. Het model van Duddeck geeft dezelfde waarden voor $\nu = 0.3$. Onderstaande tabel geeft de uitvoer voor een aantal verschillende waarden. De invloed van deze variabele is beperkt.

| ν_{grond} | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] |
|---------------|-----------------|----------------|----------------|
| 0.2 | 316 | 1668 | 2295 |
| 0.3 | 309 | 1690 | 2280 |
| 0.4 | 293 | 1718 | 2257 |

Tabel 4.6: Gevoeligheid ν_{grond} op de belastingen en vervormingen volgens model Curtis

Verticale gronddruk (diepte)

Hoe dieper de tunnel hoe hoger de gronddrukken (korrel + water). Voor het ITM-project is een tunnel gedimensioneerd op -28.5m beneden maaiveld, met een verticale gronddruk σ_{vert} van 564 KN/m². Hoewel het continuüm-model vooral geschikt is voor de diepere tunnels worden

in onderstaande tabel de belastingen en vervorming aangegeven voor verschillende gronddrukken (en dus diepten). Hierin is de gevoeligheid van de gronddrukken goed af te lezen.

| σ_{vert} [kN/m ²] | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | U_{max} [mm] |
|---|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 200 | 110 | 599 | 808 | 1.3 |
| 400 | 219 | 1199 | 1616 | 2.5 |
| 564 | 309 | 1690 | 2280 | 3.6 |
| 800 | 439 | 2398 | 3233 | 5.1 |

Tabel 4.7: Gevoeligheid σ_{vert} op de belastingen en vervormingen

Bij grotere diepte nemen zowel de momenten als de normaalkrachten toe. Toch zal de vervorming toenemen met de diepte. Voor diepe tunnels (dekking > 6 x straal) wordt ook wel een reductie voor de primaire spanningen ingevoerd [49].

Straal

De inwendige straal van de tunnelbuis is voor het ITM-project 3.9 m. De grootte van de straal heeft grote invloed op de belastingen en normaalkrachten, zie onderstaande tabel.

| R_{inw} [m] | M_{max} [kNm] | N_{min} [kN] | N_{max} [kN] | U_{max} [mm] |
|----------------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1.5 | 120 | 717 | 1004 | 0.25 |
| 2.5 | 230 | 1119 | 1545 | 1.16 |
| 3.9 | 309 | 1690 | 2280 | 3.6 |
| 5.0 | 312 | 2137 | 2846 | 5.8 |

Tabel 4.8: Gevoeligheid R_{inw} op de belastingen en vervormingen

4.4 Niet-lineair elastisch materiaalgedrag van beton

Zodra het beton zodanig belast wordt dat trek (en daarmee scheurvorming) optreedt of de druk zo groot dat het beton plastisch wordt, zal het materiaal zich niet meer lineair elastisch gedragen. De zojuist besproken rekenmethoden gaan hier wel van uit.

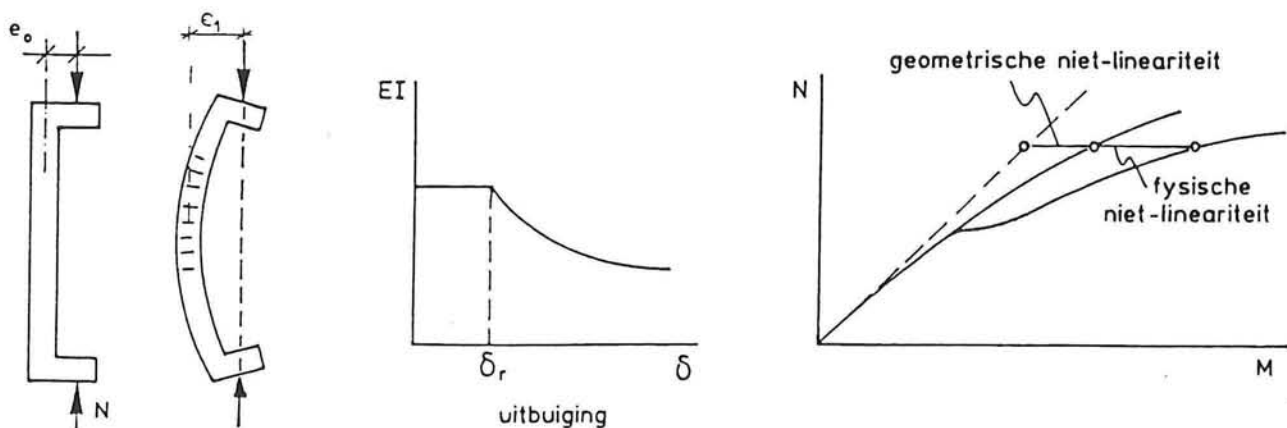
Het is de vraag wat voor een invloed deze tweede-orde effecten hebben op de belastingen en het vervormingsgedrag van de tunnelmantel. Het is van staalvezelbeton bekend dat het gedrag na scheuren gunstig is.

Bij ongewapend beton ontwerpt men doorgaans zodanig dat deze tweede-orde effecten niet zullen optreden. We hebben in vorige paragraaf gezien dat de optredende momenten in de tunnelmantel afnemen bij een verlaging van de stijfheid. Bij het optreden van tweede-orde effecten zal de stijfheid afnemen, wat in feite een gunstig effect op de belastingen kan hebben. Het is dus de moeite waard om te kijken hoe een tunnelmantel zich gedraagt bij het optreden van deze tweede-orde effecten.

Tweede-orde effecten

Door de vervorming van de tunnelmantel (ovaliseren en eventueel ook bij liggerwerking) treedt het volgende verschijnsel op. Dit wordt aan de hand van figuur 4.17 toegelicht.

In het beschouwde geval is de normaalkracht N en de aanvankelijke excentriciteit e_0 . Door het moment Ne_0 buigt het element zijdelings uit, waardoor de excentriciteit toeneemt: met toenemende normaalkracht neemt dus het moment meer dan evenredig toe: men spreekt hier van geometrische niet-lineariteit. De toename van de excentriciteit kan nog groter zijn indien het element ook nog scheurt: door scheurvorming neemt de stijfheid af, waardoor het uitbuigings-effect nog verder wordt versterkt. Men heeft in dit geval niet alleen met geometrische, maar ook met fysische niet-lineariteit te maken [57].



Figuur 4.17: Geometrische en fysische niet lineariteit [57]

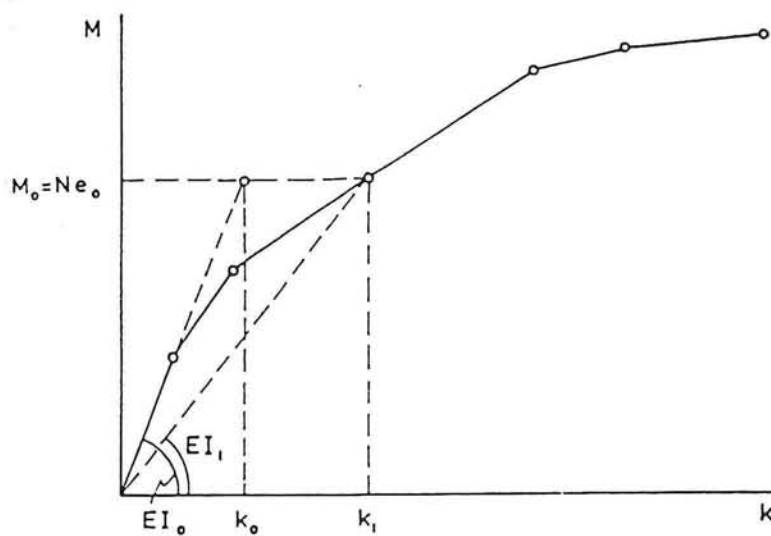
Bij het ontwerpen met gewapend beton gaat men als volgt te werk om de maatgevende excentriciteit te vinden. Eerst moet men het $M-N-\kappa$ diagram kennen: dit is het $M-\kappa$ diagram van de doorsnede bij de gegeven normaalkracht N (zie figuur 4.17).

Is dit diagram bekend (op de bepaling van $N-M-\kappa$ diagrammen zal in hoofdstuk 5 verder

worden ingegaan), dan kan men bijvoorbeeld als volgt te werk gaan:

Met het aanvangsmoment M_0 en de aanvangsstijfheid $(EI)_0$ berekent men de kromming (κ_0). In het diagram leest men echter af dat bij M_0 in werkelijkheid een kromming $\kappa_1 > \kappa_0$ hoort. Men heeft dus met een te hoge stijfheid $(EI)_0$ en met een te kleine excentriciteit (e_0) gerekend. Daarom wordt een nieuwe berekening gemaakt, met een (uit de kromming κ_1 berekende) grotere excentriciteit e_1 en met een kleinere stijfheid

$$(EI)_1 = \frac{M_0}{\kappa_1} \quad (15)$$

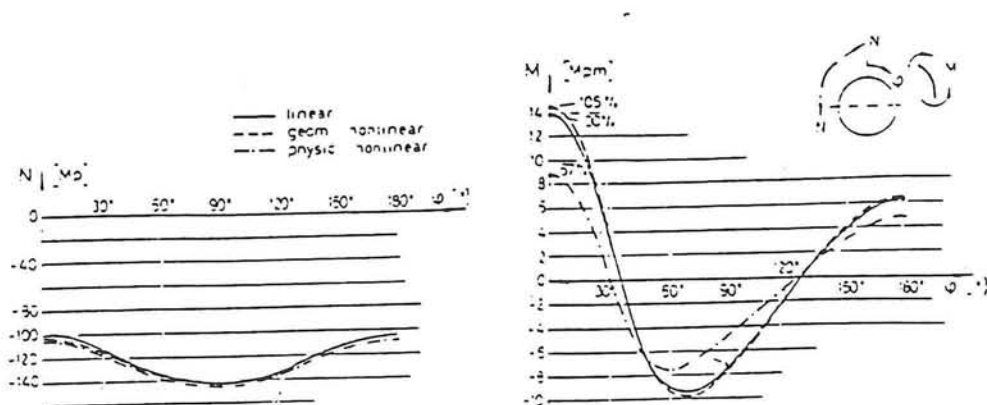


Figuur 4.18: N-M- κ diagram

Op deze wijze vindt men, in enkele rekenstappen, de uiteindelijke excentriciteit e_1 en stijfheid $(EI)_1$. Wordt uitgegaan van het traagheidsmoment van de ongescheurde doorsnede ($I = 1/12 bh^3$), dan kan men een fictieve elasticiteitsmodulus E_f bepalen, waarin de stijfheidsreductie van de doorsnede is opgenomen.

Deze rekenwijze is bedoeld voor gewapend beton, maar mogelijk ook geschikt voor vezelversterkt beton (DBV [47] schrijft dat voor). Om een vergelijking te maken met ongewapend beton worden ook hiermee berekeningen gemaakt. Het is de vraag hoe (on)veilig het is om hiermee te ontwerpen.

De invloed van de tweede-orde effecten is (kort) beschreven door Duddeck [54], zie onderstaande figuur.



Figuur 4.18: Buigende momenten en normaalkrachten voor een betonnen mantel van 20 cm dikte een straal van 265 cm met plastisch materiaalgedrag [54].

Het is met name de fysische niet-lineairiteit die de belastingen beïnvloed. In hoofdstuk 5 zal de geometrische niet-lineairiteit buiten beschouwing blijven. In hoofdstuk 8 zal aan de hand van rekenresultaten getoetst worden in hoeverre de geometrische exentriciteit inderdaad klein is (maximaal 10% van de doorsnede).

4.5 Conclusies over rekenwijze

We hebben gezien dat het ovaliseren een behoorlijke reductie in de momenten veroorzaakt en dat daarom gerekend moet worden met modellen die de interactie tussen grond en tunnelmantel meenemen, zoals bij de continuüm-modellen het geval is. Zoals uit paragraaf 4.2 bleek, kan de uitkomst van Bouma 10x hogere momenten opleveren. Met de wetenschap dat de spanningen die de continuüm-modellen van Duddeck opleveren altijd hoger zijn dan de praktijkwaarden, mag de keuze van de continuüm-modellen veilig genoemd worden.

Door de mantel dunner te maken nemen de momenten af. Hierdoor nemen de spanningen in de doorsnede ook af. Bovendien blijft de normaalkracht vrijwel gelijk voor een kleinere doorsnede. De normaalspanningen nemen dus toe als de mantel dunner wordt. Het kan duidelijk voordelen hebben om dun te ontwerpen.

Het is gebleken dat bij een slappere tunnelmantel de momenten en vervormingen afnemen. Bij het optreden van tweede-orde effecten neemt de stijfheid af. Normaal gesproken is dat ongunstig, maar het is de vraag in hoeverre dat in dit geval ook zo is. Zeker als er staalvezels in het beton zitten die een zekere na-scheursterkte garanderen.

Om dit verder te bestuderen moeten eerst de mogelijke N-M- κ diagrammen van de tunnelmantel opgesteld worden.

5. Vergelijking constructief gedrag beton met en zonder vezels

Om het (constructief) gedrag van een doorsnede te bekijken/bestuderen kan een N,M- κ diagram erg nuttig zijn. In hoofdstuk 4 werd al geconcludeerd dat tweede orde effecten in een tunnelmantel pas berekend kunnen worden als er eerst een N,M- κ diagram gemaakt wordt. Zo'n diagram is niet alleen afhankelijk van de vorm van de doorsnede, maar vooral ook van het materiaal. Omdat er geen eenduidigheid is in het beschrijven van de constructieve eigenschappen van vezel versterkt beton, moeten er diagrammen gemaakt worden met verschillende mogelijkheden voor invoerwaarden van de spanning-rek relatie. Dan kan tevens de invloed van deze parameters bestudeerd worden.

In dit hoofdstuk wordt aan de hand van N,M- κ diagrammen het constructief gedrag van beton met en zonder vezels vergeleken. In paragraaf 5.1 wordt eerst uitgelegd hoe deze diagrammen gemaakt zijn. In paragraaf 5.2 wordt de invloed van een aantal constructieve eigenschappen bepaald. Vervolgens gaat 5.3 over het opstellen van de spanning-rek diagrammen van staalvezelbeton. Tenslotte worden in paragraaf 5.4 de berekende N,M- κ diagrammen besproken.

5.1 Bepalen N,M- κ diagrammen tunnelmantel

Omdat voor het opstellen van zulke diagrammen heel veel berekeningen nodig zijn, moet hiervoor een computerprogramma geschreven worden. Een flexibel programma biedt de mogelijkheid om de invloed van diverse variabelen zoals de manteldikte, druksterkte, maximale rek etc. eenvoudig te bestuderen.

Werking van het programma

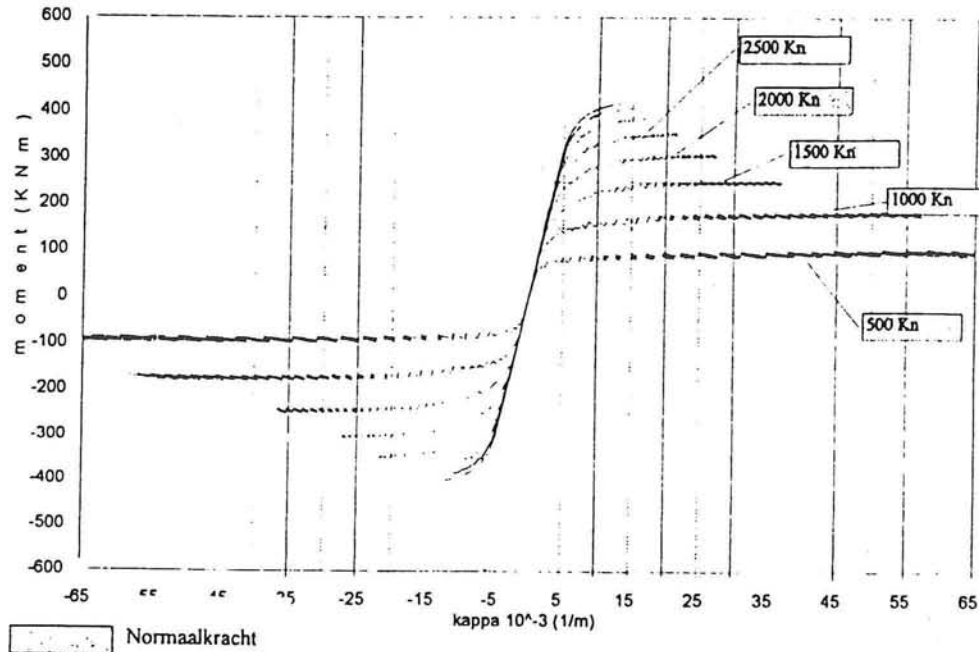
Het programma genaamd NM κ (zie Bijlage II) berekent het spanningsverloop in een doorsnede uit een ringmantel van de tunnel. Het programma berekent zoveel mogelijk (bijvoorbeeld 10.000) verschillende rekverlopen in de doorsnede. Met behulp van een ingevoerd spanning-rek diagram kan het spanningsverloop worden geïntegreerd over de hoogte en zo kan de aanwezige normaalkracht bepaald worden. Hiervoor wordt de doorsnede opgedeeld in schijfjes.

$$N = \sum A_i \cdot \sigma_i \quad \begin{array}{l} \sigma_i = \text{spanning schijfje} \\ A_i = \text{oppervlak schijfje} \end{array}$$

Het moment kan zo ook bepaald worden door te integreren over de hoogte:

$$M = \sum A_i \cdot \sigma_i \cdot a_i \quad \begin{array}{l} \sigma_i = \text{spanning schijfje} \\ A_i = \text{oppervlak schijfje} \\ a_i = \text{afstand schijfje tot zwaartepunt doorsnede} \end{array}$$

De bijbehorende kromming is het rekverschil tussen de boven- en onderkant van de doorsnede



Figuur 5.1: N,M- κ diagram van een 40 cm dikke tunnelmantel B35-beton zonder vezels volgens programma NMK

gedeeld door de hoogte.

Ieder rekverloop levert een eigen normaalkracht op. Daarom verzamelt het programma tenslotte de gegevens die bij dezelfde normaalkrachten behoren. Zo is voor ieder normaalkracht de complete M- κ relatie bekend en kan een N,M- κ diagram opgesteld worden.

De invoer

Om zoveel mogelijk variabelen te kunnen variëren, is het mogelijk om zelf alle coördinaten van het spanning-rek diagram in te voeren. Daarnaast bestaat de invoer uit de dikte van de mantel en een aantal factoren die de stapgrootte en dus de nauwkeurigheid van de berekening bepalen.

De uitvoer

De uitvoer bestaat uit een tabel met een moment-kappa relatie voor een constante normaalkracht. Voor ieder M- κ relatie is ook de rek boven en onder in de doorsnede gegeven. Hiermee kan bijvoorbeeld het moment van scheuren of vloeien bepaald worden (in Bijlage III staat een voorbeelduitvoer).

De N,M- κ relatie kan in een diagram uitgezet worden. Door deze manier van rekenen (integreren over de doorsnede) kan bij een voldoende aantal rekenstappen een redelijk vloeiende lijn van een ideaal N,M- κ diagram gemaakt worden (zie figuur 5.1).

Overigens is de lijn niet 100% vloeiend vanwege een kleine afronding die het programma NMK voor de bepaling van de normaalkracht maakt.

Lange-duur belasting

Normaal gesproken is de helling vanuit de oorsprong gelijk aan de stijfheid (EI) van de door-

snede. Als men zoals in dit afstudeeronderzoek gebruik maakt van de rekenwaarden in het in te voeren spanning-rek diagram, dan zal de uitvoer een N,M- κ diagram voor lange duur belasting zijn. De helling van dit diagram zal dan ook de stijfheid op lange duur geven. Het verschil tussen de korte en lange duur wordt veroorzaakt door kruip.

De waarden voor de E-modulus (op lange-duur) zijn een stuk lager dan er gebruikt werden in hoofdstuk 4 en in het rapport van FUGRO [36]. Hier was nog geen rekening gehouden met kruip.

In deze N,M- κ diagrammen is de kromming door krimp buiten beschouwing gelaten. Een aantal belangrijke gegevens zijn de maximale kromming κ_{\max} en de kromming bij begin van scheuren κ_r . De doorsnede bezwijkt op druk als de maximale kromming wordt bereikt. Het moment van scheuren en van vloeien zijn af te lezen uit de uitvoertabel (zie Bijlage III).

Programma NM κ

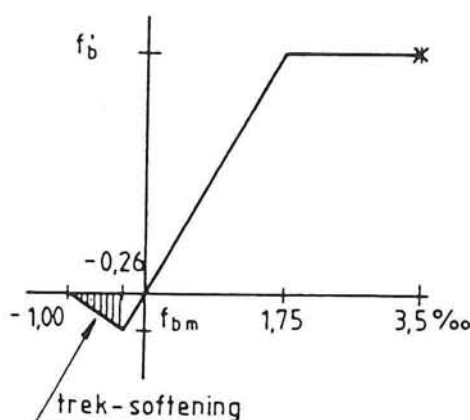
In Bijlage II staat de programma-listing. Het programma is flexibel opgebouwd en kan vrij eenvoudig uitgebreid worden. Net als voor de dwarsdoorsnede kan ook voor de lengterichting een N,M- κ diagram van een willekeurige tunnelbuis opgesteld worden. Hiervoor hoeft alleen de oppervlaktebepaling aangepast/uitgebreid te worden. Zodoende kan het effect van liggerwerking beter bestudeerd worden en ook de invloed van staalvezels daarop.

5.2 Bepalen invloed (buig)treksterkte staalvezelbeton (rek en spanning)

Het verloop van de druksterkte voor beton zonder en met vezels is hetzelfde en dus bekend. Het verloop van de treksterkte is van veel factoren afhankelijk. In hoofdstuk 3 is dit reeds besproken. De $N, M-\kappa$ diagrammen bieden de mogelijkheid om informatie te krijgen over de invloed van de treksterkte en het constructief gedrag van het beton. Het is de vraag hoe de (constructieve) eigenschappen van beton met vezels het eenvoudigst beschreven kunnen worden om mee te rekenen en wat de voordelen kunnen zijn van de vezels. Zo'n benadering van de treksterkte mag natuurlijk geen grote afwijking hebben van het werkelijke gedrag. Doordat het spanningsverloop geïntegreerd wordt over de doorsnede kan het werkelijke gedrag van het vezelbeton goed benaderd worden.

Ongewapend beton

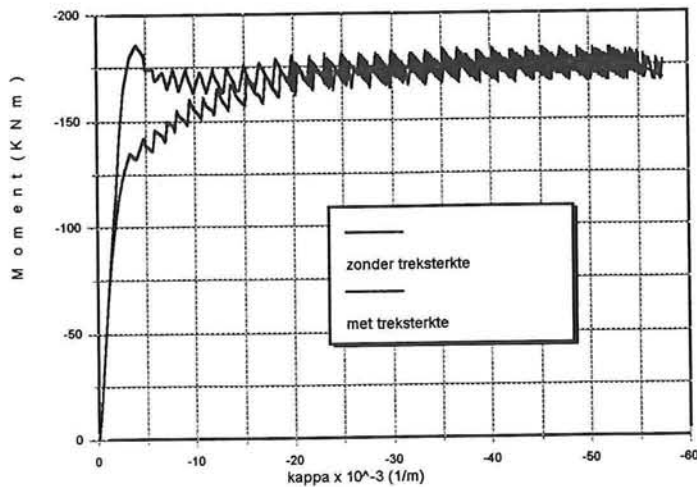
Eerst moet er gekeken worden wat de invloed is van de (buig)treksterkte bij ongewapend beton. Er zal een zekere treksterkte optreden, maar bij een kleine rek zal het beton al gaan scheuren en valt de treksterkte terug naar nul (zie figuur 5.2).



Figuur 5.2: Spanning-rek diagram voor ongewapend beton met trek-softening [58]

Bij een opgelegde vervorming (zoals hier het geval zal zijn) kan men wel rekenen op softening gedrag, waarbij het beton nog enige tijd een treksterkte bezit. Het is alleen heel moeilijk te voorspellen hoe lang en hoeveel. In *de achtergronden bij de VBC 1990* [58], schrijft men dat een goede benadering wordt verkregen door de rek, waarbij de treksterkte tot nul is gedaald, gelijk te stellen aan driemaal de rek bij het bereiken van de treksterkte.

In figuur 5.3 zijn de uitkomsten van de $N, M-\kappa$ relatie van ongewapend beton (B35) met en zonder treksterkte vergeleken. Voor de normaalkracht $N=1000$ kN is de $M-\kappa$ relatie van beiden weergegeven. In de figuur is te zien dat de treksterkte de terugval in de helling na de eerste scheurvorming afzwakt. Het begin van scheuren treedt iets later op. Het maximaal opneembaar moment is vrijwel gelijk. Voor de lengterichting van een tunnel kan het latere moment van scheuren van belang zijn, echter voor de vervorming van en de belastingen in de dwarsdoorsnede is het niet relevant.



Figuur 5.3: Vergelijking ongewapend B35 beton met en zonder treksterkte ($N = 1000\text{kN}$, $d = 0.4\text{m}$)

Aangezien de bijdrage minimaal is en de onzekerheid over de aanwezige treksterkte groot is, wordt er verder in dit onderzoek vanuit gegaan dat de treksterkte van ongewapend beton nul is.

Verloop trekspanning van staalvezelbeton

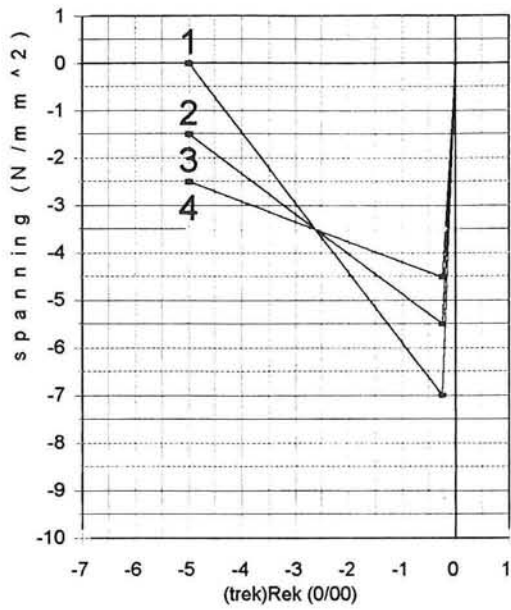
Voordat men kan gaan rekenen is het van belang goed te weten op welke sterkte men kan rekenen en hoe dit het eenvoudigst gebruikt kan worden

Het verloop van de treksterkte is niet lineair elastisch zoals de druksterkte. Het lijkt meer (na een korte steile toename) op een constant plastisch gedrag. In figuur 3.1 is al te zien dat bij een hoger vezelgehalte het belasting-doorbuigingsdiagram de neiging heeft horizontaal te gaan lopen. Het is de vraag of de benadering van de treksterkte door een constante waarde de werkelijkheid goed benadert.

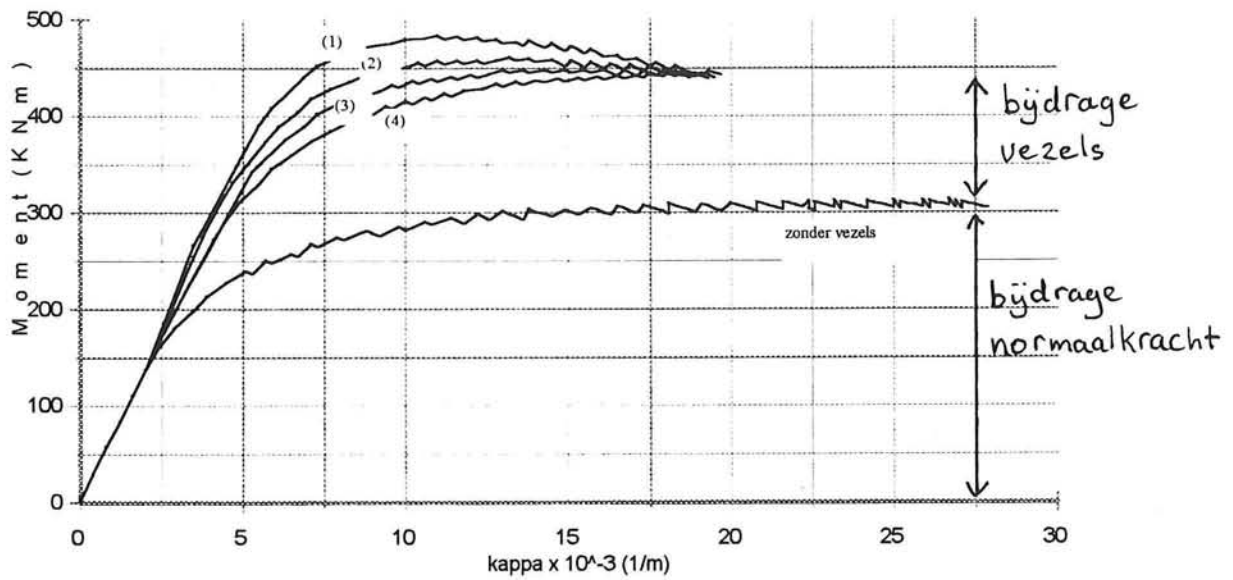
Om te kijken of die benadering invloed heeft op de $N, M-\kappa$ diagrammen zijn er 4 situaties vergeleken (zie de rekverlopen 1 t/m 4 in figuur 5.4).

Eenvoudigheidshalve wordt er voor deze berekening van uitgegaan dat de treksterkte constant blijft of terug loopt, maar niet zal stijgen. In de literatuur [6] en [60] is voor verwerkbare vezelpercentages altijd een lichte daling in de treksterkte te zien. Voor deze berekeningen wordt verder een gemiddelde treksterkte van 3.5 N/mm^2 genomen en voor de maximale rek 5% . Hierop wordt later dit hoofdstuk ingegaan.

Voor deze 4 rekverlopen is de $M-\kappa$ relatie voor $N=2000\text{ KN}$ bepaald. In figuur 5.5 staan de resultaten weergegeven.



Figuur 5.4: Vier verschillende verlopen van de treksterkte van staalvezelbeton



Figuur 5.5: M- κ relatie voor diverse rekverlopen van staalvezelbeton (B35, $d = 0.4\text{m}$, $N=2000\text{ kN}$)

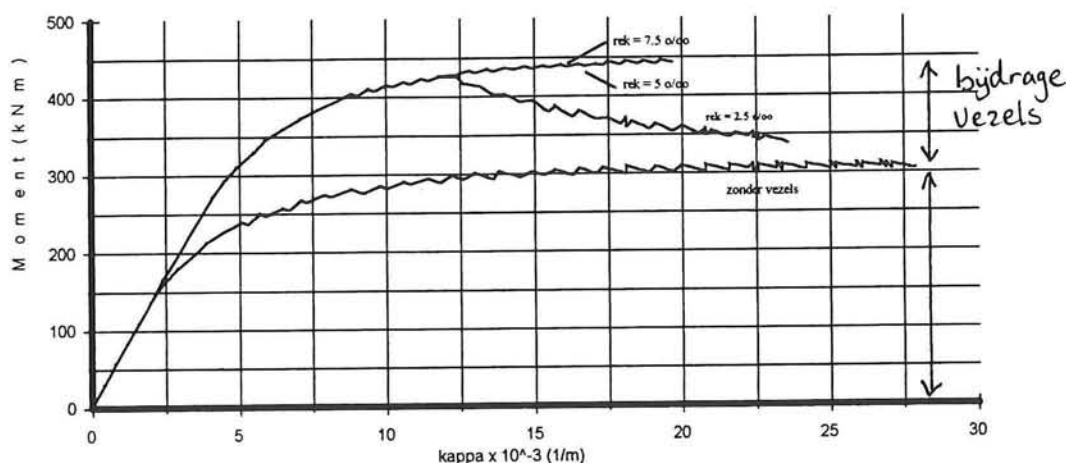
Hierin is te zien dat het constante rekverloop (4) niet veel afwijkt van rekverloop (3). Dus als de treksterkte niet al te sterk terug loopt mag voor het verloop van de treksterkte wel een gemiddelde constante waarde genomen worden. Als de treksterkte sterk terugloopt naar nul, dan wordt die benadering onnauwkeurig.

Overigens is ook te zien dat een hoge eerste treksterkte hogere momenten kan opnemen. Wel treedt er dan snel een terugval van de opneembare momenten op.

Invloed bezwijkrek

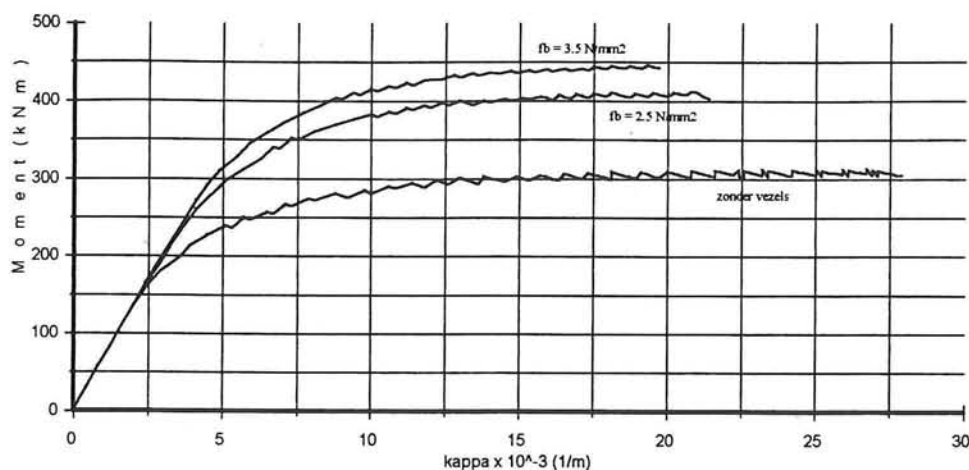
De DBV schrijft voor te rekenen met een maximale rek van 5‰ voor staalvezelbeton. Ook uit de proeven gedaan door TNO volgens CUR-aanbeveling 35 blijkt 5‰ een aardig uitgangspunt. Er zijn echter ook proeven gedaan waar hogere rekken gevonden werden [61].

Deze rek kan een behoorlijke invloed hebben op de uitkomsten van de N,M- κ diagrammen. Daarom is ook hier met een aantal verschillende maximale rekken gerekend. In figuur 5.6 staan een aantal resultaten.



Figuur 5.6: M- κ relatie voor N=2000 kN, d = 0.4m, B35 bij verschillende bezwijkrekken (trek)

Het M- κ verloop van de verschillende rekken is gelijk totdat de bezwijkrek in de trekzone bereikt wordt. Voor de rek= 2.5‰ gebeurt dit hier bij $\kappa = 12 \times 10^{-3} \text{ 1/m}$. Het opneembaar moment valt bij toenemende kromming langzaam terug naar de waarde van beton zonder vezels. Tussen een rek van 5 en 7.5‰ is geen verschil. De doorsnede bezwijkt voor beiden al voordat de bezwijkrek bereikt is. Op deze wijze wordt in feite de rekcapaciteit aan de trekzijde beperkt door de rekcapaciteit aan de drukzijde. Een grote (trek)rekcapaciteit van het staalvezelbeton biedt dan geen voordelen. Dit is natuurlijk wel voor iedere situatie anders. Bij een grotere dikte of een grotere druksterkte kan het wel weer voordelig zijn. Voorlopig wordt hier de 5‰ aangehouden als rekcapaciteit.



Figuur 5.7: M- κ diagram voor staalvezelbeton met verschillende treksterkten (f_b), $N=2000 \text{ kN}$, B35, $d = 0.4 \text{ m}$

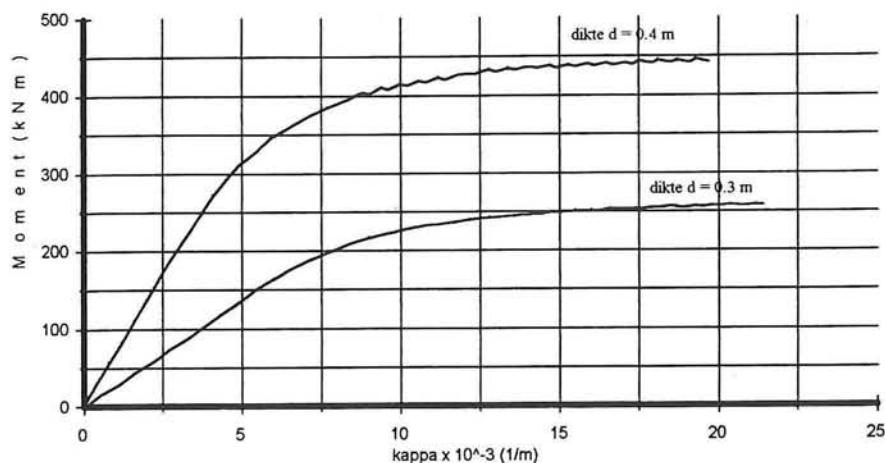
Hoogte treksterkte

De hoogte van de treksterkte (f_b) is misschien nog wel de belangrijkste factor. In hoofdstuk 3 was al beschreven welke factoren deze waarden allemaal beïnvloeden. Aangezien de gegevens nogal beperkt zijn, moeten hiervoor een aantal aannamen gedaan worden. In paragraaf 5.3 worden een aantal complete spanning-rek diagrammen opgesteld en daarvoor zal een keuze gemaakt worden voor de treksterkten. Om de verschillen aan te geven is voor figuur 5.7 een berekening gemaakt met een treksterkte van 2.5 en 3.5 N/mm².

Een hogere treksterkte geeft onmiddellijk een hoger opneembaar moment.

Dikte tunnelmantel

Een toename van de dikte van de tunnelmantel heeft tot gevolg dat de opneembare momenten sterk stijgen en de vervormingscapaciteit zal nauwelijks veranderen (zie figuur 5.9). Dit geldt voor beton met en beton zonder vezels.



Figuur 5.8: M- κ relatie voor B35 beton met vezels ($f_b = 3.5 \text{ N/mm}^2$) voor verschillende dikten (Normaalkracht $N=2000 \text{ kN}$)

5.3 Opstellen spanning-rek diagrammen

Om te kunnen gaan rekenen met staalvezelbeton moet er eerst een spanning-rek diagram opgesteld worden. Hieronder volgen een aantal aannamen/keuzen voor het verloop van de spanning.

Beton zonder vezels

Het spanning-rek diagram is algemeen bekend. In hoofdstuk 3 staat hoe deze diagrammen bepaald kunnen worden. In figuur 5.9 staan de rekverlopen voor de diverse betonsterkten.

B35 met vezels

Aangezien de beproevingen volgens CUR-aanbeveling 35 niet geschikt zijn, is voor de bepaling van de treksterkte van staalvezelbeton een artikel uit Beton [6] gebruikt. In dit artikel zijn resultaten van beproevingen gepubliceerd, die gedaan zijn voor de bouw van een tunnelmantel in Duitsland (zie figuur 3.2). Met de waarden voor de buigtreksterkte en de formules (4 en 5) in hoofdstuk 3 kan de treksterkte van 50 kg gehaakte vezels in gewoon beton (ca. B35) bepaald worden op 3.5 kN/mm^2 .

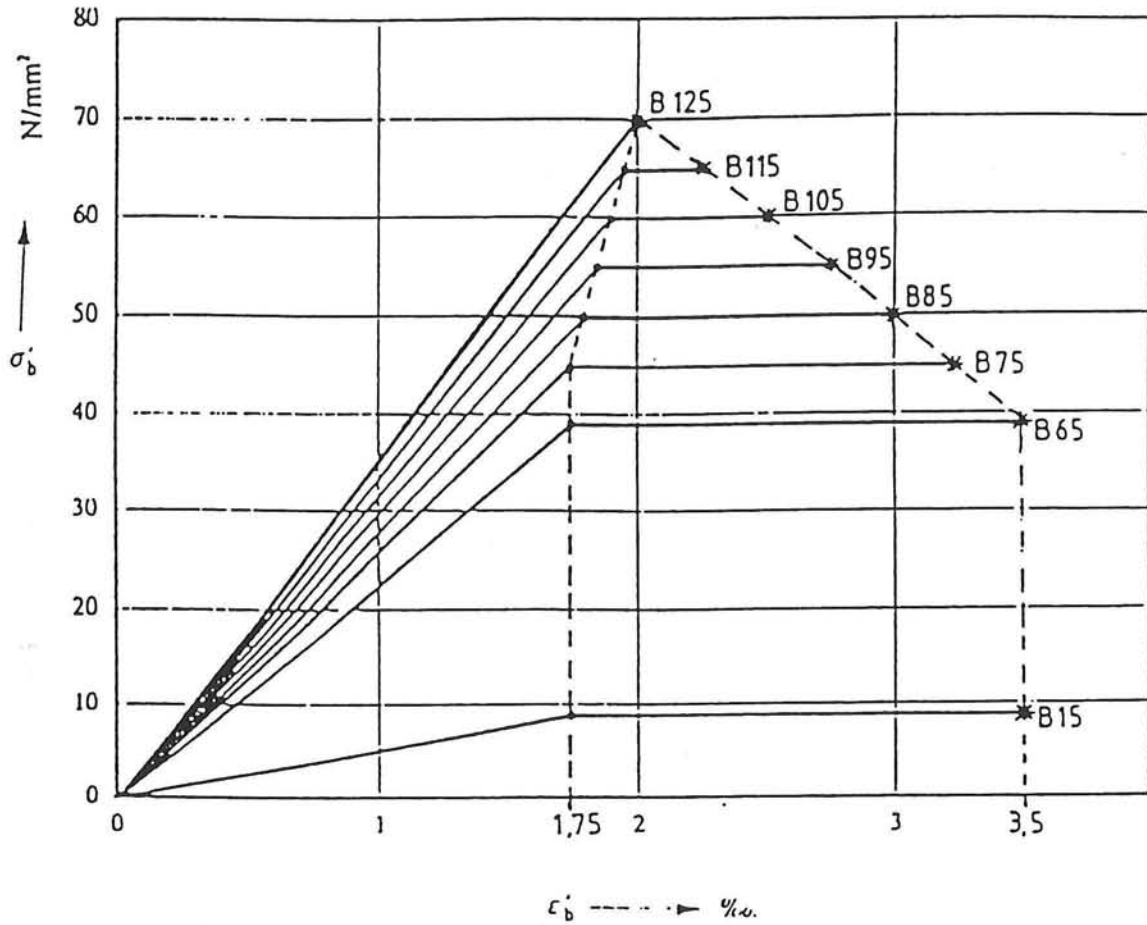
HSB (B65 en B95) met vezels

Zoals eerder opgemerkt is de combinatie van hoge sterkte beton met staalvezels nog een grotendeels onbekend terrein. Er wordt gewerkt aan speciale vezels en de verwachtingen zijn hoog. Echter blijft het bezwijkmechanisme van staalvezelbeton maatgevend voor de treksterkte. Omdat het onduidelijk is waar men straks op kan rekenen worden een aantal verschillende waarden gekozen. Ten eerste kan dezelfde treksterkte gekozen worden als bij gewoon beton. Een waarde van 3 à 4 N/mm² werd ook gevonden in een onderzoek met 0.8 % gehaakte vezels in hoge sterkte beton in Parijs [51]. Ook kan men er van uit gaan dat de nieuwe vezels in hoge sterkte beton een hogere treksterkte opleveren. De verwachting is niet dat deze evenredig zal toenemen met de druksterkte. In onderstaande tabel staan de aangenomen spanningverlopen voor B35, B65 en B95.

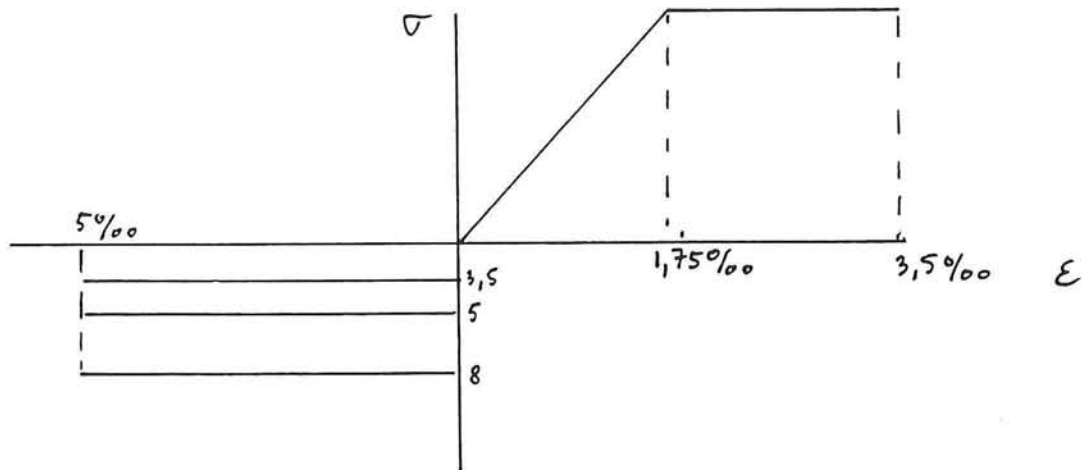
| B35 | | B65 | | B95 | |
|----------------|-------------------------------|----------------|-------------------------------|----------------|-------------------------------|
| ϵ (‰) | σ (N/mm ²) | ϵ (‰) | σ (N/mm ²) | ϵ (‰) | σ (N/mm ²) |
| 5 (trek) | 3.5 | 5 (trek) | 3.5 / 5 | 5 (trek) | 3.5 / 5 / 8 |
| 0 | 3.5 | 0 | 3.5 / 5 | 0 | 3.5 / 5 / 8 |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| -1.75 (druk) | -21 | -1.75 (druk) | -39 | -1.85 (druk) | -55 |
| -3.5 (druk) | -21 | -3.5 (druk) | -39 | -2.75 (druk) | -55 |

Tabel 5.1: Spanning-rek relatie voor B35, B65 en B95 met staalvezels (aanname)

Overigens is de (ongescheurde) treksterkte van ongewapend hoge sterkte beton een stuk hoger dan gewoon beton, door de aanwezigheid van kleiner en gebroken toeslagmateriaal. Hierdoor bestaat het risico dat de na-scheur sterkte van de staalvezels veel lager wordt dan de ongescheurde treksterkte. Het is te vergelijken met het vereiste minimum wapeningspercentage in beton om bros bezwijken te voorkomen.



Figuur 5.9: σ - ϵ diagram voor ongewapend beton



Figuur 5.10: Spanning-rek verloop beton met staalvezels (zie tabel 5.1)

5.4 Berekenen N,M-k diagrammen

Met behulp van het programma NMk en de spanning-rek diagrammen van tabel 1 kunnen de N,M- κ diagrammen voor alle betonsterkten bepaald worden. In Bijlage III Staan de volledige N,M- κ diagrammen.

De verschillen tussen de diagrammen (Bijlage III en fig. 5.4 t/m 5.7) zijn groot. Zowel de betonsterkte als de vezels beïnvloeden het verloop van de M- κ relatie.

Invloed staalvezels

Meteen valt op dat door de toevoeging van staalvezels de opneembare momenten groter worden (fig. 5.5 t/m 5.7). Het is eenvoudig te verklaren door het feit dat er in de trekzone ook krachten opgenomen worden die een moment leveren.

Minder logisch is het feit dat de staalvezels de vervormingscapaciteit verkleinen. Dit komt ook doordat de vezels in de trekzone een kracht opnemen. Deze kracht moet voor evenwicht gecompenseerd worden door een grotere drukkracht. Hierdoor zal in de drukzone eerder de bezwijkwaarde bereikt worden.

Invloed betonsterkte

Een grotere betonsterkte geeft hogere opneembare momenten en normaalkrachten (zie Bijlage III). Doordat bij een hogere betonsterkte en gelijke manteldikte de doorsnede minder snel bezwijkt op druk, is de vervormingscapaciteit ook groter. Door de grotere vervormingscapaciteit kunnen de vezels beter benut worden. De doorsnede bezwijkt dan niet voordat de maximale rek van de vezels (hier 5‰) bereikt is.

Invloed aanwezige normaalkrachten

Hoe hoger de normaalkrachten hoe eerder de doorsnede zal bezwijken op druk (zie Bijlage III). Dus bij een lagere normaalkracht is de vervormingscapaciteit groter, maar de opneembare momenten zijn dan lager.

Invloed dikte tunnelmantel

Een dikkere mantel zorgt voor een hoger opneembare normaalkracht (zie fig. 5.8). Bij dezelfde normaalkracht zal een dikkere doorsnede een hoger opneembaar moment en een grotere vervormingscapaciteit hebben.

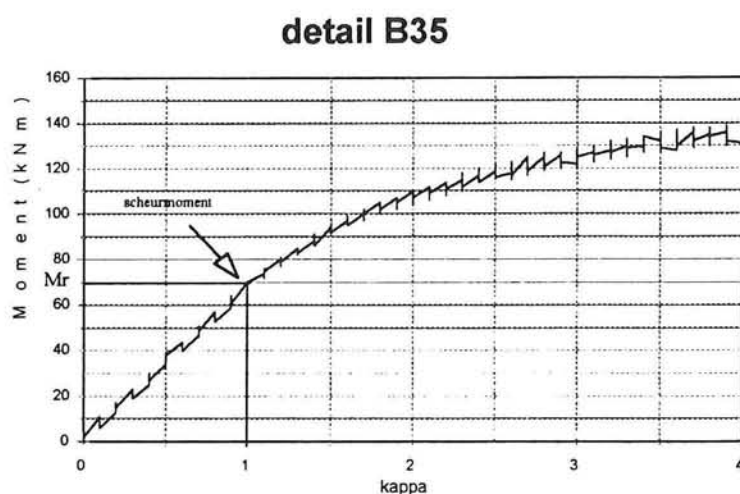
6. Langeduur effecten en fysisch niet-lineariteit in tunnelmantel

In dit hoofdstuk worden de beide effecten bestudeerd die nog niet meegenomen zijn in de berekening van de tunnelmantel. In de eerste paragraaf wordt de invloed van kruip in het lange-duur effect bekeken. In paragraaf 6.2 komt de fysische niet-lineariteit aan bod.

6.1 Lange-duur effect

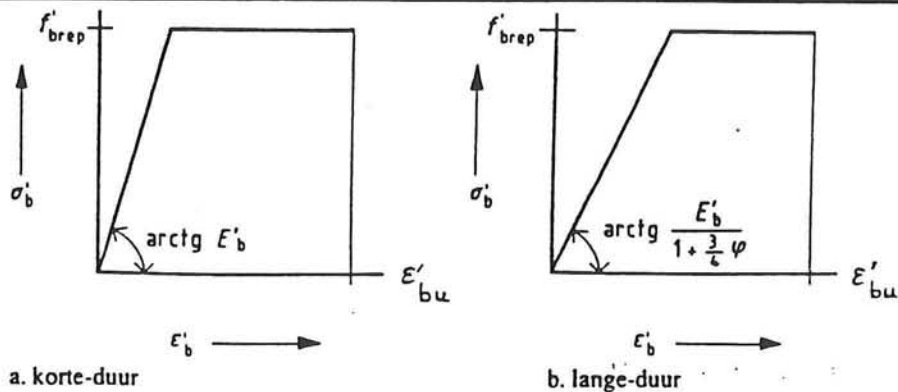
De E-modulus is onder lange-duur belasting veel lager dan bij korte duur belastingen (door kruip). Door te rekenen met deze gereduceerde E-modulus zullen de optredende belastingen en vervormingen veranderen. In tabellen 6.1 t/m 6.4 zijn de rekenresultaten van lange en korte duur met elkaar vergeleken.

Doordat voor de berekening van de NM κ -diagrammen de rekenwaarden voor de spanning-rek relatie zijn gebruikt, is de lange-duur E-modulus af te lezen uit deze diagrammen. In de uitvoerdata van het programma NMk staat ook rek boven en rek onder in de doorsnede. Zodra één van beiden kleiner dan 0 wordt, treedt er trek en dus scheurvorming op. Omdat het moment met de eerste trek al bij een kleine kromming optreedt, is het in de complete N,M- κ diagrammen niet te onderscheiden. Figuur 6.1 is een detail van een M- κ diagram met daarin aangegeven het scheurmoment.



Figuur 6.1: Detail van N,M- κ diagram van 40cm B35 beton

Met dit scheurmoment is de lange-duur stijfheid te bepalen (m.b.v formule 4.15 in par. 4.4). In bovenstaande figuur wordt $E_{\text{langeduur}} \approx 13.000 \text{ N/mm}^2$. Zo kan ook voor B65 en voor B95 $E_{\text{langeduur}}$ bepaald worden. Overigens zijn de waarden uit de N,M- κ diagrammen voor B65 en B95 wat hoger dan verkregen wordt met de formule uit CUR-aanbeveling 37 [59] (zie fig 6.2). Aangezien de stijfheden uit de diagrammen hoger en dus maatgevend voor de belastingen zijn, wordt hiermee verder gerekend:



Figuur 6.2: Verschil tussen korte- en langeduur bij spanning-rek diagram beton [57]

- B35: $E_{langeduur} \approx 13.000 \text{ N/mm}^2$
- B65: $E_{langeduur} \approx 25.000 \text{ N/mm}^2$
- B95: $E_{langeduur} \approx 31.000 \text{ N/mm}^2$

Wat de reden is voor deze verschillen is niet bekend.

De E-modulus tot de eerste scheur is gelijk voor beton met en zonder vezels.

| d = 0.3m | $E_{korteduur}$ | | | | $E_{langeduur}$ | | | |
|----------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] |
| B35 | 671 | 1622 | 2284 | 53.4 | 671 | 1622 | 2284 | 127.4 |
| B65 | 671 | 1622 | 2284 | 43.0 | 671 | 1622 | 2284 | 78.8 |
| B95 | 671 | 1622 | 2284 | 41.7 | 671 | 1622 | 2284 | 72.0 |

Tabel 6.1: Optredende belastingen en vervormingen volgens Bouma (d = 0.3m)

| d = 0.6m | $E_{korteduur}$ | | | | $E_{langeduur}$ | | | |
|----------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] |
| B35 | 721 | 1681 | 2369 | 8.1 | 721 | 1681 | 2369 | 19.2 |
| B65 | 721 | 1681 | 2369 | 6.7 | 721 | 1681 | 2369 | 11.9 |
| B95 | 721 | 1681 | 2369 | 6.3 | 721 | 1681 | 2369 | 10.7 |

Tabel 6.2: Optredende belastingen en vervormingen volgens Bouma (d = 0.6m)

| d = 0.3m | $E_{\text{korteduur}}$ | | | | $E_{\text{langeduur}}$ | | | |
|----------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] |
| B35 | 72 | 1857 | 1892 | 5.6 | 32 | 1768 | 1783 | 5.9 |
| B65 | 87 | 1868 | 1910 | 5.5 | 50 | 1827 | 1851 | 5.8 |
| B95 | 89 | 1869 | 1913 | 5.5 | 54 | 1851 | 1862 | 5.7 |

Tabel 6.3: Optredende belastingen en vervormingen volgens Duddeck (zonder wrijving)

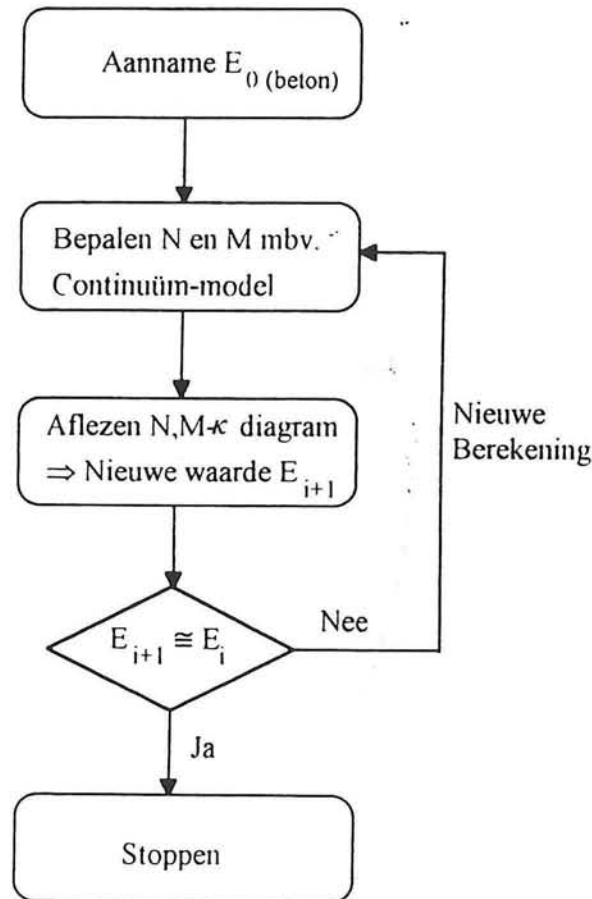
| d = 0.6m | $E_{\text{korteduur}}$ | | | | $E_{\text{langeduur}}$ | | | |
|----------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] | M_{max} [KNm] | N_{min} [KN] | N_{max} [KN] | U_{max} [mm] |
| B35 | 348 | 1899 | 2065 | 3.7 | 194 | 1879 | 1972 | 4.9 |
| B65 | 392 | 1897 | 2084 | 3.3 | 274 | 1897 | 2028 | 4.3 |
| B95 | 398 | 1897 | 2086 | 3.3 | 290 | 1898 | 2037 | 4.1 |

Tabel 6.4: Optredende belastingen en vervormingen volgens Duddeck (zonder wrijving)

De uitkomsten verschillen aanzienlijk. Voor het model waarbij rekening wordt gehouden met de interactie tussen grond en tunnelmantel (Duddeck) blijken de lange-duur effecten gunstig te werken. Voor het model van Bouma echter heeft het alleen enige gevolgen voor de vervormingen (die toenemen door lagere stijfheid!). Het effect van ovaliseren op de optredende belasting wordt zo alleen maar groter.

6.2 Fysisch niet-lineair gedrag

Zoals in paragraaf 4.4 al beschreven is, kan er een reductie van de stijfheid optreden door plastisch gedrag van beton en door scheurvorming in de trekzone. Door het om en om berekenen van de belastingen en het aflezen van het N,M- κ diagram, kan men tot een eindwaarde van de E-modulus en de belastingen in de doorsnede komen. In figuur 6.3 staat een stroomschema van dit proces.



Figuur 6.3: Stroomschema voor de berekening van de uiterste belastingen en vervormingen in een dwarsdoorsnede van een tunnelring, rekening houdend met fysisch niet-lineair gedrag.

Op deze wijze kan men inzicht krijgen in de effecten van scheurvorming of plastisch gedrag van de tunnelmantel. Wel moet nadrukkelijk gezegd worden dat de continuum-modellen uitgaan van een homogene doorsnede. Als er door de vervormingen plaatselijk scheurvorming optreedt, zal de stijfheid ook lokaal reduceren. De reductie van de belastingen zal lokaal optreden en niet over de hele ring. De reductie zal het grootst zijn daar waar de vervorming het grootst is en geldt dus vooral voor het maximum moment en voor de maximale vervorming. De rest van de doorsnede zal waarschijnlijk geen of weinig reductie ondergaan. Het is echter wel de vraag of de belastingreductie in de ring door deze lokale stijfheidsverandering hetzelfde

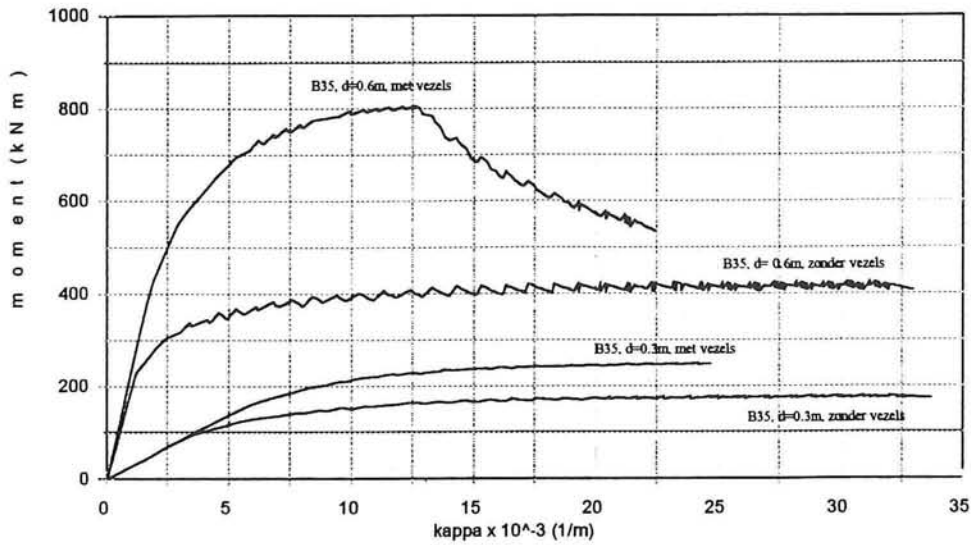
is als wat hier berekend wordt. In deze berekeningen wordt een algehele stijfheidsreductie ingevoerd. Het is de bedoeling om gevoel te krijgen van de invloedsfactoren en niet om exacte berekeningen te maken. Voor een nauwkeuriger berekening zal een eindig elementen pakket nodig zijn.

In figuur 6.1 is goed te zien dat op het moment dat de doorsnede in gaat scheuren de helling minder steil gaat lopen. Toch blijft het opneembaar moment nog lang toenemen. De eventuele aanwezigheid van staalvezels zorgt voor een grotere toename van het opneembaar moment. Hiervoor zorgt de treksterkte van de vezels. Pas als het beton aan de drukzijde gaat vloeien wordt het opneembaar moment constant (zie figuur 5.1 en Bijlage III).

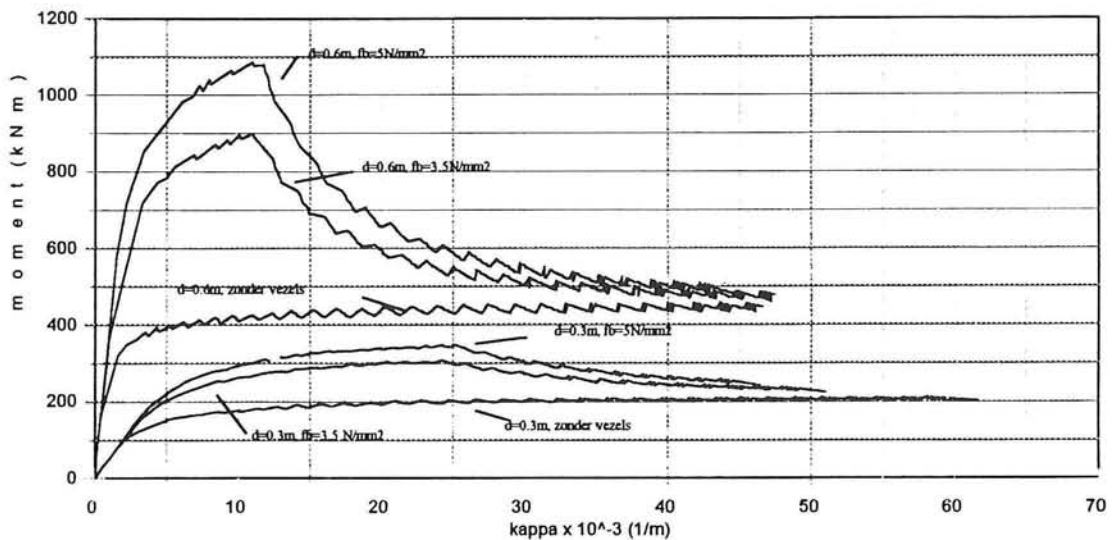
Voordat gerekend kan worden met de tweede orde momenten moet eerst de $N, M-\kappa$ relaties voor de verschillende betonsterkten en de eventueel toegevoegde staalvezels bekend zijn. Om een overdadige hoeveelheid rekenwerk te voorkomen wordt alleen de $M-\kappa$ relatie berekend waarbij de normaalkracht $N=1600$ kN. Uit de berekeningen van hoofdstuk 4 is gebleken dat voor alle modellen ongeveer dezelfde minimale normaalkracht geldt. De laagste waarde voor de normaalkracht is waarschijnlijk maatgevend. De vervormingscapaciteit is weliswaar iets groter, maar het opneembaar moment is dan het laagst. In tabel 6.5 en figuur 6.4 t/m 6.6 staan de belangrijkste gegevens voor de berekeningen.

| d (m) | Beton | f_b (N/mm ²) | M_r (kNm) | κ_r (10 ⁻³ 1/m) | M_{pl} (kNm) | κ_{pl} (10 ⁻³ 1/m) | M_u (kNm) | κ_u (10 ⁻³ 1/m) | M_{max} (kNm) |
|----------|-------|-------------------------------|----------------|--------------------------------------|-------------------|---|----------------|--------------------------------------|--------------------|
| 0.3 | B35 | 0 | 81 | 3 | 160 | 11 | 175 | 33.7 | 175 |
| 0.6 | B35 | 0 | 160 | 0.75 | 395 | 11 | 415 | 33 | 415 |
| 0.3 | B35 | 3.5 | 81 | 3 | 205 | 9.2 | 246 | 24.7 | 246 |
| 0.6 | B35 | 3.5 | 160 | 0.75 | 735 | 6.6 | 535 | 22.4 | 806 |
| 0.3 | B65 | 0 | 82 | 1.6 | 195 | 20.5 | 205 | 61.6 | 205 |
| 0.6 | B65 | 0 | 163 | 0.4 | 430 | 19.8 | 445 | 46.6 | 445 |
| 0.3 | B65 | 3.5 | 82 | 1.6 | 286 | 15 | 224 | 51 | 307 |
| 0.6 | B65 | 3.5 | 163 | 0.4 | 890 | 10.5 | 477 | 47.4 | 899 |
| 0.3 | B65 | 5 | 82 | 1.6 | 320 | 13.8 | 242 | 46.4 | 348 |
| 0.6 | B65 | 5 | 163 | 0.4 | 1055 | 9.2 | 479 | 44.7 | 1086 |
| 0.3 | B95 | 0 | 80 | 1.2 | 210 | 31 | 215 | 60.8 | 215 |
| 0.6 | B95 | 0 | 168 | 0.3 | 450 | 29.5 | 455 | 45.6 | 455 |
| 0.3 | B95 | 3.5 | 80 | 1.2 | 318 | 21.5 | 233 | 50.2 | 318 |
| 0.6 | B95 | 3.5 | 168 | 0.3 | 593 | 20 | 489 | 46.1 | 924 |
| 0.3 | B95 | 5 | 80 | 1.2 | 360 | 19.3 | 251 | 45.7 | 370 |
| 0.6 | B95 | 5 | 168 | 0.3 | 800 | 15.6 | 490 | 43.3 | 1128 |
| 0.3 | B95 | 8 | 80 | 1.2 | 435 | 16.4 | 317 | 36.7 | 457 |
| 0.6 | B95 | 8 | 168 | 0.3 | 1492 | 10.2 | 552 | 35.5 | 1519 |

Tabel 6.5: Belangrijke punten van M- κ diagrammen voor N=1600 kN

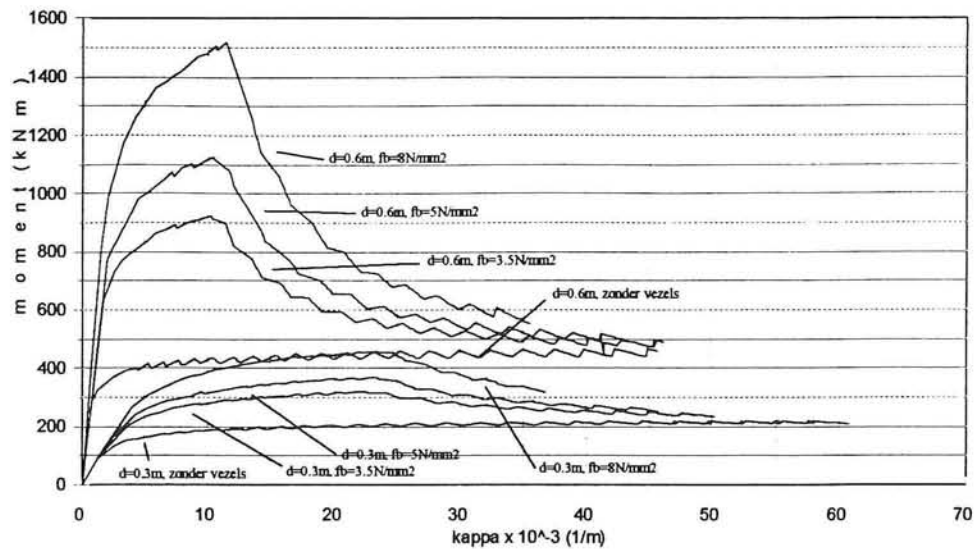


Figuur 6.4: M- κ diagrammen voor B35 beton en een normaalkracht $N=1600$ kN



Figuur 6.5 : M- κ diagrammen voor B65 beton en een normaalkracht $N=1600$ kN

Voor grote doorsneden hebben de vezels veel meer effect op het opnemen van momenten (zie fig 6.4 t/m 6.6). Dit komt doordat voor de op te nemen drukkracht (relatief) minder oppervlak nodig is en dan kan de treksterkte van de vezels over een (relatief) groter oppervlak werken.



Figuur 6.6: M- κ diagrammen voor B95 beton en een normaalkracht $N=1600$ kN

Onderstaande tabel (6.6) geeft aan in hoeverre de stijfheidsreductie door fysische niet-lineairiteit invloed kan hebben op de belastingen en vervormingen. Gekeken wordt naar de mate van inscheuring van de doorsnede en de overgebleven drukzonehoogte. Dit is belangrijk in verband met de waterdichtheid (zie hoofdstuk 7).

Met behulp van het iteratieproces van figuur 6.3 zijn de volgende berekeningen gemaakt van een tunneldoorsnede in de omstandigheden zoals beschreven en berekend in hoofdstuk 4.

| d (m) | Beton | f_b (N/mm ²) | M (kNm) | N (kN) | u (mm) | κ (10 ⁻³ 1/m) | h_x (m) | E_r (N/mm ²) |
|----------|-------|-------------------------------|------------|-----------|-----------|------------------------------------|--------------|-------------------------------|
| 0.3 | B35 | 0 | 27 | 1524 | 5.9 | 0.92 | 0.3 | 13.000 |
| 0.6 | B35 | 0 | 165 | 1648 | 4.9 | 0.75 | 0.6 | 13.000 |
| 0.3 | B35 | 3.5 | 27 | 1524 | 5.9 | 0.92 | 0.3 | 13.000 |
| 0.6 | B35 | 3.5 | 165 | 1648 | 4.9 | 0.75 | 0.6 | 13.000 |
| 0.3 | B65 | 0 | 49 | 1602 | 5.7 | 0.87 | 0.3 | 25.000 |
| 0.6 | B65 | 0 | 200 | 1667 | 4.5 | 0.7 | 0.45 | 17.000 |
| 0.3 | B65 | 3.5 | 49 | 1602 | 5.7 | 0.87 | 0.3 | 25.000 |
| 0.6 | B65 | 3.5 | 230 | 1677 | 4.2 | 0.6 | 0.5 | 22.000 |
| 0.3 | B65 | 5 | 49 | 1602 | 5.7 | 0.87 | 0.3 | 25.000 |
| 0.6 | B65 | 5 | 230 | 1677 | 4.2 | 0.6 | 0.5 | 22.000 |
| 0.3 | B95 | 0 | 60 | 1619 | 5.6 | 0.9 | 0.3 | 31.000 |
| 0.6 | B95 | 0 | 200 | 1675 | 4.3 | 0.55 | 0.45 | 20.000 |
| 0.3 | B95 | 3.5 | 60 | 1619 | 5.6 | 0.9 | 0.3 | 31.000 |
| 0.6 | B95 | 3.5 | 300 | 1690 | 3.7 | 0.53 | 0.4 | 31.000 |
| 0.3 | B95 | 5 | 60 | 1619 | 5.6 | 0.9 | 0.3 | 31.000 |
| 0.6 | B95 | 5 | 300 | 1690 | 3.7 | 0.53 | 0.5 | 31.000 |
| 0.3 | B95 | 8 | 60 | 1619 | 5.6 | 0.9 | 0.3 | 31.000 |
| 0.6 | B95 | 8 | 300 | 1690 | 3.7 | 0.53 | 0.5 | 31.000 |

Tabel 6.6: Momenten, normaalkrachten, vervormingen, E-modulus en overgebleven drukzonehoogte (h_x)

Uit bovenstaande tabel kan snel geconcludeerd worden dat de dikte en stijfheid van het tunnelmateriaal niet veel uit maakt en dat er weinig vervorming optreedt. De stijfheid van de tunnelmantel blijft voor het merendeel dezelfde als de lange-duur stijfheid. Dit komt waarschijnlijk doordat de grond zo stijf is. Daarom wordt hetzelfde iteratieproces doorlopen voor een slappe bodem (zie tabel 6.7).

| d (m) | Beton | f_b (N/mm ²) | M (kNm) | N (kN) | u (mm) | κ (10 ⁻³ 1/m) | h_x (m) | E_r (N/mm ²) |
|----------|-------|-------------------------------|------------|-----------|-----------|------------------------------------|--------------|-------------------------------|
| 0.3 | B35 | 0 | 170 | 1660 | 142 | 19 | 0.12 | 3400 |
| 0.6 | B35 | 0 | 395 | 1695 | 88 | 13 | 0.15 | 1700 |
| 0.3 | B35 | 3.5 | 207 | 1661 | 131 | 9.5 | 0.12 | 4500 |
| 0.6 | B35 | 3.5 | 618 | 1689 | 27 | 4 | 0.35 | 8500 |
| 0.3 | B65 | 0 | 190 | 1661 | 136 | 16 | 0.1 | 4000 |
| 0.6 | B65 | 0 | 404 | 1696 | 85 | 10 | 0.12 | 1800 |
| 0.3 | B65 | 3.5 | 286 | 1658 | 108 | 16 | 0.12 | 7500 |
| 0.6 | B65 | 3.5 | 646 | 1687 | 20 | 3.1 | 0.3 | 12000 |
| 0.3 | B65 | 5 | 316 | 1657 | 99 | 13.3 | 0.12 | 9000 |
| 0.6 | B65 | 5 | 672 | 1685 | 13 | 2 | 0.35 | 19000 |
| 0.3 | B95 | 0 | 206 | 1695 | 131 | 20.3 | 0.05 | 4500 |
| 0.6 | B95 | 0 | 423 | 1661 | 80 | 10 | 0.12 | 2000 |
| 0.3 | B95 | 3.5 | 300 | 1658 | 104 | 17 | 0.09 | 8000 |
| 0.6 | B95 | 3.5 | 675 | 1685 | 12 | 1.8 | 0.3 | 21000 |
| 0.3 | B95 | 5 | 350 | 1654 | 89 | 15.6 | 0.1 | 11000 |
| 0.6 | B95 | 5 | 680 | 1684 | 11 | 1.7 | 0.35 | 22000 |
| 0.3 | B95 | 8 | 400 | 1650 | 75 | 11.4 | 0.12 | 15000 |
| 0.6 | B95 | 8 | 690 | 1684 | 8 | 1.3 | 0.4 | 31000 |

Tabel 6.7: Momenten, normaalkrachten, vervormingen, E-modulus en overgebleven drukzonehoogte (h_x) bij slappe grond ($E_g=4$ MPa)

De aanname dat de normaalkracht constant blijft op ca. 1600 kN is, lijkt goed te kloppen. Het is verder ook opvallend dat in principe geen van alle doorsneden bezwijkt op sterkte. Het beton zal altijd zo ver inscheuren dat de stijfheid reduceert tot waarden waarbij de optredende momenten opgenomen kunnen worden. Wel neemt de vervorming flink toe bij een lage stijfheid.

Hoge sterkte beton heeft als nadeel de hoge stijfheid. Hierdoor zijn de optredende momenten hoger. Ook als het beton inscheurt blijven de stijfheden een stuk hoger.

De bijdrage van de staalvezels is zoals eerder opgemerkt (relatief) het grootst in een dikkere mantel. Het beton zal minder inscheuren, omdat het grotere momenten op kan nemen door de aanwezige trekkracht.

Bouma

Als het iteratieproces niet met de continuüm-modellen wordt berekend, maar met Bouma, dan zullen de momenten en normaalkrachten gelijk blijven. De resultaten zullen alleen beïnvloed worden door de stijfheid van de tunnelmantel. Zodra de stijfheid beneden de 15000 N/mm² komt, nemen voor een dikte van 30 cm de verplaatsingen extreem toe. Voor resultaten zie Bijlage I.

Overigens heeft de stijfheid van de grond op de resultaten van Bouma geen invloed.

ITM-project

Eindige elementen methode

Broere [71] heeft met behulp van het EEM-programma PLAXIS vergelijkbare berekeningen aan een tunneldoorsnede gemaakt, waarbij de invloed van de stijfheidsreductie van de tunnelmantel is onderzocht. Net als bij de berekeningen van deze studie is gebleken dat de momenten reduceren, maar dat de vervormingen beperkt blijven (zie figuur 6.7). In de toekomst moeten verdere berekeningen met EEM-programma's de invloed van lokale stijfheidsreductie bepalen.

| Model | M_x [kNm] | N_x [10^5 N] | S_x [kN] | u_x [10^{-3} m] | Δu_x [10^{-3} m] |
|---------------------|-------------|-------------------|------------|----------------------|-----------------------------|
| 100% EI | 184 | 4.21 | 95.3 | 30.0 | 9.82 |
| 70% EI | 156 | 4.11 | 84.6 | 32.3 | 10.2 |
| 20% EI | 67.4 | 3.85 | 46.6 | 39.5 | 11.3 |
| Volscharnier | 51.8 | 3.68 | 30.8 | 38.3 | 10.3 |
| Plastisch scharnier | 184 | 4.21 | 95.3 | 30.0 | 9.82 |

Figuur 6.7: Berekening van de invloed van stijfheidsreductie op de belastingen en vervormingen in een tunneldoorsnede m.b.v. PLAXIS [71]

7. Waterdichtheid tunnelmantel

7.1 Dichtheidscriteria

Beton is een poreus materiaal. Wanneer poriën met elkaar in open verbinding staan, is het materiaal ook permeabel en kan transport van water door het beton plaatsvinden. Behalve dat beton als regel permeabel is, is het ook bros en zal het soms gescheurd zijn.

Het transport van water door scheuren is vele malen groter dan door het beton zelf. Bij het ontwerpen van een tunnel is de waterdichtheid een belangrijk aspect om rekening mee te houden. Bij eerdere toepassingen van de extrusiemethode zijn er ook problemen geweest met de waterdichtheid (zie literatuurstudie). Transport door lekkende voegen is nog weer groter dan door scheuren. Als vuistregel wordt voor het transport door beton, via scheuren en door niet goed functionerende voegen wel een verhouding aangehouden van $1:10^4:10^{10}$ [62].

Niet altijd hoeft de betonnen constructie volledig waterdicht te zijn. Een geringe lekkage kan toelaatbaar zijn. In dit verband kan onderscheid worden gemaakt tussen verschillende dichtheidsklassen, te weten:

1. Volledige waterdichtheid
2. Schijnbare (of praktische) waterdichtheid
3. Adequate dichtheid.

Karakteristieken van de verschillende dichtheidsklassen zijn weergegeven in tabel 7.1.

| Klasse | Karakteristieken | Realisatiemogelijkheden | Commentaar |
|-----------------------------|--|--|---|
| Volledige dichtheid | - Geen volume/massa stroming - Diffusie mogelijk (ionen/moleculair nivo) | - Volledig dicht materiaal - "Systeem technologie" | In principe niet bereikbaar met enkel poreus/permeabel beton, <i>tenzij</i> voor een korte periode |
| Schijnbare dichtheid | - Geen <i>zichtbare</i> lekkage - Verdamping aan achterzijde van de barrière overtreft aanvoer aan voorzijde. | - Uitgebalanceerde betonsamenstelling - Minimum betondrukzone | - Schijnbare dichtheid hangt af van de relatieve vochtigheid, temperatuur en windsnelheid buiten de constructie. - Voor korte periode is "volledige dichtheid" mogelijk. |
| Adequate dichtheid | - Zichtbare, maar gecontroleerde lekkage | - Beheersen scheurwijdte | - Voor veel beschermingsconstructies is adequate dichtheid toereikend - Voor korte periode kan ook gescheurd beton zich "volledig dicht" gedragen |

Tabel 7.1: Classificatie van dichtheidscriteria [62]

Volledige of fysische dichtheid, d.w.z. "transport nul", is strikt genomen met geen enkel materiaal mogelijk. Wanneer transport door stroming is uitgesloten, zal altijd nog wel enig transport via diffusie plaatsvinden. In het geval van een tunnel kan men stellen dat met een

dicht, ongescheurd beton of met beton voorzien van een stalen of kunststof liner volledige dichtheid is gewaarborgd [62].

Wanneer transport door ongescheurd of gescheurd beton kleiner is dan wat er aan de zijde van uitstroming verdampt, dan is er sprake van schijnbare, praktische of technische dichtheid. Veel kelderwanden en reservoirwanden in gewapend beton zijn, bewust of onbewust, ontworpen voor schijnbare dichtheid.

Bij adequate dichtheid wordt enige lekkage gedurende kortere of langere tijd getolereerd. De mate van toegestane lekkage hangt af van de gevolgen. Bij het ontwerpen van tunnels kan adequate dichtheid een aanvaardbare optie zijn.

7.2 Transport van water door ongescheurd beton

Transport door beton kan door een drukverschil en of door een concentratieverschil worden geïnitieerd. Meestal zullen ze beiden optreden. Water onder hydrostatische druk zal door het beton stromen. Verder zal tengevolge van een concentratieverschil van water tussen de tunnel en omgeving diffusie plaatsvinden. In het algemeen zal bij de aanwezigheid van scheuren en naden het transport door drukstroming veel groter zijn dan door diffusie.

Permeabiliteit

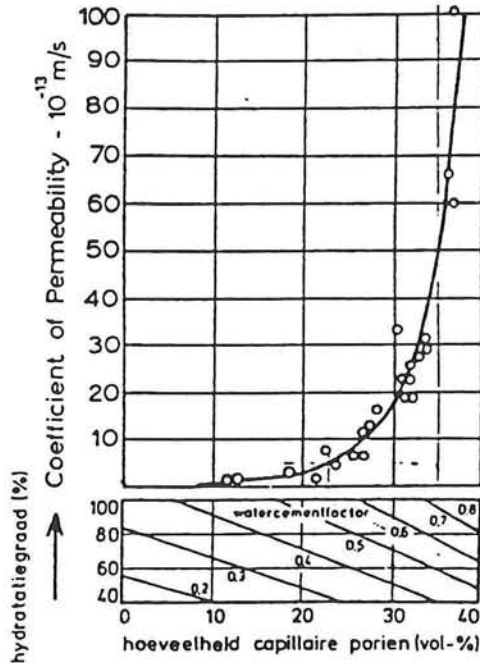
De permeabiliteit van beton is afhankelijk van de permeabiliteit van de toeslagmaterialen, de cementsteen en van de grenslaag tussen cementsteenmatrix en toeslag. Ofschoon de toeslag ca. 70% van het beton uitmaakt en de permeabiliteit van de toeslag aanzienlijke variaties vertoont, wordt de permeabiliteit van beton toch voornamelijk bepaald door het cementsteen en door de genoemde grenslaag. Factoren die van invloed zijn op de permeabiliteit van cementsteen zijn:

- w/c factor
- hydratatiegraad
- microscheurvorming
- uitvoering, bijv. de aanwezigheid van grindnesten
- nabehandeling van beton

Als gevolg van de factoren die de permeabiliteit beïnvloeden lopen de waarden hiervan voor verschillende betonsoorten sterk uiteen. De intrinsieke doorlatendheid κ van normaal beton ligt tussen de 10^{-14} en 10^{-19} m². Voor de doorlaatbaarheid k van verhard normaal grindbeton met een gebruikelijke w/c-factor tussen de 0.4 en 0.5 wordt vaak gerekend met een waarde van $k=10^{-11} \dots 10^{-12}$ m/s.

Bij toepassen van hoogovencement met een lage w/c factor kan een doorlaatbaarheid een factor 100 kleiner zijn [62]. Uit recent Duits onderzoek blijkt de cementsoort weinig invloed te hebben [64]. Toevoegen van vliegias aan het cement levert ook een lagere doorlatendheid op. Zeer dicht beton wordt verkregen door toevoegen van **silica fume**. Dit wordt toegevoegd voor het vervaardigen van hoge sterkte beton. De doorlatendheid van beton vervaardigd met een lichte, enigszins water absorberend toeslagmateriaal kan een factor 1000 lager zijn dan van normaal grindbeton. Oorzaak hiervan is de dichte grenslaag tussen toeslag en cementsteen [62].

Van dominant belang voor de vloeistofdichtheid zijn de w/c-factor en de hydratatiegraad. Figuur 7.1 geeft de permeabiliteit voor water van cementsteen als functie van het capillair poriënvolume. Dit poriënvolume kan worden bepaald als functie van de w/c-factor en de hydratatiegraad als weergegeven in het onderste deel van de figuur.



Figuur 7.1: Waterdoorlatendheid k (m/s) van cementsteen [64]

Voorbeeld: Bij een w/c-factor van 0.45 (metrotunnel Lyon) en een hydratatiegraad van $\alpha = 60\%$ (aanneme) geeft een cementsteen met een capillair poriënvolume van ca. 30% en een bijbehorende permeabiliteit $k = 17 \cdot 10^{-13}$ m/s.

Bij een w/c-factor kleiner dan ca. 0.45 is sprake van vrijwel volledig waterdicht beton.

De leeftijd van het beton speelt ook nog een rol bij de permeabiliteit van cementsteen [65]. Zie ook onderstaande figuur.

| Age days | Coefficient of permeability k [m.s ⁻¹] |
|-------------|---|
| fresh | $2 \cdot 10^{-6}$ |
| 5 | $4 \cdot 10^{-10}$ |
| 6 | $1 \cdot 10^{-10}$ |
| 8 | $4 \cdot 10^{-11}$ |
| 13 | $5 \cdot 10^{-12}$ |
| 24 | $1 \cdot 10^{-12}$ |
| ultimate | $6 \cdot 10^{-13}$ |

Tabel 7.2: Effect van ouderdom op de permeabiliteit van cementsteen. W/c = 0.7 [65]

Penetratiediepte

Voor de penetratiediepte van water zijn twee mechanismen van belang, namelijk capillaire zuiging en hydrostatische druk. De penetratiediepte is voornamelijk afhankelijk van de poriediameter. Als er geen ernstige grondwatervervuiling is dan is dit voor tunnels niet zo van belang.

Tijdsafhankelijkheid

Uit proeven op schuimbeton [69] is gebleken dat de waterindringing tijdsafhankelijk is. De waterindringing neemt af met de tijd. Echter heeft men hier proeven gedaan met kleine waterdrukken. Bovendien bleek dat andere factoren zoals de mengselsamenstelling een veel grotere invloed hebben op de waterindringing.

Bij onderzoek van kraan- en zeewater onder hoge druk op beton [68] bleek dat de waterdoorlatendheid van kraanwater niet tijdsafhankelijk is. Overigens met zeewater wel.

Lekdebieten door ongescheurd beton

Voor het bepalen van stroming van water door ongescheurd beton onder invloed van een drukgradiënt kan gebruik worden gemaakt van de wet van Darcy [62]:

$$(1) \quad Q_{str} = \frac{A \cdot \Delta p}{\eta \cdot d} \cdot \kappa$$

| | | | |
|---------|------------|---|------------------|
| Waarin: | Q_{str} | = debiet door beton | $[m^3/s]$ |
| | A | = wandoppervlak | $[m^2]$ |
| | Δp | = drukverschil over de wand | $[Pa]$ |
| | η | = dynamische viscositeit van de vloeistof | $[kg/m \cdot s]$ |
| | d | = wanddikte | $[m]$ |
| | κ | = intrinsieke doorlatendheid | $[m^2]$ |

Met deze formule zijn een aantal berekeningen gemaakt die voor geboorde tunnels kunnen gelden. In onderstaande tabel zijn de resultaten weergegeven voor een betonnen constructie op ca. 30 meter diepte. Meer resultaten staan in Bijlage IV. Met nadruk wordt gesteld dat deze waarden niet exact zijn, maar dienen als een indicatie van de orde grootte van de lekdebieten en de invloed van de manteldikte en dichtheid (intrinsieke doorlatendheid).

| dikte(m) → | 0.05 m | 0.1 m | 0.15 m | 0.2 m | 0.25 m | 0.3 m | 0.35 m | 0.4m | 0.45 m | 0.5 m | 0.55 m | 0.6 m |
|--------------------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|--------|-------|
| intr. doorlatendh. | | | | | | | | | | | | |
| 2E-19 | 0.1 | 0.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 2E-18 | 1.0 | 0.5 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| 2E-17 | 10.4 | 5.2 | 3.5 | 2.6 | 2.1 | 1.7 | 1.5 | 1.3 | 1.2 | 1.0 | 0.9 | 0.9 |
| 2E-16 | 103.7 | 51.8 | 34.6 | 25.9 | 20.7 | 17.3 | 14.8 | 13.0 | 11.5 | 10.4 | 9.4 | 8.6 |
| 2E-15 | 1,036.8 | 518.4 | 345.6 | 259.2 | 207.4 | 172.8 | 148.1 | 129.6 | 115.2 | 103.7 | 94.3 | 86.4 |
| 2E-14 | 10,368.0 | 5,184.0 | 3,456.0 | 2,592.0 | 2,073.6 | 1,728.0 | 1,481.1 | 1,296.0 | 1,152.0 | 1,036.8 | 942.5 | 864.0 |

Tabel 7.3: Lekdebieten door ongescheurd beton op ca. 30 meter diepte. Het gearceerde gebied geeft de waarden aan die men in de praktijk kan verwachten

In de tabel is te zien dat beton met een lage intrinsieke doorlatendheid (hoge sterkte beton => $\kappa \approx 2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$) zelfs op 30 meter diepte een ongescheurde doorsnede van 5 cm vrijwel geen water door laat. De intrinsieke doorlatendheid van beton met een wcf van 0.45 ($\kappa \approx 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$) is ook nog laag genoeg om grote lekkage te voorkomen. Bij slechter beton (hoge wcf en/of slechte kwaliteit) kunnen de debieten sterk oplopen. De hoogste waarde uit de tabel is een debiet van ca. 10.000 liter/dag per m^2 . Dit komt overeen met 0.12 liter per minuut per m^2 .

7.3 Transport van water door gescheurd beton

Algemeen

Bij het bepalen van het transport van water door gescheurd beton speelt een aantal factoren een rol:

1. De scheurwijdte
2. De scheurlengte, i.c. dikte van het betonelement
3. Morfologie van de scheurwand. Hierop zijn van invloed:
 - a. Type toeslag
 - b. W/c-factor
4. Drukverval over de lengte van de scheur
5. "Self-healing"

Zowel het scheurenpatroon als het transport van water door een enkele scheur worden bepaald door een aantal factoren die sterk aan spreiding onderhevig zijn. Dit nodigt uit tot probabilistische beschouwingen, resp. probabilistische berekeningen, betreffende de hoeveelheden water, die via scheuren in de tunnel kunnen komen.

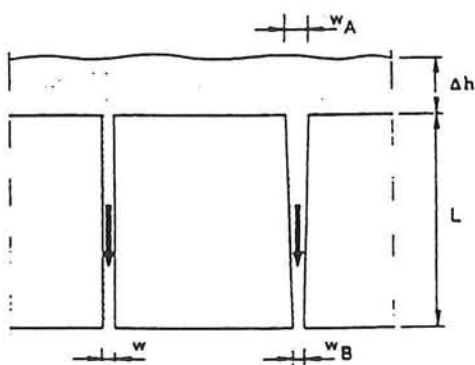
Transportberekening

Doorgaande scheuren

Voor het bepalen van vloeistof en gastransport wordt meestal gebruik gemaakt van de formule van Poisseuille:

$$(2) \quad Q = \alpha \cdot \frac{w^3 \cdot \Delta p}{\eta \cdot d} \cdot L$$

| | | |
|-----------|--|---------------------|
| Waarin: Q | = debiet door beton | [m ³ /s] |
| α | = factor voor morfologie scheuroppervlak (hier 0.01) | [-] |
| Δp | = drukverschil over de wand | [Pa] |
| η | = dynamische viscositeit van de vloeistof | [kg/m.s] |
| d | = wanddikte | [m] |
| w | = scheurwijdte | [m] |
| L | = Lengte van de scheur | [m] |



Figuur 72: Doorgaande scheuren - schematisch

De factor α is afhankelijk van de morfologie van het scheuroppervlak, het type toeslagmateriaal en de w/c-factor (betonkwaliteit). Voor gladde oppervlakken geldt $\alpha=1/12$ (Poisseeuille). Als gevolg van de ruwheid van het scheuroppervlak neemt de waarde voor α af met een factor 2 tot 10. De waarde voor α neemt toe met toenemende scheurwijdte. Voor veel praktische toepassingen kan $\alpha=0.01$ worden aangehouden [62]. Bij het bepalen van de factor α wordt meestal uitgegaan van constant blijven van de scheurwijdte. Overigens zal dit in de praktijk niet geheel het geval zijn. Bij zeer kleine scheurwijdten, $w < 0.1$ mm, is de betrouwbaarheid van formule [63] overigens gering.

In tabel 7.4 staan resultaten van berekeningen met de formule van Poisseuille. Voor een aantal verschillende drukken (diepten) zijn de lekdebieten door een scheur (van één meter lang) berekend. Ook zijn de scheurwijdte en de manteldikte gevarieerd. Bij deze tabel geldt wederom dat de waarden niet exact zijn, maar dienen om de orde grootte aan te geven.

In de tabel is duidelijk te zien dat vooral de scheurwijdte de debieten beïnvloed. De dikte van de tunnelmantel speelt een ondergeschikte rol t.o.v. de scheurwijdte. De hoogste waarde treedt

Lekdebiet per strekkende meter scheur in liters per dag

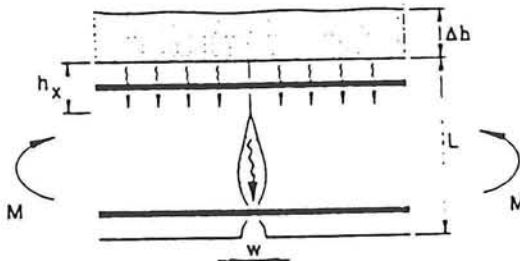
| p (10 ⁴ Pa) | dikte(m) -> | 0.25 | 0.3 | 0.35 | 0.4 | 0.45 | 0.5 | 0.55 | 0.6 |
|------------------------|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | w (mm) | | | | | | | | |
| 1 | 0.1 | 34.6 | 28.8 | 24.7 | 21.6 | 19.2 | 17.3 | 15.7 | 14.4 |
| | 0.2 | 276.5 | 230.4 | 197.5 | 172.8 | 153.6 | 138.2 | 125.7 | 115.2 |
| | 0.3 | 933.1 | 777.6 | 666.5 | 583.2 | 518.4 | 466.6 | 424.1 | 388.8 |
| 5 | 0.1 | 172.8 | 144.0 | 123.4 | 108.0 | 96.0 | 86.4 | 78.5 | 72.0 |
| | 0.2 | 1,382.4 | 1,152.0 | 987.4 | 864.0 | 768.0 | 691.2 | 628.4 | 576.0 |
| | 0.3 | 4,665.6 | 3,888.0 | 3,332.6 | 2,916.0 | 2,592.0 | 2,332.8 | 2,120.7 | 1,944.0 |
| 10 | 0.1 | 345.6 | 288.0 | 246.9 | 216.0 | 192.0 | 172.8 | 157.1 | 144.0 |
| | 0.2 | 2,764.8 | 2,304.0 | 1,974.9 | 1,728.0 | 1,536.0 | 1,382.4 | 1,256.7 | 1,152.0 |
| | 0.3 | 9,331.2 | 7,776.0 | 6,665.1 | 5,832.0 | 5,184.0 | 4,665.6 | 4,241.5 | 3,888.0 |
| 20 | 0.1 | 691.2 | 576.0 | 493.7 | 432.0 | 384.0 | 345.6 | 314.2 | 288.0 |
| | 0.2 | 5,529.6 | 4,608.0 | 3,949.7 | 3,456.0 | 3,072.0 | 2,764.8 | 2,513.5 | 2,304.0 |
| | 0.3 | 18,662.4 | 15,552.0 | 13,330.3 | 11,664.0 | 10,368.0 | 9,331.2 | 8,482.9 | 7,776.0 |
| 30 | 0.1 | 1,036.8 | 864.0 | 740.6 | 648.0 | 576.0 | 518.4 | 471.3 | 432.0 |
| | 0.2 | 8,294.4 | 6,912.0 | 5,924.6 | 5,184.0 | 4,608.0 | 4,147.2 | 3,770.2 | 3,456.0 |
| | 0.3 | 27,993.6 | 23,328.0 | 19,995.4 | 17,496.0 | 15,552.0 | 13,996.8 | 12,724.4 | 11,664.0 |

Tabel 7.4: Lekdebieten bij doorgaande scheuren voor verschillende diepten en manteldikten

hier op bij een drukverschil van 30 meter waterkolom en bij een scheurwijdte van 0.3 mm. Het lekdebiet is ca. 28000 liter per dag, wat gelijk is aan 0.32 liter per minuut (per meter scheur).

Buigscheuren

In het geval van buigscheuren zal het transportdebiet voornamelijk worden bepaald door de grootte van de betondrukzone (zie figuur 7.3).



Figuur 7.3: Transport via buigscheuren [62]

Voor de debietbepaling kan gebruik worden gemaakt van formule (1), waarbij voor de dikte d van het betonelement de hoogte van de drukzone h_x moet worden aangehouden (vergelijk met

tabel 7.3 of Bijlage IV).

Verzamelscheuren

Watertransport door doorgaande, zich vertakkende scheuren is, voor zover bekend, nog niet goed in kaart gebracht.

7.4 Eisen voor waterdicht construeren

Drukzonehoogte en scheurwijdtekriteria

In de Nederlandse betonvoorschriften wordt niet aangegeven aan welke eisen een betonconstructie moet voldoen om waterdicht te zijn. Een constructie zal zich als regel waterdicht gedragen, als er geen doorgaande scheuren aanwezig zijn (recent Duits onderzoek biedt meer inzicht in het indringingsmechanisme van vloeistof in (ongescheurd) beton [64]). Als zich wel doorgaande scheuren ontwikkelen, dan moeten deze kleiner zijn dan een maximale waarde w_{crit} . Blijft de scheurwijdte beneden deze kritische waarde, dan kan de scheur door "self-healing" weer dichttrekken. De kritische waarde w_{crit} is afhankelijk van onder andere het drukverschil over de scheur en de dikte van het betonelement. De kritische scheurwijdte van doorgaande scheuren is gebaseerd op praktijkervaringen.

Een constructie blijkt zich waterdicht te gedragen indien wordt voldaan aan de volgende criteria:

1. De constructie ongescheurd is
2. De constructie scheuren vertoont die niet doorgaand zijn en waarbij de hoogte van de drukzone voldoet aan de volgende voorwaarden:
 - a. $h_x \geq 50$ mm
 - b. $h_x \geq 2 \times$ maximale korreldiameter van het toeslagmateriaal
3. De constructie doorgaande scheuren vertoont, waarbij de scheurwijdte voldoet aan de eisen als weergegeven in tabel 7.5. Een belangrijke parameter in deze tabel is het quotiënt tussen de drukhoogte h_d en de elementdikte h_w . Er wordt op gewezen, dat voor een scheur in een vloer/bodem de drukzone berekend dient te worden vanaf de onderkant van de vloer/-bodem.

Bij diepe tunnels zal de drukhoogte vele malen groter zijn dan de elementdikte en de constructie zal dus met doorgaande scheuren niet waterdicht zijn.

| Cal. | drukhoogte h_D [m] elementdikte h_w [m] | Scheurwijdte (berekend) w_{crit} [mm] |
|------|--|---|
| 1 | $\leq 2,5$ | $\leq 0,20$ |
| 2 | ≤ 5 | $\leq 0,15$ |
| 3 | > 5 ¹⁾ | $\leq 0,10$ |

¹⁾ Een bovengrens voor de h_D/h_w verhouding laat zich afleiden uit Fig. 2.5.
²⁾ Een wisselbelasting is toelaatbaar, indien het effect daarvan op de scheurwijdte expliciet is verdisconteerd (zie Deel B, par. 5.3.3). Dit levert een dermate zware eis op, dat wisselbelasting bij voorkeur voorkomen moet worden, bijvoorbeeld door isoleren.

In rekening te brengen drukhoogte h_D voor een wand en een bodemplaat

Tabel 7.5: Toelaatbare scheurwijdte voor doorgaande scheuren om nog verzekerd te zijn van waterdichtheid [62]

Self-healing

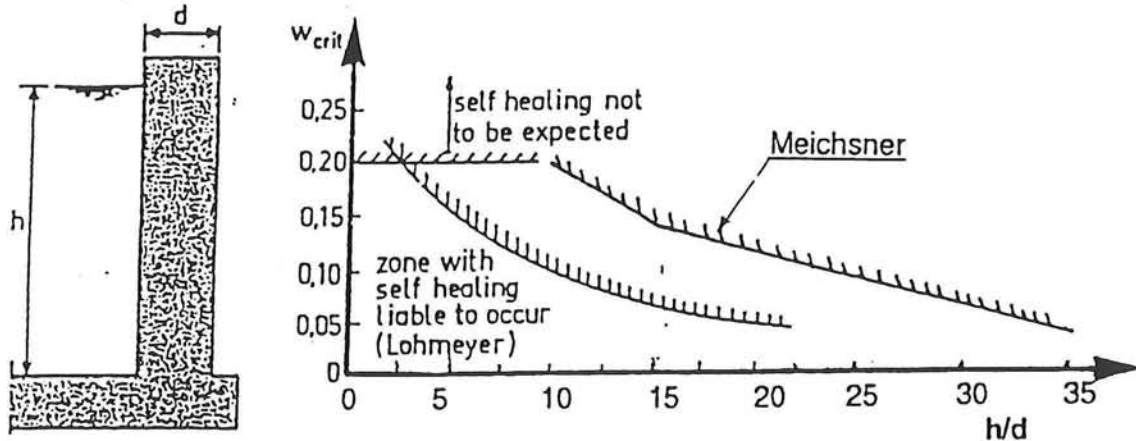
Kleine scheuren kunnen onder bepaalde omstandigheden dichtgroeien. Oorzaken hiervoor zijn:

- Voortgaande hydratatie
- Sedimentatie van in het penetrerende water aanwezige vaste deeltjes
- Dichtzetten van de scheur door cementdeeltjes uit het breukvlak
- Zwellen van de cementsteen

Voorwaarden voor dichtgroeien van scheuren zijn o.a.:

- De scheur moet stabiel zijn
- De stroomsnelheid in de scheur mag niet te groot zijn
- De penetrerende vloeistof mag geen uitlogende eigenschappen hebben.

Op basis van praktijkwaarnemingen heeft Lohmeyer [65] een eenvoudige grafiek samengesteld, waarin een kritische scheurwijdte voor self-healing wordt aangegeven als functie van de verhouding tussen vloeistofhoogte en wanddikte (zie figuur 7.4). Voor scheurwijdten groter dan 0.2 mm kan op self-healing in het geheel niet worden gerekend. Meischner [66] is iets optimistischer. Daarbij moet worden opgemerkt, dat zijn curve gebaseerd is op resultaten van experimenten uitgevoerd onder laboratorium-omstandigheden.



Figuur 7.4: Relatie tussen kritische scheurwijdte en de verhouding tussen vloeistofhoogte en wanddikte [66] en [67]

Bij een tunnel op 25 meter diepte en met een manteldikte van 40 cm is de waarde van $h/d \approx 60$. Het is voor zo'n hoge waarde maar zeer de vraag of er nog self-healing zal optreden. De drukverschillen zijn hier erg hoog. In tabel 4 is af te lezen dat bij een tunnel op 20 meter diepte al enorme debieten optreden. In de scheuren zijn dus hoge stroomsnelheden (decimeters per seconde) te verwachten en kan op self-healing waarschijnlijk niet gerekend worden.

7.5 Voegen

Dilatatie- en zettingsvoegen

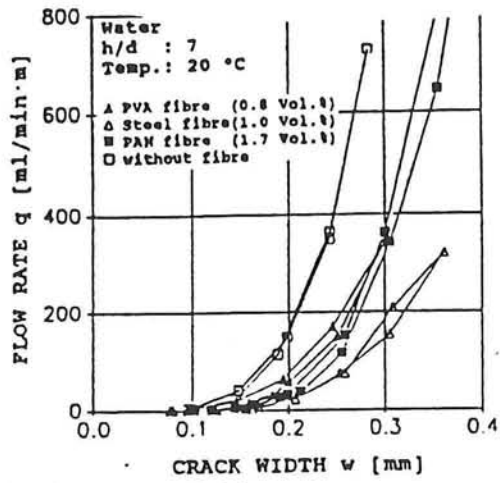
In vloeistofkerende constructies zijn dilatatie- en zettingsvoegen een ongewenste noodzakelijkheid. De praktijk wijst uit, dat lekkage t.p.v. niet goed functionerende voegen gemakkelijk een factor 10^6 groter is dan lekkage door scheuren. Het aantal voegen in vloeistofkerende constructies dient dan ook niet groter te zijn dan hoogst noodzakelijk is [62].

Stortvoegen

In waterdicht werk vragen stortvoegen bijzondere aandacht. Onzorgvuldig prepareren leidt gemakkelijk tot lekkage. Zo'n stortvoeg ontstaat bijvoorbeeld na stilstand van de boormachine.

7.6 Vezelbeton

Een effectieve manier om scheurwijdten zeer klein te houden is het toevoegen van vezels aan het beton. Dit kan bijvoorbeeld in de vorm van staalvezels. Deze vezels hebben een scheurverdelende werking. Aangezien in de transportformules [formule (2)] de scheurwijdte tot de derde macht voorkomt, heeft het verkleinen van de scheurwijdte zeer grote invloed op de transportsnelheid. In figuur 7.5 is het effect van het toevoegen van vezels op de waterdoorlatendheid van gescheurd beton aangegeven. In deze figuur wordt het lekvolume van gescheurd beton vergeleken met dat door vezelbeton, dat aan eenzelfde opgelegde vervorming is blootgesteld. Bij gelijke scheurwijdten is het debiet door beton met vezels lager dan door ongewapend beton, doordat de vezels voor onregelmatige scheuren en dus voor veel weerstand zorgen.



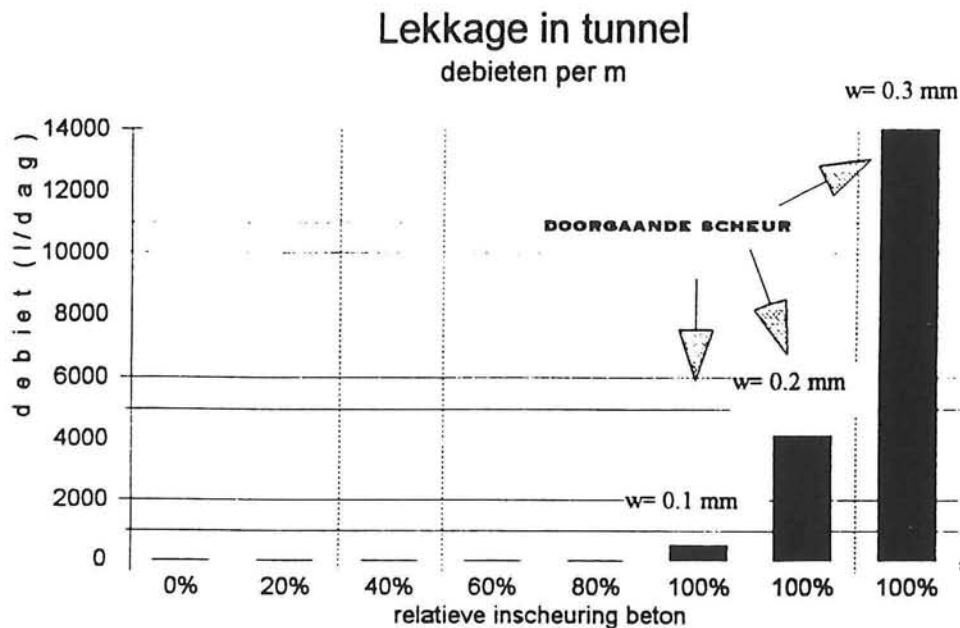
Figuur 7.5: Waterdoorlatendheid van gewoon en vezelbeton [67]

7.7 Conclusie

In de onderstaande tabel is geprobeerd weer te geven wat de verschillen zijn tussen de lekdebieten voor verschillende maten van inscheuring van het beton. Het percentage geeft aan hoeveel van de betondoorsnede ingescheurd is (in Bijlage IV staan nog 2 tabellen).

Een doorgaande scheur veroorzaakt duidelijk veel meer lekkage dan een grotendeels gescheurde doorsnede.

Het is dan ook belangrijker om een grote veiligheid in te bouwen tegen doorgaande scheuren,



Figuur 7.6: Vergelijking lekdebieten voor verschillende (relatieve) scheurlengten

dan de dichtheid van beton te verbeteren. Bij zeer dicht beton zal de lekkage door een scheur even groot zijn als bij gewoon beton. Wel moet een lage kwaliteit (dichtheid) voorkomen worden. Als het beton toch doorgaande scheuren heeft (en dat gebeurt bij geboorde tunnels in de praktijk vrijwel altijd, o.a. door de enorme vijzelkrachten van de boormachine), is het van groot belang dat de scheurwijdte beperkt blijft. Hiervoor zal de toevoeging van vezels een gunstig effect hebben. Overigens is het de vraag of de vijzelkrachten bij het extrusieproces maatgevend zullen zijn. De krachten worden geleidelijk afgedragen door de binnenbekisting.

Als er een **stalen vlies** aangebracht wordt volgens de plannen van het ITM-project, dan worden al deze problemen opgelost. Het aanbrengen van dit vlies zal overigens niet eenvoudig zijn.

Tenslotte moet gezegd worden dat de belangrijkste factor voor de waterdichtheid bepaald wordt door de kwaliteit van de voegen. Omdat de voegen een factor 10^4 meer water door laten bij een fout, zullen die in eerste instantie de meeste aandacht moeten krijgen.

8. Conclusies & aanbevelingen

Het doel van dit afstudeerproject was te kijken of het mogelijk is om geëxtrudeerd (staalvezel)beton toe te passen in Nederlandse tunnels.

Het ITM¹⁾-project is een initiatief van een aantal Nederlandse bedrijven om het boren van tunnels goedkoper te maken. Het idee is om de bestaande ECL²⁾-techniek (continu-proces) te combineren met een waterdicht stalen vlies aan de buitenkant van de tunnelbuis. De ECL-techniek is al eerder toegepast in het buitenland, maar ging vaak vergezeld met uitvoeringstechnische- en kwaliteitsproblemen. Het is voor ITM de vraag of geëxtrudeerd staalvezelversterkt beton, eventueel gecombineerd met een stalen vlies in de Nederlandse bodem toegepast kan worden.

Conclusies van gebruik staalvezelbeton

Staalvezelbeton wordt in Nederland al zeker 20 jaar toegepast (met name in industrievloeren). Toch is er nog weinig bekend over de constructieve toepassing van dit materiaal. Het volgende kan n.a.v. deze studie gezegd worden over staalvezelbeton:

- De belangrijkste constructieve eigenschappen van staalvezelbeton zijn de treksterkte na scheurvorming tot een rek van ca. 5 ‰, waardoor het beton taai wordt en het beperken van de scheurwijdte.
- Omdat het moeilijk is een koppeling te maken tussen vezelpercentage, vezeltype en prestatie, is het raadzaam om eerst een ontwerp te maken en dan pas de materiaaleisen op te stellen. Achteraf kan dan een exacte materiaalkeuze gemaakt worden.
- De constructieve eigenschappen van staalvezelbetonmengsels kunnen getoetst worden door m.b.v. het spanning-rek verloop de N_sM-κ diagrammen (m.b.v. een computerprogramma) op te stellen. Hieruit valt af te lezen welke momenten, normaalkrachten en vervormingen opgenomen kunnen worden. Het eerste dat in de diagrammen op valt is dat hoe hoger de aanwezige normaalkrachten, hoe hoger het opneembaar moment wordt. De grootte van normaalkrachten in de tunnelring is dus van groot belang.
- Uit deze diagrammen viel ook af te lezen dat staalvezels een extra veiligheid bieden (zie ook figuur 5.5 en 5.6). Bij een gelijke normaalkracht wordt het opneembaar moment vergroot door de aanwezige treksterkte. Overigens is de vervormingscapaciteit van beton met staalvezels niet groter, want door de treksterkte zal de doorsnede eerder bezwijken op druk!
- Een hoger opneembaar moment kan ook bereikt worden door de betonnen mantel gewoon iets dikker te maken of door een hogere betonsterkte te nemen.
- Een rekcapaciteit van staalvezelbeton die groter is dan 5 ‰ is vaak niet zinvol omdat de rek in de drukzone beperkt is en de doorsnede eerder zal bezwijken op druk.

¹⁾ ITM = Industriële Tunnelbouw Methode

²⁾ ECL = Extruded Concrete Lining

- De belangrijkste voordelen van staalvezels in het beton zijn:
 - de extra veiligheid die het biedt (groter opneembaar moment)
 - beperking van de scheurwijdte
 - gunstig gedrag bij brand
 - mogelijk een grotere bereidheid tot ontwerpen met stijfheidsreductie (rekening houden met de voordelen van niet-lineair gedrag van beton)
- De belangrijkste nadelen zijn:
 - kostbaar
 - lastig verwerkbaar (speciale betonsamenstelling is vereist)
 - vezels zijn niet in een richting georiënteerd en dus maar gedeeltelijk effectief
 - gebrek aan kennis en regelgeving
 - prestaties zijn moeilijk toetsbaar

Aanbevelingen omtrent het gebruik van staalvezelbeton

- Aanbevolen wordt om meer onderzoek te doen naar de prestaties van beton met hoge vezelgehalten (50-90 kg/m³), voor verschillende vezeltypen en betonsamenstellingen.
- Ook wordt aanbevolen om meer onderzoek te doen naar hoge sterkte beton met staalvezels. Met name de snelle verharding van HSB biedt grote voordelen (kortere bekistingstijd).
- Daarnaast moeten de regelgeving en rekenregels voor staalvezelversterkt beton uitgebreid worden.

Conclusies over belastingen en vervormingen in tunnelring

- Voor het maken van analytische berekeningen van de tunnelring zijn meerdere modellen ontwikkeld. Modellen waar geen rekening wordt gehouden met de interactie tussen de grond en de tunnelmantel (Bouma) zijn te conservatief. De berekende momenten kunnen een factor 10 hoger uitkomen dan de continuüm-modellen, waarin deze interactie wel wordt meegenomen. De continuüm-modellen krijgen de voorkeur boven verenmodellen vanwege haar gebruiksvriendelijkheid en de goede benadering van het grondgedrag. Overigens wordt met deze modellen geen onderscheid gemaakt tussen waterdrukken en korreldrukken, maar spreekt men alleen over gronddrukken.
- Bij het bepalen van de belastingen en vervormingen in de tunnelring blijkt dat:
 - De stijfheid van de mantel een grote rol speelt. Een lagere stijfheid zorgt voor een grotere vervorming van de mantel, waardoor de grond zich meer zal ontspannen aan de bovenkant van de ring en meer opspannen aan de zijkanten. Hierdoor nemen de momenten af, maar de normaalkrachten blijven gelijk. De vervormingen blijven dan ook beperkt.
 - Een lagere stijfheid van de grond vergroot de momenten en de vervormingen maximaal met een factor 2.
 - De invloed van de betonsterkte op de belastingen en vervormingen is beperkt.
 - De invloed van staalvezels komt pas tot uiting als het beton scheurt en rekening wordt gehouden met niet-lineair gedrag van het materiaal.
 - Een dikkere tunnelmantel zorgt voor hogere momenten en kleinere vervormingen (die overigens beperkt blijven tot een paar centimeter. De normaalkrachten zijn niet afhankelijk van de dikte, dus om trekspanningen te voorkomen is een dunne constructie gunstig en om bezwijken op druk te voorkomen kan een dikkere constructie gunstig zijn.

- Langeduur effecten zijn gunstig, want een lagere stijfheid van het beton verlaagt ook de momenten (aanzienlijk!).
- De invloed van niet-lineair gedrag kan grote invloed hebben op de momenten. Bij scheurvorming in het beton neemt de stijfheid (EI) af en daarmee ook de momenten (aanzienlijk!). Door de aanwezige normaalkrachten is het vervormingstraject van de eerste scheur tot aan bezwijken erg lang. Hoe verder de doorsnede vervormt, hoe groter de reductie van de momenten. Bij de aanwezigheid van normaalkrachten zal de tunnelmantel niet snel bezwijken. Het is overigens wel de vraag hoe lang de reductie van de momenten door blijft gaan, omdat de grond op een gegeven moment plastisch wordt. In dit onderzoek is gerekend met een stijfheidsreductie van de gehele ring (uitgangspunt continuüm-model), terwijl de reductie plaatselijk zal optreden (denk bijvoorbeeld aan plastische scharnieren).
- De geometrische afwijkingen zijn klein. De uitwijking van de mantel blijft beperkt tot hooguit een paar centimeters en zal niet groter worden dan 10% van de doorsnede. Echter wordt aanbevolen een nauwkeurige berekening hiervan te maken (m.b.v. EEM).
- In het geval dat er een stalen vlies om de tunnel komt zal de waterdichtheid gegarandeerd zijn. Zonder dit vlies (kostbaar en kwetsbaar) zal de waterdichtheid pas in gevaar komen zodra er doorgaande scheuren ontstaan. De scheurwijdte bepaalt in grote mate de ernst van eventuele lekkage. Staalvezels in het beton zullen de lekkage beperken. Overigens zullen lekkende voegen nog een factor 10^4 groter lekdebiet veroorzaken. Het aantal voegen zal bij de ECL-methode aanzienlijk lager zijn dan bij de segmenten methode.

Aanbevelingen omtrent bepalen van belastingen en vervormingen

- De gebruikte rekenmodellen zijn eenvoudig en beperkt. Mogelijk zijn andere factoren maatgevend. Het heeft dan ook geen zin om verfijnde betonberekeningen te maken als de grondbelastingen er niet goed in zitten. Naast veel uitvoeringstechnische afwijkingen kunnen ook belastinggevallen zoals liggerwerking, vjzelkrachten, asymmetrische- of dynamische belastingen of plasticiteit van de grond maatgevend zijn. Aanbevolen wordt om verdere studie te doen naar de zojuist genoemde gevallen. Hiervoor kan men bijvoorbeeld berekeningen maken met behulp van EEM-programma's zoals PLAXIS om te vergelijken met continuüm-modellen en om de invloed van lokale stijfheidsreductie en de zojuist genoemde belastinggevallen te bepalen.

Conclusies over toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton

- Concluderend kan gezegd worden dat tijdens dit onderzoek geen overkomelijke problemen zijn gerezen voor de toepassing van beton zonder staalwapening.
- Een stalen vlies biedt voordelen, maar is niet strikt noodzakelijk. Als er voldoende veiligheid tegen doorgaande scheuren wordt ingebouwd, zal het vlies voor de waterdichtheid niet nodig zijn.
- Ook het toevoegen van staalvezels biedt voordelen, maar is niet noodzakelijk voor de versterking van de dwarsdoorsnede. Voor de versterking in de lengterichting zijn vezels

waarschijnlijk wel nodig vanwege het ontbreken van hoge normaalkrachten en de grootte van de doorsnede, waardoor bij een kleine rotatie al trek over de gehele manteldikte zal ontstaan.

- De vezels kunnen ook gebruikt worden als een extra veiligheid. Omdat het vervormingstraject van het beton in de ring lang is, kan men door een extra veiligheid van de vezels ontwerpen met een stijfheidsreductie door niet-lineair gedrag (inscheuren beton). Zo kan men veel verder gaan met het ontwerpen en zal de vereiste manteldikte beperkt worden.

Aanbevelingen omtrent toepassing van geëxtrudeerd staalvezelbeton

- Tenslotte lijkt het nuttig om een risicoanalyse te maken van deze tunnelbouwwijze, waarin de voor- en nadelen vergeleken kunnen worden met de huidige bouwwijze en waarin bijvoorbeeld de waarde van een eventueel waterdicht vlies getoetst wordt.

Literatuur

- [1] Maidl, B., M. Herrenknecht, L. Anheuser, *Maschinelles Tunnelbau im Schildvortrieb*. Berlin: Ernst & Son, 1995.
- [2] Wagner, -Harald, Schulter, -Alfred, Strohhaeusel, -Siegfried, *Conex-Tunnelbausystem. Tl.2. Erfahrungen in der Realisierung*. Mayreder Jg.37, Nr.8, Pag.31-41, 1992.
- [3] *...und ruhig fließen Rhone und Saone. Fünf bis sieben Meter unter der Flusssohle frisst sich die Vortriebsmaschine voran...* Bauwirtschaft -Ausgabe-B Jg.41, Nr.6/7, Pag.148-151,154, 1987
- [4] *Fünf bis sieben Meter unter der Flusssohle frisst sich die Vortriebsmaschine voran....und ruhig fließen Rhone und Saone*. BMT-Baumaschine-und-Bautechnik Jg.34, Nr.2, Pag.100-103, 1987
- [5] Lauruschkat, -Kurt, Moeller, -Wolfgang, Rengshausen, -Rainer, *U-bahnbau in Essen Bau der Nordstrecke der unterirdischen Stadtbahnnetzes*. , Beton, 1995
- [6] Schnuetgen, -Bernd, Dams, -Stefan, *Stahlfaserbeton im Tunnelbau. Grundlagen, Bemessung und Ausführung am Beispiel der Innenschale der Stadtbahn Essen*. Beton-Informationen, nr. 5, 1994
- [7] Fleckner, -Sigurd-Alfons. *Verwendung von Stahlfaserbeton fuer die Tunnelinnenschale beim Bau der Stadtbahn Frankfurt/M.* In: Vortraege auf dem Deutschen Betontag, 1990.
- [8] Bokemeyer, -R, *Application of extruded steel fibre reinforced concrete tunnel lining on the Frankfurt metro*. In: Proc.Eurotunnel '83, June 1983, Basel
- [9] Kennedy, -A (geodrilling international), *Pneumatic capsule pipeline at Akima*. In: World Tunnelling and Subsurface excavation, 1994/09. 7(7) pag.279-81 (3 Refs.)
- [10] Smith, -M, *Japan innovations*. World Tunnelling. 1992/08. 5(6) pag. 311-2, 314-5, 1992
- [11] Fukuchi, -G (Japan Tunnelling Association), *The present and future of mechanized tunnel works in soft ground*, Tunnelling and underground space technology. 1991. 6(2) pag.175-183 (14 refs.). 1991
- [12] Peron, -JY (NFM), Marcheselli, -P (Passante scarl), *La construction du tunnel ferroviaire de la liaison Passante Ferroviario a Milan*, Tunnels et ouvrages souterrains. 1995/03/04. (128) pag. 130-8, 1995

- [13] Peron,-JY (Neyrpic Framatome Mecanique, France), Marcheselli,-P (Passante Scarl, Italy), *Construction of the 'Passante Ferroviario' link in Milan, Lots 3p, 5p and 6p: Excavation by large earth pressure balance shield with chemical foam injection.* Tunnelling '94, papers presented at the seventh international symposium, held 5-7 july 1994, London. pag. 679-707, 1994
- [14] Braach,-O, *Extrudierbetonbauweise im tunnelbau*, BETON. 1988. 38(3) pag. 95-8. 1988
- [15] Greenman,-A, *Milan tunnel engineers use face foam*, Ground Engineering. 1994/11. 27(9) P10, 1994
- [16] Greenman,-A, *Fare shares*, Ground Engineering. 1992/10. 25(8) pag. 10-2, 1992
- [17] Mongilardi,-E, (Rodi Spa, Milan), *Grouting Milan Metro*, World Tunnelling and Subsurface Excavation. 1989/09. 1(3) pag.222-4, 1989
- [18] Dahl,-J (Hochtief AG, Essen), *Tunnelinnenschalen aus stahlfaserbeton - genehmigungsplanung und baudurchführung für einen S-Bahn-Tunnel*, Braunschweiger Bausemenar 1993, Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton, 11/12 november 1993, Heft 105, pag.149-170, 1993
- [19] Hoffmann,-R (Bundesbahndirektion Essen), *Tunnelinnenschalen aus stahlfaserbeton - erstmaliger Einsatz bei der Deutschen Bundesbahn*, Braunschweiger Bausemenar 1993, Dauerhafte Bauwerke aus Faserbeton, 11/12 november 1993, Heft 105, pag.133-148, 1993
- [20] Darling,-P, *TBM's tackle tricky ground at Essen*, Tunnels & Tunnelling, juni 1994, pag.18-20, 1994
- [21] Bielecki,-Rolf, Magnus,-Wolf, *Stahlfaser-Pumpbeton - Ein Baustoff für den Tunnelbau*, Beton- und Stahlbetonbau, 2/1981, pag.42-46, 1981
- [22] Braach,-Otto (Hochtief), *Extrudierbauweise für Tunnelauskleidungen*, Taschenbuch für den Tunnelbau 1994, 18.Jahrgang, pag.211-237, Glückauf Essen, 1993
- [23] Kawana,-E, *Adoption of ECL method for waterway tunnel of Shinanogawa Hydroelectric Power Station (Japans)*, In: Proceedings of a conference on the ECL Method, Japan Tunnelling Association, Tokyo, November 1987
- [24] Blom,-K, *Liggerwerking van Boortunnels,krachtswerking in de tunnelmantel, door ongelijkmatige zettingen*, afstudeerverslag, TU Delft, november 1995

- [25] Dahl,-Johannes (Leiter der Abteilung Ingenieurtiefbau HOCHTIEF Essen), *Anwendung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau und weitere mögliche Anwendungsgebiete*, Vorträge der DBV-Arbeitstagung, Duisburg, 1 december 1992, pag.22-27, 1992
- [26] CUR, *nieuwe betonsoorten: Staalvezelbeton; oriënterende rapportage over eigenschappen en toepassingsmogelijkheden, rapport 89*, september 1977
- [27] Koyama,-Y, Kishio,-T, Kobayashi,-T, *Design of linings for shield driven tunnels - A survey on Japanese shield tunnelling*, In: Underground construction in soft ground, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pag. 359-374, 1995
- [28] Marennyi, Ya.I., *Tunnels with in-situ pressed concrete lining*, Rotterdam 1993
- [29] TU Delft, sectie materiaalkunde, *Collegedictaat mk58, Keramische Materialen, deel: cement en cementcomposieten; Materialen en Milieu*, oktober 1995
- [30] Glerum,-A, *Waterbouwkundige kunstwerken B.O., collegedictaat f9c*, TU Delft, april 1992
- [31] TU Delft, leerstoel Funderingstechniek, *Collegedictaat g81; Fundering en Constructie, deel5: Boortunnels*
- [32] ISDS, *Samenvattend rapport industriële tunnelbouw methode fase A, onderzoek betreffende de technische invulling gebruikerseisen*, Delft, mei 1995
- [33] Bouma,-A, *Mechanica van constructies; Elasto-statica van slanke structuren*, Delft, 1989
- [34] Maidl,-Bernard R., *Steel Fibre Reinforced Concrete*, Berlin 1995
- [35]
- [36]
- [37]
- [38] Kosa,-K, A. Naaman, *Corrosion of Steel Fibre Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal, januari/februari 1990, pag.27-37
- [39] Japan Tunnelling Association, *Challenges and changes; tunnelling activities in Japan*, Tokyo, 1992

- [40] CUR, *Aanbeveling 35; bepaling van de buigtreksterkte, de buigtaaiheid en de equivalente buigtreksterkte van staalvezelbeton*
- [41] CUR, *Aanbeveling 36; ontwerpen, berekenen en detailleren van bedrijfsvloeren van constructief beton*
- [42] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *vezels*, 8/21, januari 1991
- [43] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *staalvezelbeton*, 8/28, september 1991
- [44] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *beton met hoge sterkte*, 9/12, februari 1993
- [45] Betoniek, een maandelijks uitgave van de VNC, *vezels als wapening*, 3/25, ?
- [46] Taerwe, Luc R., *Influence of Steel Fibers on Strain-Softening of High-Strength Concrete*, ACI Materials Journal, pag. 54, januari-februari 1992
- [47] Deutscher Beton-Verein, *Merkblatt Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau*, Fassung September 1992
- [48] Deutscher Beton-Verein, *Technologie des Stahlfaserbetons und Stahlfaserspritzbetons*, Fassung August 1992
- [49] Erdmann, J. und H. Duddeck, *Statik der Tunnel im Lockergestein - Vergleich der Berechnungsmodelle*, Bauingenieur 58 pag. 407-414 (1983)
- [50] Duddeck, H. and J. Erdmann, *Structural design models for tunnels*, Tunnelling '81, the Institution of Mining and Metallurgy, pag 83-91, 1981
- [51] Paillere A.M., Buil M. & Serrano J.J., *effect of fiber addition on the autogenous shrinkage of silica fume concrete*, ACI Materials Journals, vol. 86, nr. 2, p. 139-144, March-April 1989
- [52] -
- [53] CUR, *Voorschriften beton TGB 1990; Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995), technische grondslagen voor bouwconstructies*, NEN 6720, 2e druk, september 1995
- [54] Duddeck, A., *Analysis of linings for shield-driven tunnels*, institut für Statik, Technische Universität Braunschweig, in: *Tunnelling in Soft and Water-Bearing Grounds*, Boston, 1985

- [55] Kinderen, S. van, *Risicoanalyse van een geboorde tunnel*, afstudeerwerk vakgroep waterbouwkunde CT-TU Delft, juni 1995
- [56] Curtis D.J., *Correspondence on Muir Wood...*, *Geotechnique*, 26, 1976, pag 231-7
- [57] Prof.dr.ir. J.C. Walraven, *College g20a: gewapend beton*, TUDelft, sept. 1993
- [58] CUR, *rapport 94-13, Achtergronden bij de VBC 1990*
- [59] CUR, *Aanbeveling 37; Hoge Sterkte Beton*, redactionele bijlage bij *Cement*, 1994, nr.5
- [60] W.T.C.B., *onderzoeksrapport, fibres Xorex 50, proefresultaten op staalvezelbeton*, Waregem, 1991
- [61] Körmeling H.A., *Impact tensile strength of steel fibre concrete*, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, 1984
- [62] Dr.ir. K. van Breugel, *TU Delft dictaat G27 - Deel C: Opslagconstructies; silo's, reservoirs en beschermingsconstructies*, TU Delft-CT, sectie Betonconstructies, mei 1995
- [63] *Betoniek*, een maandelijks uitgave van de VNC, *vloeistofdicht beton I*, 9/8, september 1992
- [64] *Betoniek*, een maandelijks uitgave van de VNC, *vloeistofdicht beton II*, 10/15, mei 1996
- [65] Neville, A., *Properties of concrete*, Pitman Publishing, 1975
- [66] Lohmeyer, G., *Wasserdurchlässige Betonbauwerke - Gegenmassnahmen bei Durchfeuchtungen*, *Beton* 2/84, pp 57-60.
- [67] Meichsner, H., *Ueber die Selbstheilung von Trennrissen in Beton*, *Beton- und Stahlbetonbau*, Vol.87, No.4, pp.95-99
- [68] CUR, *rapport 159; Gedrag van beton onder invloed van zeewater onder hoge druk*
- [69] CUR, *rapport 160; Constructieve eigenschappen en wateropname van schuimbeton*
- [70] Plekkenpol, J.W., *Ondergronds knooppunt Sliedrecht ten behoeve van de Betuweroute, eindrapport afstudeerproject*, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek, Mei 1994
- [71] Broere, W., *Plaxis tunnelmodellering met scharnieren*, TU Delft, Faculteit der Civiele Techniek, Februari 1995

Bijlage I

Rekenvoorbeelden dwarsdoorsnede tunnelring

Berekening dwarsdoorsnede ITM-tunnel

uitgangspunt: bodemomstandigheden FUGRO-rapport [36]

Methode: Duddeck (continuum-model, met wrijving)

sigma= 564 kn/m²
 KO= 0.71 {-}
 R= 4.05 m
 v= 0.3 {-}
 d= 0.3 m
 Eg= 125 Mpa
 I= 0.00225 m⁴/m

| E_lining MPa | Mmax KNm | alpha | beta | N0 KN | Nmax-N0 KN | Nmin KN | m | n0 | n2 | u2 mm |
|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 500000 | 630.884006743 | 0.7381125 | 0.0003375 | 1952.48359832 | 326.26491976 | 1626.21867856 | 0.47031882837 | 0.99974019252 | 0.98507262713 | 0.30653868437 |
| 1000000 | 509.828115303 | 3.6905825 | 0.0016875 | 1950.45862542 | 311.232100955 | 1639.22452447 | 0.38007116785 | 0.99870231118 | 0.93988491483 | 1.23772004839 |
| 500000 | 411.197283031 | 7.381125 | 0.003375 | 1947.92881998 | 298.984496138 | 1648.94432384 | 0.30654419358 | 0.997407988 | 0.90270643654 | 1.99540891477 |
| 400000 | 374.931003238 | 9.22640625 | 0.00421875 | 1946.68737271 | 294.480993255 | 1652.18637945 | 0.27950797338 | 0.99676208068 | 0.88910927316 | 2.27379685144 |
| 375000 | 364.22322756 | 9.8415 | 0.0045 | 1946.24725327 | 293.151314952 | 1653.09593832 | 0.27152541485 | 0.99654696477 | 0.88509465308 | 2.35596940634 |
| 350000 | 352.711012937 | 10.5444642857 | 0.00482142857 | 1945.76733875 | 291.721742419 | 1654.04559634 | 0.26294315371 | 0.99630123168 | 0.88077842818 | 2.44430413243 |
| 325000 | 340.300169109 | 11.3555769231 | 0.00519230769 | 1945.21388525 | 290.180579227 | 1655.03330603 | 0.2536909719 | 0.99601784404 | 0.87612528412 | 2.53952094044 |
| 300000 | 326.881203839 | 12.301875 | 0.005625 | 1944.56858731 | 288.514228764 | 1656.05435854 | 0.24368724387 | 0.99568742882 | 0.87109416943 | 2.64245669567 |
| 275000 | 312.326083951 | 13.4202272727 | 0.00613636364 | 1943.80651422 | 286.706792029 | 1657.09972219 | 0.23283652193 | 0.99529722063 | 0.86583708121 | 2.75408967993 |
| 250000 | 296.484137289 | 14.76225 | 0.00675 | 1942.8928146 | 284.739558742 | 1658.15325585 | 0.22102648124 | 0.99482937433 | 0.85969752858 | 2.87557078053 |
| 225000 | 279.176817482 | 16.4025 | 0.0075 | 1941.77723646 | 282.590357236 | 1659.18687922 | 0.20812401694 | 0.99425815913 | 0.85320856992 | 3.00826331448 |
| 200000 | 260.190945483 | 18.4528125 | 0.0084375 | 1940.38456404 | 280.2327152 | 1660.15184884 | 0.19397020581 | 0.99354506193 | 0.84609027895 | 3.15379441214 |
| 175000 | 239.269884482 | 21.0889285714 | 0.00964285714 | 1938.59691788 | 277.634763794 | 1660.96215409 | 0.17837372723 | 0.9926297243 | 0.83824643592 | 3.31412207391 |
| 150000 | 216.101871343 | 24.60375 | 0.01125 | 1936.21850718 | 274.757788659 | 1661.46071852 | 0.16110216435 | 0.99141189446 | 0.82956015283 | 3.49162377586 |
| 125000 | 190.304375019 | 29.5245 | 0.0135 | 1932.89851989 | 271.554287563 | 1661.34423232 | 0.14187034342 | 0.98971194434 | 0.81988800897 | 3.68921516063 |
| 100000 | 161.402808779 | 36.905625 | 0.016875 | 1927.93983181 | 267.965328915 | 1659.9745049 | 0.12032446394 | 0.98717292185 | 0.80905206958 | 3.91051144808 |
| 90000 | 148.844453722 | 41.00625 | 0.01875 | 1925.195983 | 266.405845961 | 1658.79013703 | 0.11096231373 | 0.98576797486 | 0.80434361977 | 4.00664638021 |
| 80000 | 135.651105851 | 46.13203125 | 0.02109375 | 1921.77713543 | 264.767512362 | 1657.00962307 | 0.10112678146 | 0.98401740481 | 0.79939709477 | 4.10762711041 |
| 70000 | 121.773354292 | 52.7223214286 | 0.02410714286 | 1917.39927594 | 263.044190411 | 1654.35508553 | 0.09078103218 | 0.98177578695 | 0.7941939694 | 4.2138295631 |
| 60000 | 107.15852656 | 61.509375 | 0.028125 | 1911.59306274 | 261.229090873 | 1650.36397186 | 0.07988430755 | 0.97880280182 | 0.78871374532 | 4.32566948841 |
| 50000 | 91.7399667054 | 73.81125 | 0.03375 | 1903.52319107 | 259.314681592 | 1644.20850948 | 0.06839138922 | 0.97467074404 | 0.78293368113 | 4.443608 |
| 45000 | 83.7109922453 | 82.0125 | 0.0375 | 1898.18102296 | 258.317653502 | 1639.86336946 | 0.06240585492 | 0.9719353663 | 0.77992341241 | 4.50502226455 |
| 40000 | 75.4561949637 | 92.2640625 | 0.0421875 | 1891.5453321 | 257.292583015 | 1634.25274909 | 0.05625197157 | 0.96853765947 | 0.77682847693 | 4.56815790981 |
| 39700 | 74.9535177487 | 92.9612720403 | 0.04250629723 | 1891.0957228 | 257.230161182 | 1633.86556162 | 0.05587722984 | 0.96830744371 | 0.77664001033 | 4.57200237009 |
| 38500 | 72.934289973 | 95.8587662338 | 0.04383116883 | 1889.22950423 | 256.979415981 | 1632.25008825 | 0.05437191218 | 0.96735187424 | 0.77588294998 | 4.58744513805 |
| 35000 | 66.9659117339 | 105.444642857 | 0.04821428571 | 1883.08159576 | 256.238270174 | 1626.84332558 | 0.04992253538 | 0.96420392913 | 0.77364525171 | 4.63308833735 |
| 33000 | 63.5015922619 | 111.835227273 | 0.05113636364 | 1879.00517138 | 255.808075279 | 1623.1970961 | 0.04733991376 | 0.96211665664 | 0.77234638938 | 4.65958028848 |
| 31000 | 59.997285619 | 119.050403226 | 0.05443548387 | 1874.42391687 | 255.372914827 | 1619.05100204 | 0.04472748203 | 0.9597708934 | 0.77103253482 | 4.68837694331 |
| 30000 | 58.2299201284 | 123.01875 | 0.05625 | 1871.9137363 | 255.153445572 | 1616.78029072 | 0.04340992563 | 0.95848559276 | 0.77036990412 | 4.69989118214 |
| 28000 | 56.452295454 | 127.260775862 | 0.05818965517 | 1869.23786382 | 254.932702345 | 1614.30516147 | 0.04208472108 | 0.95711545205 | 0.76970342698 | 4.71348358918 |
| 28000 | 54.6643220069 | 131.805803571 | 0.06026785714 | 1866.37933403 | 254.71067402 | 1611.68686001 | 0.04075180161 | 0.95585178438 | 0.76903306981 | 4.7271548446 |
| 27000 | 52.8659091525 | 136.6875 | 0.0625 | 1863.31878354 | 254.487349342 | 1608.8314342 | 0.03941109964 | 0.95408467501 | 0.76835879885 | 4.74090583648 |
| 26000 | 51.0569651945 | 141.944711538 | 0.06490384615 | 1860.03401177 | 254.262716925 | 1605.77129484 | 0.03806254683 | 0.95240275647 | 0.76768057911 | 4.75473868094 |
| 25000 | 49.2373973595 | 147.6225 | 0.0675 | 1856.49944153 | 254.036785249 | 1602.46267628 | 0.036706074 | 0.95059293234 | 0.7669983764 | 4.76884862224 |

| E_lining MPa | Mmax KNm | alpha | beta | N0 KN | Nmax-N0 KN | Nmin KN | m | n0 | n2 | u2 mm |
|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 24000 | 47.4071117814 | 153.7734375 | 0.0703125 | 1852.68545172 | 253.809482656 | 1598.87596906 | 0.03534161119 | 0.94864003557 | 0.76631215533 | 4.7826422329 |
| 23000 | 45.5660134848 | 160.45923913 | 0.07336956522 | 1848.5575452 | 253.580857353 | 1594.97668785 | 0.03396908758 | 0.94652640243 | 0.7656218803 | 4.79671821385 |
| 22000 | 43.714006369 | 167.752840909 | 0.07670454545 | 1844.07530245 | 253.350877406 | 1590.72442504 | 0.03258843153 | 0.94423133668 | 0.76492751527 | 4.8108772945 |
| 21000 | 41.850993191 | 175.741071429 | 0.08035714286 | 1839.19105356 | 253.119530741 | 1586.07152282 | 0.03119957056 | 0.94173042966 | 0.76422902379 | 4.82512021294 |
| 20000 | 39.9768755485 | 184.528125 | 0.084375 | 1833.8481763 | 252.886805136 | 1580.96137116 | 0.0298024313 | 0.93899468881 | 0.76352636896 | 4.83944771598 |
| 19000 | 38.0915538628 | 194.240131579 | 0.08881578947 | 1827.97889098 | 252.652688228 | 1575.32620275 | 0.02839693952 | 0.93598940854 | 0.76281951344 | 4.85386055937 |
| 18000 | 36.1949273609 | 205.03125 | 0.09375 | 1821.50136986 | 252.417167501 | 1569.08420236 | 0.02698302009 | 0.93267269018 | 0.76210841946 | 4.86835950786 |
| 17000 | 34.2868940576 | 217.091911765 | 0.09926470588 | 1814.31589877 | 252.180230292 | 1562.13566847 | 0.02556059699 | 0.92899347655 | 0.76139304878 | 4.88294533537 |
| 16000 | 32.3673507375 | 230.68015625 | 0.10546875 | 1806.29970736 | 251.941863784 | 1554.35784358 | 0.02412959326 | 0.92488890495 | 0.76067336269 | 4.89761882513 |
| 15000 | 30.4361929359 | 246.0375 | 0.1125 | 1797.29989647 | 251.702055003 | 1545.59784147 | 0.02268993103 | 0.92028068561 | 0.75994932204 | 4.91238076981 |
| 14000 | 28.4933149202 | 263.611607143 | 0.12053571429 | 1787.12359165 | 251.460790821 | 1535.66280083 | 0.02124153148 | 0.91507006005 | 0.75922088718 | 4.92723197167 |
| 13000 | 26.5388096706 | 283.889423077 | 0.12980769231 | 1775.52396521 | 251.218057948 | 1524.30590726 | 0.01978431482 | 0.90913064382 | 0.75848801798 | 4.9421732427 |
| 12000 | 24.5719688602 | 307.546875 | 0.140625 | 1762.17995207 | 250.973842931 | 1511.20810913 | 0.01831820031 | 0.90229804032 | 0.75775067384 | 4.95720540475 |
| 10000 | 20.6024405947 | 369.05625 | 0.16875 | 1728.40621716 | 250.480911835 | 1477.92530532 | 0.01535894969 | 0.88500470159 | 0.75626239575 | 4.98754573971 |
| 9000 | 18.5993297693 | 410.0625 | 0.1875 | 1706.60054615 | 250.232168017 | 1456.36837813 | 0.01386564708 | 0.873839432 | 0.75551137806 | 5.00285560712 |
| 8000 | 16.5838366006 | 461.3203125 | 0.2109375 | 1680.10516836 | 249.981886575 | 1430.12328178 | 0.01236311353 | 0.8602728678 | 0.75475571792 | 5.01825975486 |
| 7000 | 14.5558459194 | 527.223214286 | 0.24107142857 | 1647.22488139 | 249.730053208 | 1397.49482818 | 0.01085126319 | 0.8434370058 | 0.75399537213 | 5.03375905652 |
| 6000 | 12.5152411239 | 615.09375 | 0.28125 | 1605.3355253 | 249.476653435 | 1355.85887187 | 0.00933000913 | 0.82198818392 | 0.75323029699 | 5.04935439649 |
| 5000 | 10.461904157 | 738.1125 | 0.3375 | 1550.14664153 | 249.221672598 | 1300.92496893 | 0.00779926334 | 0.79372953666 | 0.75246044823 | 5.06504667019 |
| 4000 | 8.39571548399 | 922.640625 | 0.421875 | 1474.1293077 | 248.965095851 | 1225.16421185 | 0.00625893671 | 0.75480599127 | 0.75168578104 | 5.08083678416 |
| 3000 | 6.31655406907 | 1230.1875 | 0.5625 | 1382.74993458 | 248.706908165 | 1114.04302642 | 0.00470893901 | 0.69777583951 | 0.75090625003 | 5.09672565631 |
| 2000 | 4.22429735177 | 1845.28125 | 0.84375 | 1183.85512408 | 248.447094321 | 935.408029755 | 0.00314917887 | 0.60617541201 | 0.75012180925 | 5.11271421607 |
| 1000 | 2.1188212229 | 3690.5625 | 1.6875 | 849.35732536 | 248.185638907 | 801.171686453 | 0.00157956376 | 0.43490078826 | 0.74933241218 | 5.12880340455 |
| 500 | 1.0610866855 | 7381.125 | 3.375 | 542.685932615 | 248.054290742 | 294.631841874 | 0.00079103137 | 0.2778742619 | 0.74893584034 | 5.13688603191 |

Berekening dwarsdoorsnede ITM-tunnel

uitgangspunt: bodemomstandigheden FUGRO-rapport [36]

Methode: Curtis (continuum-model)

sigma= 564 kn/m²
 KO= 0.71 {-}
 R= 4.05 m
 v= 0.3 {-}
 d= 0.3 m
 Eg= 125 Mpa
 I= 0.00225 m⁴/m

| E_lining MPa | M_max knm | N0 kn | Nmax-N(Q2 kn | Q1 | Nmax KN | Nmin KN | m | alpha | n0 | beta | n2 | |
|-----------------|--------------|-----------|-----------------|-----------|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 500000 | 630.89711 | 1952.4841 | 328.29528 | 0.0473149 | 0.0002596 | 2278.7794 | 1628.1888 | 0.4703286 | 0.7381125 | 0.9997405 | 0.0003375 | 0.9851643 |
| 1000000 | 509.86889 | 1950.4592 | 311.35353 | 0.2365745 | 0.0012981 | 2261.8127 | 1639.1058 | 0.3801031 | 3.8905625 | 0.9987036 | 0.0016875 | 0.9400515 |
| 500000 | 411.25297 | 1947.9339 | 299.17872 | 0.473149 | 0.0025962 | 2247.1126 | 1648.7551 | 0.3065857 | 7.381125 | 0.9974106 | 0.003375 | 0.9032928 |
| 400000 | 374.98886 | 1948.6737 | 294.70167 | 0.5914363 | 0.0032452 | 2241.3753 | 1651.972 | 0.2795511 | 9.2264063 | 0.9967653 | 0.0042188 | 0.8897756 |
| 375000 | 364.28147 | 1946.254 | 293.37977 | 0.6308854 | 0.0034615 | 2239.6337 | 1652.8742 | 0.2715688 | 9.8415 | 0.9965504 | 0.0045 | 0.8857844 |
| 350000 | 352.76953 | 1945.7745 | 291.95854 | 0.6759272 | 0.0037088 | 2237.7331 | 1653.816 | 0.2629868 | 10.544464 | 0.9963049 | 0.0048214 | 0.8814934 |
| 325000 | 340.35883 | 1945.2216 | 290.42636 | 0.7279216 | 0.0039941 | 2235.648 | 1654.7953 | 0.2537347 | 11.355577 | 0.9960218 | 0.0051823 | 0.8768674 |
| 300000 | 326.83984 | 1944.577 | 288.76969 | 0.7885817 | 0.0043269 | 2233.3467 | 1655.8073 | 0.243731 | 12.301875 | 0.9956917 | 0.005625 | 0.8718655 |
| 275000 | 312.38448 | 1943.8156 | 286.97274 | 0.860271 | 0.0047203 | 2230.7884 | 1656.8429 | 0.2328801 | 13.420227 | 0.9953019 | 0.0061364 | 0.86644 |
| 250000 | 296.54203 | 1942.9029 | 285.01688 | 0.9462981 | 0.0051923 | 2227.9197 | 1657.886 | 0.2210696 | 14.76225 | 0.9948345 | 0.00675 | 0.8605348 |
| 225000 | 279.23385 | 1941.7884 | 282.88006 | 1.0514423 | 0.0057692 | 2224.6684 | 1658.9083 | 0.2081665 | 16.4025 | 0.9942639 | 0.0075 | 0.8540833 |
| 200000 | 260.24688 | 1940.3971 | 280.53597 | 1.1828726 | 0.0064904 | 2220.933 | 1659.8611 | 0.1940118 | 18.452813 | 0.9935515 | 0.0084375 | 0.8470059 |
| 175000 | 239.32375 | 1938.6112 | 277.95289 | 1.3518544 | 0.0074176 | 2216.5641 | 1660.6583 | 0.1784139 | 21.088929 | 0.992637 | 0.0096429 | 0.8392069 |
| 150000 | 216.15313 | 1936.2351 | 275.09232 | 1.5771635 | 0.0086538 | 2211.3274 | 1661.1428 | 0.1611404 | 24.80375 | 0.9914204 | 0.01125 | 0.8305702 |
| 125000 | 190.35208 | 1932.9184 | 271.90701 | 1.8925962 | 0.0103846 | 2204.8254 | 1661.0114 | 0.1419059 | 29.5245 | 0.9897221 | 0.0135 | 0.820953 |
| 100000 | 161.4457 | 1927.9645 | 268.33832 | 2.3657452 | 0.0129808 | 2196.3029 | 1659.6262 | 0.1203564 | 36.905625 | 0.9871856 | 0.016875 | 0.8101782 |
| 90000 | 148.88498 | 1925.2234 | 266.78761 | 2.6288058 | 0.0144231 | 2192.011 | 1658.4357 | 0.1109925 | 41.00625 | 0.985782 | 0.01875 | 0.8054963 |
| 80000 | 135.68898 | 1921.8078 | 265.15848 | 2.9571815 | 0.016226 | 2186.9663 | 1656.6493 | 0.101155 | 46.132031 | 0.9840331 | 0.0210938 | 0.8005775 |
| 70000 | 121.80823 | 1917.4342 | 263.4448 | 3.379636 | 0.018544 | 2180.879 | 1653.9894 | 0.090807 | 52.722321 | 0.9817937 | 0.0241071 | 0.7954035 |
| 60000 | 107.18804 | 1911.6335 | 261.63984 | 3.9429087 | 0.0216346 | 2173.2734 | 1649.9937 | 0.0799078 | 61.509375 | 0.9788235 | 0.028125 | 0.7899539 |
| 50000 | 91.767682 | 1903.5714 | 259.73609 | 4.7314904 | 0.0259615 | 2163.3075 | 1643.8353 | 0.0684121 | 73.81125 | 0.9746954 | 0.03375 | 0.784206 |
| 45000 | 83.736633 | 1898.2342 | 258.74461 | 5.2572115 | 0.0288462 | 2156.9788 | 1639.4896 | 0.062425 | 82.0125 | 0.9719626 | 0.0375 | 0.7812125 |
| 40000 | 75.479633 | 1891.6048 | 257.72522 | 5.914363 | 0.0324519 | 2149.33 | 1633.8796 | 0.0562694 | 92.264063 | 0.9685681 | 0.0421875 | 0.7781347 |
| 39700 | 74.976819 | 1891.1556 | 257.66315 | 5.9590559 | 0.0326972 | 2148.8187 | 1633.4925 | 0.0558946 | 92.961272 | 0.9683381 | 0.0425063 | 0.7779473 |
| 38500 | 72.95704 | 1889.2911 | 257.41379 | 6.1447927 | 0.0337163 | 2146.7049 | 1631.8773 | 0.0543889 | 95.858766 | 0.9673834 | 0.0438312 | 0.7771944 |
| 35000 | 66.987009 | 1883.1489 | 256.67675 | 6.759272 | 0.0370879 | 2139.8257 | 1626.4722 | 0.0499383 | 105.44464 | 0.9642384 | 0.0482143 | 0.7749691 |
| 33000 | 63.521713 | 1879.0763 | 256.24894 | 7.1689248 | 0.0393357 | 2135.3252 | 1622.8273 | 0.0473549 | 111.83523 | 0.9621531 | 0.0511364 | 0.7736775 |
| 31000 | 60.016406 | 1874.4993 | 255.81618 | 7.6314361 | 0.0418734 | 2130.3154 | 1618.8831 | 0.0447417 | 119.0504 | 0.9598095 | 0.0544355 | 0.7723709 |
| 30000 | 58.248531 | 1871.9914 | 255.59793 | 7.8858173 | 0.0432692 | 2127.5893 | 1616.3934 | 0.0434238 | 123.01875 | 0.9585253 | 0.05625 | 0.7717119 |
| 29000 | 56.47039 | 1869.3179 | 255.3784 | 8.157742 | 0.0447613 | 2124.6964 | 1613.9395 | 0.0420982 | 127.26078 | 0.9571565 | 0.0581897 | 0.7710491 |
| 28000 | 54.681895 | 1866.462 | 255.1576 | 8.44909 | 0.0463599 | 2121.6196 | 1611.3044 | 0.0407649 | 131.8058 | 0.9556941 | 0.0602679 | 0.7703825 |
| 27000 | 52.882953 | 1863.4043 | 254.93551 | 8.7620192 | 0.0480769 | 2118.3398 | 1608.4687 | 0.0394238 | 136.6875 | 0.9541284 | 0.0625 | 0.7697119 |
| 26000 | 51.073474 | 1860.1225 | 254.71212 | 9.09902 | 0.049926 | 2114.8346 | 1605.4103 | 0.0380749 | 141.94471 | 0.952448 | 0.0649038 | 0.7690374 |
| 25000 | 49.253365 | 1858.5911 | 254.48741 | 9.4629808 | 0.0519231 | 2111.0785 | 1602.1037 | 0.036718 | 147.6225 | 0.9506399 | 0.0675 | 0.7683359 |

| E_lining MPa | M_max knm | N0 kn | Nmax-NC Q2 kn | Q1 | Nmax KN | Nmin KN | m | alpha | n0 | beta | n2 | |
|-----------------|--------------|-----------|------------------|-----------|------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 24000 | 47.422531 | 1852.7805 | 254.28138 | 9.8572716 | 0.0540865 | 2107.0419 | 1598.5191 | 0.0353531 | 153.77344 | 0.9486887 | 0.0703125 | 0.7676766 |
| 23000 | 45.580878 | 1848.6583 | 254.03402 | 10.285849 | 0.0564381 | 2102.6903 | 1594.6223 | 0.0339802 | 160.45924 | 0.9465777 | 0.0733696 | 0.7669901 |
| 22000 | 43.728309 | 1844.178 | 253.80531 | 10.753387 | 0.0590035 | 2097.9834 | 1590.3727 | 0.0325991 | 167.75284 | 0.9442839 | 0.0767045 | 0.7662995 |
| 21000 | 41.864727 | 1839.2981 | 253.57523 | 11.265453 | 0.0618132 | 2092.8734 | 1585.7229 | 0.0312098 | 175.74107 | 0.9417853 | 0.0803571 | 0.7656049 |
| 20000 | 39.990033 | 1833.9599 | 253.34379 | 11.828726 | 0.0649038 | 2087.3037 | 1580.6162 | 0.0298122 | 184.52813 | 0.9390519 | 0.084375 | 0.7649061 |
| 19000 | 38.104128 | 1828.0958 | 253.11096 | 12.45129 | 0.0683198 | 2081.2068 | 1574.9848 | 0.0284063 | 194.24013 | 0.9360493 | 0.0888158 | 0.7642032 |
| 18000 | 36.208912 | 1821.6239 | 252.87674 | 13.143029 | 0.0721154 | 2074.5006 | 1568.7472 | 0.026992 | 205.03125 | 0.9327354 | 0.09375 | 0.763496 |
| 17000 | 34.298281 | 1814.4446 | 252.64111 | 13.916148 | 0.0763575 | 2067.0857 | 1561.8035 | 0.0255891 | 217.09191 | 0.9290594 | 0.0992647 | 0.7627845 |
| 16000 | 32.378132 | 1806.4353 | 252.40405 | 14.785907 | 0.0811298 | 2058.8393 | 1554.0312 | 0.0241376 | 230.66016 | 0.9249583 | 0.1054688 | 0.7620688 |
| 15000 | 30.446362 | 1797.443 | 252.16556 | 15.771635 | 0.0865385 | 2049.6086 | 1545.2775 | 0.0226975 | 246.0375 | 0.920354 | 0.1125 | 0.7613488 |
| 14000 | 28.502864 | 1787.2752 | 251.92562 | 16.89818 | 0.0927198 | 2039.2009 | 1535.3496 | 0.0212487 | 263.61161 | 0.9151477 | 0.1205357 | 0.7606243 |
| 13000 | 26.547531 | 1775.6852 | 251.68422 | 18.19804 | 0.0998521 | 2027.3694 | 1524.0009 | 0.019791 | 283.88942 | 0.9092132 | 0.1298077 | 0.7598955 |
| 12000 | 24.580254 | 1762.352 | 251.44135 | 19.714543 | 0.1081731 | 2013.7933 | 1510.9108 | 0.0183244 | 307.54688 | 0.9023861 | 0.140825 | 0.7591822 |
| 10000 | 20.60943 | 1728.6048 | 250.95112 | 23.657452 | 0.1298077 | 1979.5559 | 1477.6537 | 0.0153642 | 369.05625 | 0.8851064 | 0.16875 | 0.7576821 |
| 9000 | 18.605659 | 1706.8157 | 250.70374 | 26.286058 | 0.1442308 | 1957.5194 | 1456.1119 | 0.0138704 | 410.0625 | 0.8739496 | 0.1875 | 0.7569352 |
| 8000 | 16.589497 | 1680.3397 | 250.45484 | 29.571815 | 0.1622596 | 1930.7946 | 1429.8849 | 0.0123673 | 461.32031 | 0.860393 | 0.2109375 | 0.7561837 |
| 7000 | 14.56083 | 1647.4826 | 250.20438 | 33.79636 | 0.1854396 | 1897.6869 | 1397.2782 | 0.010855 | 527.22321 | 0.8435689 | 0.2410714 | 0.7554275 |
| 6000 | 12.51954 | 1605.6211 | 249.95237 | 39.429087 | 0.2163462 | 1855.5734 | 1355.6687 | 0.0093332 | 615.09375 | 0.8221344 | 0.28125 | 0.7546666 |
| 5000 | 10.465509 | 1550.4661 | 249.69879 | 47.314904 | 0.2596154 | 1800.1649 | 1300.7673 | 0.007802 | 738.1125 | 0.7938931 | 0.3375 | 0.753901 |
| 4000 | 8.3988172 | 1474.4905 | 249.44362 | 59.14363 | 0.3245192 | 1723.9341 | 1225.0469 | 0.0062611 | 922.64063 | 0.7549909 | 0.421875 | 0.7531305 |
| 3000 | 6.318744 | 1363.1615 | 249.18684 | 78.858173 | 0.4326923 | 1612.3483 | 1113.9747 | 0.0047106 | 1230.1875 | 0.6979866 | 0.5625 | 0.7523553 |
| 2000 | 4.2257665 | 1184.3211 | 248.92845 | 118.28726 | 0.6490385 | 1433.2495 | 935.39262 | 0.0031503 | 1845.2813 | 0.606414 | 0.84375 | 0.7515751 |
| 1000 | 2.1195805 | 849.83709 | 248.66842 | 236.57452 | 1.2980769 | 1098.5055 | 601.16866 | 0.0015801 | 3690.5625 | 0.4351464 | 1.6875 | 0.7507901 |
| 500 | 1.0614575 | 543.07771 | 248.53779 | 473.14904 | 2.5961538 | 791.61551 | 294.53992 | 0.0007913 | 7381.125 | 0.2780749 | 3.375 | 0.7503957 |
| 100 | 0.2125806 | 139.69124 | 248.43299 | 2365.7452 | 12.980769 | 388.12423 | -108.7418 | 0.0001585 | 36905.625 | 0.0715268 | 16.875 | 0.7500792 |

Berekening dwarsdoorsnede ITM-tunnel uitgangspunt: bodemomstandigheden FUGRO-rapport [36]

Methode: Bouma

sigma= 564 kn/m²
 K0= 0.71 {-}
 R= 4.05 m
 v= 0.3 {-}
 d= 0.3 m
 Eg= 125 Mpa
 I= 0.00225 m⁴/m

| E_lining MPa | Mmax= kNm | Nmax= kN | Nmin= kN | m | n0 | n2 | Umax mm |
|-----------------|--------------|-------------|-------------|---|-----|----|-----------------|
| 5000000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -0.3312324131 |
| 1000000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -1.6561620653 |
| 500000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -3.3123241305 |
| 400000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -4.1404051631 |
| 375000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -4.416432174 |
| 350000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -4.731891615 |
| 325000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -5.0958832777 |
| 300000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -5.5205402175 |
| 275000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -6.02240751 |
| 250000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -6.624648261 |
| 225000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -7.36072029 |
| 200000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -8.2808103263 |
| 175000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -9.46378323 |
| 150000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -11.041080435 |
| 125000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -13.249296522 |
| 100000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -16.561620653 |
| 90000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -18.401800725 |
| 80000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -20.702025816 |
| 70000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -23.659458075 |
| 60000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -27.602701088 |
| 50000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -33.123241305 |
| 45000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -36.80360145 |
| 40000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -41.404051631 |
| 39700 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -41.716928596 |
| 38500 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -43.0171965 |
| 35000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -47.31891615 |
| 33000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -50.18672925 |
| 31000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -53.42458275 |
| 30000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -55.205402175 |
| 29000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -57.109036733 |
| 28000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -59.148645188 |
| 27000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -61.33933575 |
| 26000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -63.698540971 |
| 25000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | | 0.5 | 1 | 1 -66.24648261 |

| E_lining MPa | Mmax= kNm | Nmax= kN | Nmin= kN | m | n0 | n2 | Umax mm |
|-----------------|--------------|-------------|-------------|-----|----|----|---------------|
| 24000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -69.006752719 |
| 23000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -72.007046315 |
| 22000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -75.280093875 |
| 21000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -78.86486025 |
| 20000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -82.808103263 |
| 19000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -87.166424487 |
| 18000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -92.009003625 |
| 17000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -97.421297956 |
| 16000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -103.51012908 |
| 15000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -110.41080435 |
| 14000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -118.29729038 |
| 13000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -127.39708194 |
| 12000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -138.01350544 |
| 10000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -165.61620653 |
| 9000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -184.01800725 |
| 8000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -207.02025816 |
| 7000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -236.59458075 |
| 6000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -276.02701088 |
| 5000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -331.23241305 |
| 4000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -414.04051631 |
| 3000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -552.05402175 |
| 2000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -828.08103263 |
| 1000 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -1656.1620653 |
| 500 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -3312.3241305 |
| 100 | 670.698225 | 2284.2 | 1621.782 | 0.5 | 1 | 1 | -16561.620653 |

Bijlage II

Listing programma NMκ

```

PROGRAM N_M_K;
USES Crt;

CONST MaxAantalpunten = 20;
      Pi = 3.141593;
TYPE  tabel = RECORD
      moment: integer;
      kappa : Real;
      rekb : real;
      reko : real;
      END;
      spanning_rekRecord = RECORD
      rek,
      spanning : Real;
      END;

VAR binnenrange : BOOLEAN;
    rekonder_rekboven,
    kappadoorsnede,
    maximaleN,
    maximalerek,
    minimalerek,
    Ndiagram,
    spanningschijfje,
    rekschijfje,
    zwaartepunt,
    Totaaloppervlak,
    Oppervlak,
    deltah,
    Mtotaal,
    Ftotaal, (normaalkracht)
    deltaN,
    straal,
    hoogte,
    liningdikte : Real;

    Normaalkr,
    teller,
    Fopslag,
    aantalN,
    ka,
    combinatie,
    Nnummer,
    aantalstaprekverloop,
    aantalstaphoogte,
    aantalstapradiaal,
    stapN Longint;

    Gekozen,
    Aantalpunten_e_sigma : Byte;

    waarden : Array[1..2000] Of tabel;
    spanning_rek : Array[1..MaxAantalpunten] Of spanning_rekRecord;
    ( normaalkracht : Array[1..1000] Of categorieRecord );

PROCEDURE FourToon;
BEGIN
    Sound(900); { Beep }
    Delay(1000); { For 200 ms }
    NoSound; { Relief }
END;

PROCEDURE afdrukkerinvoerwaarden;
VAR toets : Char;
    i : Byte;
BEGIN
    clrscr;
    Writeln('Deze waarden heeft u nu ingevoerd ');
    Writeln;
    Writeln;
    Writeln('de dikte van de lining : ', liningdikte : 3 : 2, ' m');
    Writeln('het aantal stappen over hoogte : ', aantalstaphoogte);
    Writeln('het aantal stappen in rekverloop : ', aantalstaprekverloop);
    Writeln('de minimale te simuleren rek : ', minimalerek : 4 : 2);
    Writeln('de maximale te simuleren rek : ', maximalerek : 4 : 2);
    Writeln(' ');
    Writeln(' Rek | Spanning');
    Writeln(' | (N/mm^2)');
    Writeln('-----');
    For i := 1 To Aantalpunten_e_sigma Do
        Writeln(spanning_rek[i].rek : 5 : 2, ' | ', spanning_rek[i].spanning : 5 : 2);
    Writeln(' ');
    Writeln('Druk op een toets om verder te gaan');
    toets := readkey;
END;

```

```

PROCEDURE OpenFile;
VAR f      : Text;
    i      : Byte;
    invoerfile : String;
    InvoerFout : Boolean;
BEGIN
  Clrscr;
  REPEAT
    WriteLn('Geef filenaam: ');
    ReadLn (invoerfile);
    Assign (f,invoerfile);
    ($I-)
    Reset (f);
    ($I+)
    If IoResult <> 0 Then InvoerFout := TRUE
      Else InvoerFout := FALSE;
    If InvoerFout Then WriteLn('file niet gevonden');
  UNTIL Not InvoerFout;
  ReadLn (f, liningdikte);
  ReadLn (f, aantalstaphoogte);
  ReadLn (f, aantalstaprekverloop);
  ReadLn (f, minimalerek);
  ReadLn (f, maximalerek);
  ReadLn (f, Aantalpunten_e_sigma);
  For i := 1 To Aantalpunten_e_sigma Do ReadLn (f, spanning_rek[i].rek, spanning_rek[i].spanning);
  Close (f);
  Clrscr;
  afdrukkeninvoerwaarden;
END;

FUNCTION IntInvoer(Links, Rechts : Integer) : Integer;
VAR  Invoer : String;
     Waarde, Code : Integer;
BEGIN
  REPEAT
    ReadLn (Invoer);
    Val(Invoer,Waarde,Code);
    If (Waarde < Links) OR (Waarde > Rechts) OR (Code<>0) Then
      BEGIN
        FoutToon;
        WriteLn ('Voer een geheel getal in');
        WriteLn ('tussen ',Links,' en ',Rechts, '!');
      END;
  UNTIL (Waarde >= Links) AND (Waarde <= Rechts) AND (Code=0);
  IntInvoer := Waarde;
END;

FUNCTION RealInvoer(Links, Rechts : Real) : Real;
VAR  Invoer : String;
     Waarde : Real;
     Code : Integer;
BEGIN
  REPEAT
    ReadLn (Invoer);
    Val(Invoer,Waarde,Code);
    If (Waarde < Links) OR (Waarde > Rechts) OR (Code<>0) Then
      BEGIN
        FoutToon;
        WriteLn ('Voer een getal tussen');
        WriteLn (Links:5:3, ' en ',Rechts:5:3, ' in!');
      END;
  UNTIL (Waarde >= Links) AND (Waarde <= Rechts) AND (Code=0);
  RealInvoer := Waarde;
END;

FUNCTION CijferInvoer (Min, Max : Byte) : Byte;
VAR  Invoer : Char;
     Waarde : Byte;
     Code : Integer;
BEGIN
  REPEAT
    Invoer := ReadKey;
    Val(Invoer,Waarde,Code);
    If (Waarde<Min) OR (Waarde>Max) OR (Code <> 0) Then FoutToon
  UNTIL (Waarde>=Min) AND (Waarde<=Max) AND (Code = 0);
  Cijferinvoer := Waarde;
END;

PROCEDURE handinvoer;
CONST minimum:=999;
VAR  i : Byte;
     Invoerfout : Boolean;
     kleinsterek: Real;
BEGIN
  kleinsterek:=minimum;
  ClrScr;
  Write('Geef de dikte van de lining (m) : '); liningdikte := Realinvoer(0,1,1);
  Write('Geef het aantal stapjes over de hoogte : '); aantalstaphoogte := IntInvoer(1,100);

```

```

Write'Geef het aantal stapjes in het rekverloop :'); aantalstaprekverloop := IntInvoer(10,150);
Write'Geef het aantal punten van het spanning-rek diagram :'); Aantalpunten_e_sigma := IntInvoer(2,20);
Write'Geef de minimale te simuleren rek :'); minimalerek := ReallInvoer(-30,0);
Write'Geef de maximale te simuleren rek :'); maximalerek := ReallInvoer(0,3.5);
Writeln;
Writeln('Voer de volgende gegevens van laag (minimale rek) naar hoog (maximale rek) in!');
Writeln('Neem voor trek negatieve getallen en voor druk positieve!');
Repeat
For i := 1 To Aantalpunten_e_sigma Do
BEGIN
Write ('Rek ' i' (0/00) = ');spanning_rek[i].rek:= ReallInvoer(-30,30);
IF spanning_rek[i].rek >= kleinsterek
THEN
BEGIN
InvoerFout := TRUE;
kleinsterek := spanning_rek[i].rek;
Write ('Spanning' i' (N/mm^2) = ');spanning_rek[i].spanning := ReallInvoer(-20,150);
END
Else InvoerFout := FALSE;
IF not InvoerFout Then
Begin
Writeln('Volgorde niet juist! Probeer het opnieuw. ');
kleinsterek:=minimum;
End;
END;
UNTIL InvoerFout;
afdrukkeninvoerwaarden;
END;

PROCEDURE invoerkeuze;
VAR Keuze : Byte;
BEGIN
Repeat
Clrscr;
Writeln('Op welke wijze wilt u invoeren?');
Writeln;
Writeln('1. handmatig);
Writeln('2. via invoerfile');
Writeln('3. terug naar hoofdmenu');
Writeln;
Writeln('Keuze: ');
Keuze := CijferInvoer(1,3);
CASE Keuze Of
1: handinvoer;
2: openfile;
END;
Until Keuze = 3;
END;

(Einde invoergedeelte)

(begin rekengedeelte)

PROCEDURE oppervlakschijfje;
VAR Lengte;
Breedte : integer;
BEGIN
Breedte := 1; (neem een strekkende meter)
Oppervlak := Breedte*deltah;
END;

PROCEDURE zwaartepuntbepaling;
(bepaling hoogte zwaartepunt doorsnede t.o.v. binnenkant lining)
VAR optelling;
vermenigvuldiging : Real;
BEGIN
deltah := liningdikte/aantalstaphoogte;
(optelling := 0;
Totaaloppervlak := 0;
hoogte := 0;
REPEAT
oppervlakschijfje;
Totaaloppervlak := Totaaloppervlak + Oppervlak;
vermenigvuldiging := Oppervlak*(hoogte + (0.5*deltah));
optelling := optelling + vermenigvuldiging;
hoogte := hoogte + deltah;
UNTIL (hoogte >= liningdikte);
zwaartepunt :=0.5*liningdikte, (optelling/Totaaloppervlak;
END;

PROCEDURE spanningschijf;
VAR k : Byte;
deltaspansing;
deltarek : real;
BEGIN
IF (rekschijfje >spanning_rek[Aantalpunten_e_sigma].rek) OR (rekschijfje < spanning_rek[1].rek)
THEN spanningschijfje := 0
ELSE BEGIN
ka :=0;

```

```

REPEAT
  ka := ka + 1;
UNTIL (rekschijffe >= spanning_rek[ka].rek) AND (rekschijffe <= spanning_rek[ka+1].rek);
deltarek := spanning_rek[ka+1].rek - spanning_rek[ka].rek;
deltaspanning := spanning_rek[ka+1].spanning - spanning_rek[ka].spanning;
spanningschijffe := spanning_rek[ka].spanning + (deltaspanning) * (rekschijffe - spanning_rek[ka].rek) / (deltarek);
END;
END;

PROCEDURE uitvoerfile;
VAR uitvoer : Text;
    filename : String;
    i : integer;
BEGIN
  Clrscr;
  Writeln('geef naam uitvoerfile van de zojuist bekeken tabel (vb. B25N1200.txt');
  Readln(filename);
  Assign(uitvoer, filename);
  Rewrite(uitvoer);
  Writeln;
  Writeln(uitvoer, 'Normaalkracht:', 'Normaalkr: KN');
  Writeln(uitvoer, 'Kappa Moment rek boven rek onder');
  FOR i:=1 TO teller DO
  BEGIN
    Writeln(uitvoer, waarden[i].kappa:5:1, ' ', waarden[i].moment, ' ', waarden[i].rek:5:2, ' ', waarden[i].reko:5:2);
  END;
  Close(uitvoer);
END;

PROCEDURE diagrambepaling;
VAR gedaan, aantal, longint;
    rekstap,
    (rekboven,)
    Mschijffe,
    Fschijffe(,
    rekonder) : Real;
    ij : Byte;
(tijdelijk)
    uitvoer : Text;
    filename : String;
(tijdelijk)
BEGIN
  initialisatie;
  gedaan := 0;
  rekboven := minimalerek + 0.0001;
  zwaartepuntbepaling;
  rekstap := (ABS(minimalerek) + ABS(maximalerek)) / (aantalstaprekverloop);
  (tijdelijk)
  Clrscr;
  Writeln('geef naam uitvoerfile:');
  Readln(filename);
  Assign(uitvoer, filename);
  Rewrite(uitvoer);
  (tijdelijk)
  Clrscr;
  Writeln('Zoveel berekeningen nog te doen: ');
  REPEAT
    rekonder := minimalerek + 0.0001;
    REPEAT
      Ftotaal := 0;
      Mtotaal := 0;
      hoogte := 0;
      REPEAT
        oppervlakschijffe;
        rekschijffe := rekonder + hoogte * (rekboven - rekonder) / liningdikte;
        spanningschijf;
        Fschijffe := 1000 * spanningschijffe * Oppervlak; (van MN naar KN)
        Ftotaal := Ftotaal + Fschijffe;
        Mschijffe := Fschijffe * (hoogte + (0.5 * deltah) * zwaartepunt); (eenheid KNm)
        Mtotaal := Mtotaal + Mschijffe;
        hoogte := hoogte + deltah;
      UNTIL (hoogte >= liningdikte);
      kappadoorsnede := (rekboven - rekonder) / liningdikte + 0.00001;
      Fopslag := 100 * ROUND(Ftotaal / 100); (afronden Normaalkrachten)
      Writeln(uitvoer, Fopslag:5, ' ', kappadoorsnede:5:1, ' ', Mtotaal:5:0, ' ', rekboven:5:2, ' ', rekonder:5:2);
      (controle)
      ( IF (Fopslag = 2300) THEN
      BEGIN
        Writeln('N kappa Moment rekboven rekonder');
        Writeln(Fopslag, kappadoorsnede:5:1, Mtotaal:5:0);
        Writeln(rekboven:5:2, rekonder:5:2);
      END; )
      (ende controle)
      gedaan := gedaan + 1;
      aantal := (aantalstaprekverloop * aantalstaprekverloop) - gedaan;
      goto XY(34,1);
      Writeln(aantal);
      (Clrscr;
      Writeln('Aantal benodigde berekeningen: ', aantal);)

```

```

        (Writeln('Reeds gedaan      :',gedaan);)
        rekonder := rekonder + rekstap;
        UNTIL (rekonder >= maximalerek);
        rekboven := rekboven + rekstap;
        UNTIL rekboven >= maximalerek;
        (tijdelijk)
        Close(uitvoer);
        (tijdelijk)
        Writeln;
        Writeln('klaar, druk op ENTER');
        readln;
    END;

    (einde rekendeel)

    PROCEDURE inzien;
    VAR   g       : Text;
         i       : Byte;
         invoerfile : String;
         InvoerFout : Boolean;
         M,stop,N,y,z : longint;
         K,rb,ro   : Real;
    BEGIN
        teller := 1;
        Clrscr;
        Writeln('welk NMK-diagram wilt u zien? (geef Normaalkracht in KN): ');
        Readln(Normaalkr);
        REPEAT
            Writeln('Geef filenaam: ');
            ReadLn (invoerfile);
            Assign (g,invoerfile);
            ($I-)
            Reset (g);
            ($I+)
            If IoResult <> 0 Then InvoerFout := TRUE
                Else InvoerFout := FALSE;
            If InvoerFout Then Writeln('file niet gevonden');
        UNTIL Not InvoerFout;
        FOR z=1 TO (aantalstaprekverloop*aantalstaprekverloop) DO
            BEGIN
                Readln (g, N, K, M, rb, ro);
                IF (N = Normaalkr)
                THEN BEGIN
                    waarden[teller].kappa :=K;
                    waarden[teller].moment:=M;
                    waarden[teller].rekb:=rb;
                    waarden[teller].reko:=ro;
                    teller := teller + 1;
                    ( Writeln('teller: ',teller);)
                    Clrscr;
                END;
            END;
        Close (g);
        Clrscr;
        Writeln('Voor Normaalkracht: ',Normaalkr,' KN');
        Writeln;
        Writeln(' Kappa | Moment | rekboven | rekonder ');
        FOR y=1 TO teller DO
            BEGIN
                Writeln(waarden[y].kappa:5:1,' | ',waarden[y].moment,' | ',waarden[y].rekb:5:2,' | ',waarden[y].reko:5:2);
                stop := y MOD 23;
                IF (stop =0) THEN readkey;
            END;
        Readkey;
    END;

    PROCEDURE Hoofdmenu (VAR Keuze : Byte);
    VAR   i       : Byte;
         Status   : Array [1..10] Of Byte;
    BEGIN
        BEGIN
            REPEAT
                Writeln;
                Writeln (' 0 stoppen');
                Writeln (' 1 invoeren gegevens');
                Writeln (' 2 inzien ongevoerde waarden');
                Writeln (' 3 uitvoeren berekening');
                Writeln (' 4 inzien diagrammen');
                Writeln (' 5 wegschrijven naar uitvoerfile');
                ( Writeln (' 6 ');)
                Keuze := CijferInvoer(0,6);
                CASE Keuze Of
                    0 :
                        1: invoerkeuze;
                        2: afdrukkeninvoerwaarden;
                        3: diagrambepaling;
                        4: inzien;
                        5: uitvoerfile;
                END;
            ClrScr;
        END;
    END;

```



```
UNTIL Keuze = 0;
END;

( hoofdprogramma )

BEGIN
  TextColor(14); ( Yellow = 14 )
  TextBackground(Blue);
  ClrScr;
  Hoofdmenu(Gekozen);
END.
```


Bijlage III

Uitvoer van programma NMc

Deze bijlage bevat een aantal voorbeelden van de uitvoer van het programma Nmk.

Hieronder staat een voorbeeld van een invoerfile. Bijbehorende uitvoer staat gedeeltelijk op de volgende bladzijde. Vervolgens het diagram hiervan. Dit is een detail van het eerste diagram van de volledige nmk-diagrammen van 40cm B35, B65 en B95 beton met en zonder vezels op blz. 112 t/m 117.

Invoerfile:

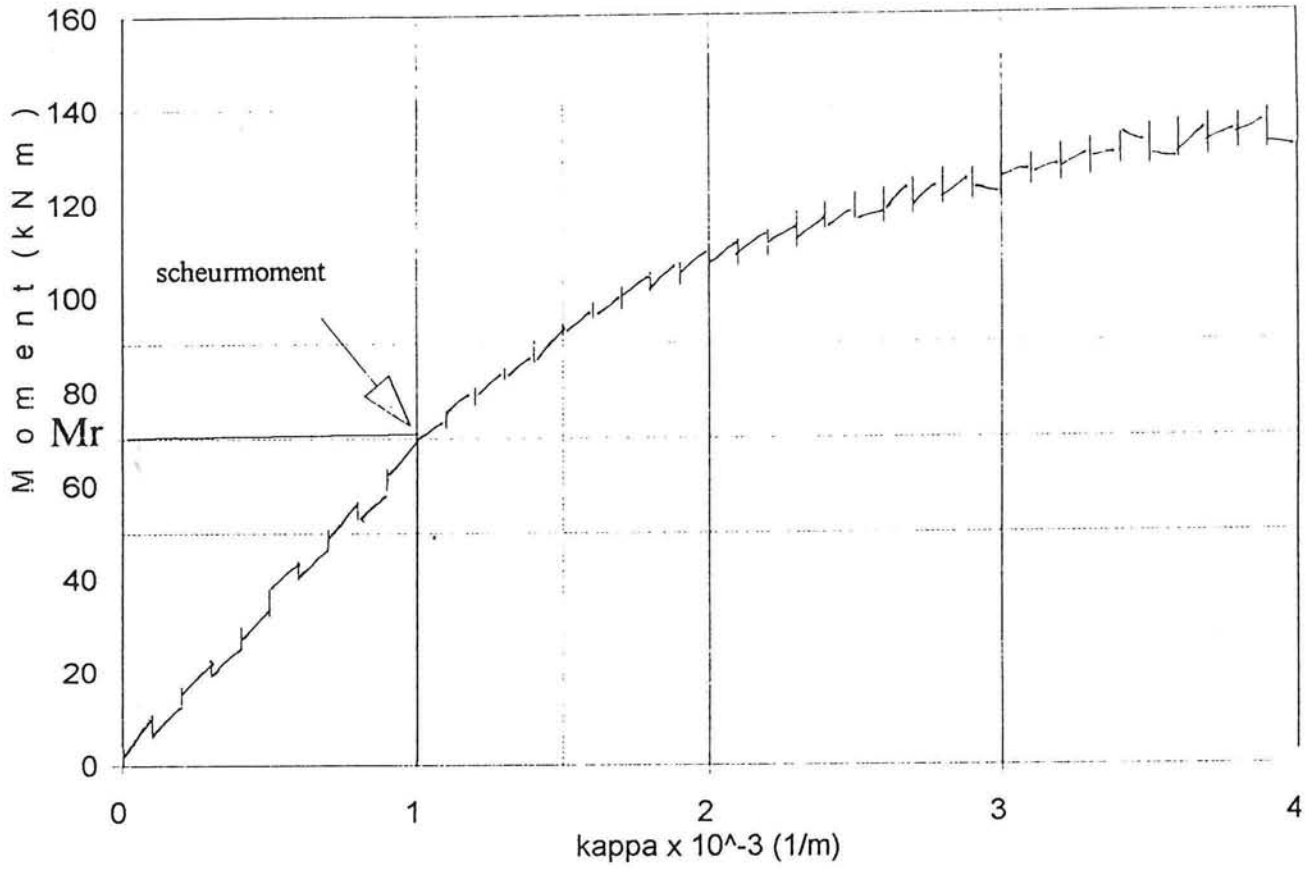
a:b35zonder.pas

| | |
|---------|---|
| 0.4 | = dikte mantel |
| 100 | = stapgrootte over de doorsnede |
| 350 | = stapgrootte over het rekverloop |
| -25 | = minimale rek |
| 3.5 | = maximale rek |
| 3 | = aantal punten van spanning-rek diagram |
| 0 0 | = rek & spanning |
| 1.75 21 | = rek & spanning |
| 3.5 21 | = rek & spanning (= spanning-rek verloop van B35 zonder vezels) |

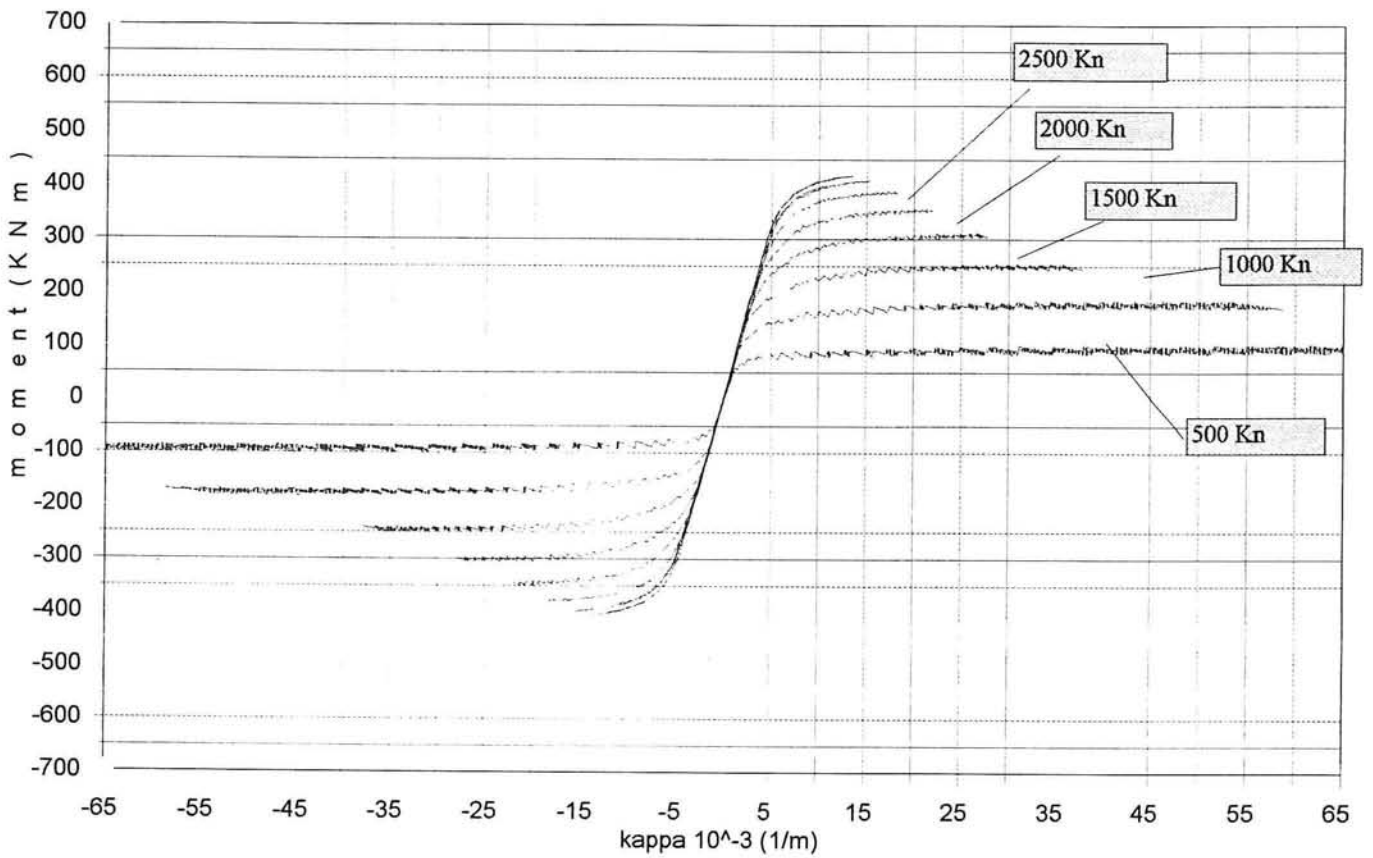
uitvoer programma NMk voor 40 cm B35 beton
Normaalkracht: 1000 KN

| Kappa | Moment | rek boven | rek onder | Kappa | Moment | rek boven | rek onder |
|-------|--------|-----------|-----------|-------|--------|-----------|-----------------|
| 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 68 | 0.4 | 0 |
| 0 | 4 | 0.22 | 0.21 | 1 | 70 | 0.4 | -0.01 te scheur |
| 0 | 0 | 0.21 | 0.22 | 1.1 | 74 | 0.43 | -0.01 |
| 0 | 4 | 0.21 | 0.2 | 1.1 | 72 | 0.43 | 0 |
| 0 | 2 | 0.21 | 0.21 | 1.1 | 76 | 0.44 | -0.01 |
| 0.1 | 11 | 0.23 | 0.18 | 1.1 | 72 | 0.41 | -0.01 |
| 0.1 | 8 | 0.23 | 0.2 | 1.1 | 73 | 0.41 | -0.02 |
| 0.1 | 8 | 0.22 | 0.18 | 1.1 | 75 | 0.43 | -0.02 |
| 0.1 | 6 | 0.22 | 0.2 | 1.2 | 80 | 0.45 | -0.02 |
| 0.2 | 13 | 0.25 | 0.18 | 1.2 | 81 | 0.45 | -0.04 |
| 0.2 | 17 | 0.26 | 0.17 | 1.2 | 80 | 0.44 | -0.05 |
| 0.2 | 13 | 0.23 | 0.17 | 1.2 | 77 | 0.43 | -0.04 |
| 0.2 | 17 | 0.25 | 0.16 | 1.2 | 78 | 0.44 | -0.02 |
| 0.2 | 15 | 0.25 | 0.17 | 1.2 | 79 | 0.44 | -0.04 |
| 0.3 | 23 | 0.27 | 0.14 | 1.3 | 85 | 0.47 | -0.06 |
| 0.3 | 21 | 0.27 | 0.16 | 1.3 | 85 | 0.47 | -0.05 |
| 0.3 | 21 | 0.26 | 0.14 | 1.3 | 83 | 0.47 | -0.04 |
| 0.3 | 19 | 0.26 | 0.16 | 1.3 | 82 | 0.45 | -0.05 |
| 0.4 | 25 | 0.29 | 0.14 | 1.3 | 83 | 0.45 | -0.06 |
| 0.4 | 30 | 0.3 | 0.13 | 1.4 | 88 | 0.48 | -0.06 |
| 0.4 | 25 | 0.27 | 0.13 | 1.4 | 91 | 0.49 | -0.09 |
| 0.4 | 30 | 0.29 | 0.12 | 1.4 | 91 | 0.49 | -0.07 |
| 0.4 | 27 | 0.29 | 0.13 | 1.4 | 88 | 0.48 | -0.07 |
| 0.5 | 34 | 0.31 | 0.12 | 1.4 | 89 | 0.48 | -0.1 |
| 0.5 | 38 | 0.32 | 0.11 | 1.4 | 87 | 0.47 | -0.09 |
| 0.5 | 36 | 0.31 | 0.11 | 1.4 | 89 | 0.48 | -0.09 |
| 0.5 | 32 | 0.3 | 0.12 | 1.4 | 86 | 0.47 | -0.07 |
| 0.5 | 34 | 0.3 | 0.11 | 1.5 | 94 | 0.5 | -0.11 |
| 0.5 | 38 | 0.31 | 0.09 | 1.5 | 94 | 0.5 | -0.09 |
| 0.6 | 44 | 0.34 | 0.08 | 1.5 | 94 | 0.5 | -0.1 |
| 0.6 | 42 | 0.34 | 0.09 | 1.5 | 92 | 0.49 | -0.11 |
| 0.6 | 42 | 0.32 | 0.08 | 1.5 | 92 | 0.49 | -0.13 |
| 0.6 | 40 | 0.32 | 0.09 | 1.5 | 92 | 0.49 | -0.1 |
| 0.7 | 47 | 0.35 | 0.08 | 1.6 | 97 | 0.52 | -0.13 |
| 0.7 | 51 | 0.36 | 0.07 | 1.6 | 97 | 0.52 | -0.11 |
| 0.7 | 46 | 0.34 | 0.07 | 1.6 | 99 | 0.53 | -0.13 |
| 0.7 | 51 | 0.35 | 0.05 | 1.6 | 97 | 0.52 | -0.14 |
| 0.7 | 49 | 0.35 | 0.07 | 1.6 | 95 | 0.5 | -0.14 |
| 0.8 | 57 | 0.38 | 0.04 | 1.6 | 95 | 0.5 | -0.13 |
| 0.8 | 55 | 0.38 | 0.05 | 1.7 | 100 | 0.53 | -0.14 |
| 0.8 | 55 | 0.36 | 0.04 | 1.7 | 102 | 0.54 | -0.15 |
| 0.8 | 53 | 0.36 | 0.05 | 1.7 | 100 | 0.53 | -0.15 |
| 0.9 | 59 | 0.39 | 0.04 | 1.7 | 97 | 0.52 | -0.16 |
| 0.9 | 64 | 0.4 | 0.03 | 1.7 | 97 | 0.52 | -0.15 |
| 0.9 | 59 | 0.38 | 0.03 | 1.7 | 100 | 0.53 | -0.16 |
| 0.9 | 63 | 0.39 | 0.02 | 1.8 | 105 | 0.56 | -0.18 |
| 0.9 | 61 | 0.39 | 0.03 | 1.8 | 105 | 0.56 | -0.16 |

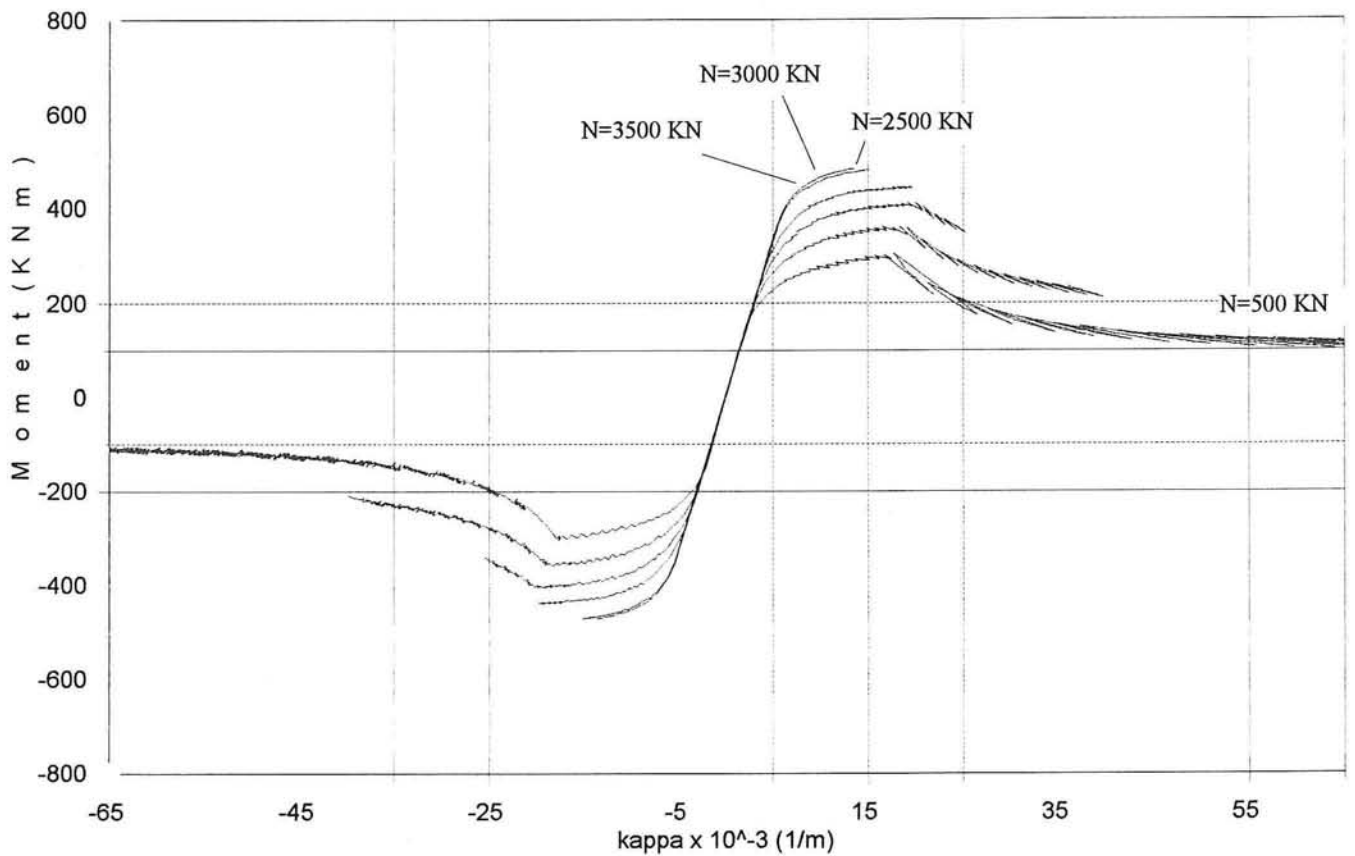
Detail van M- κ diagram $d = 0.4\text{m}$ B35 zonder vezels en $N = 1000\text{ kN}$



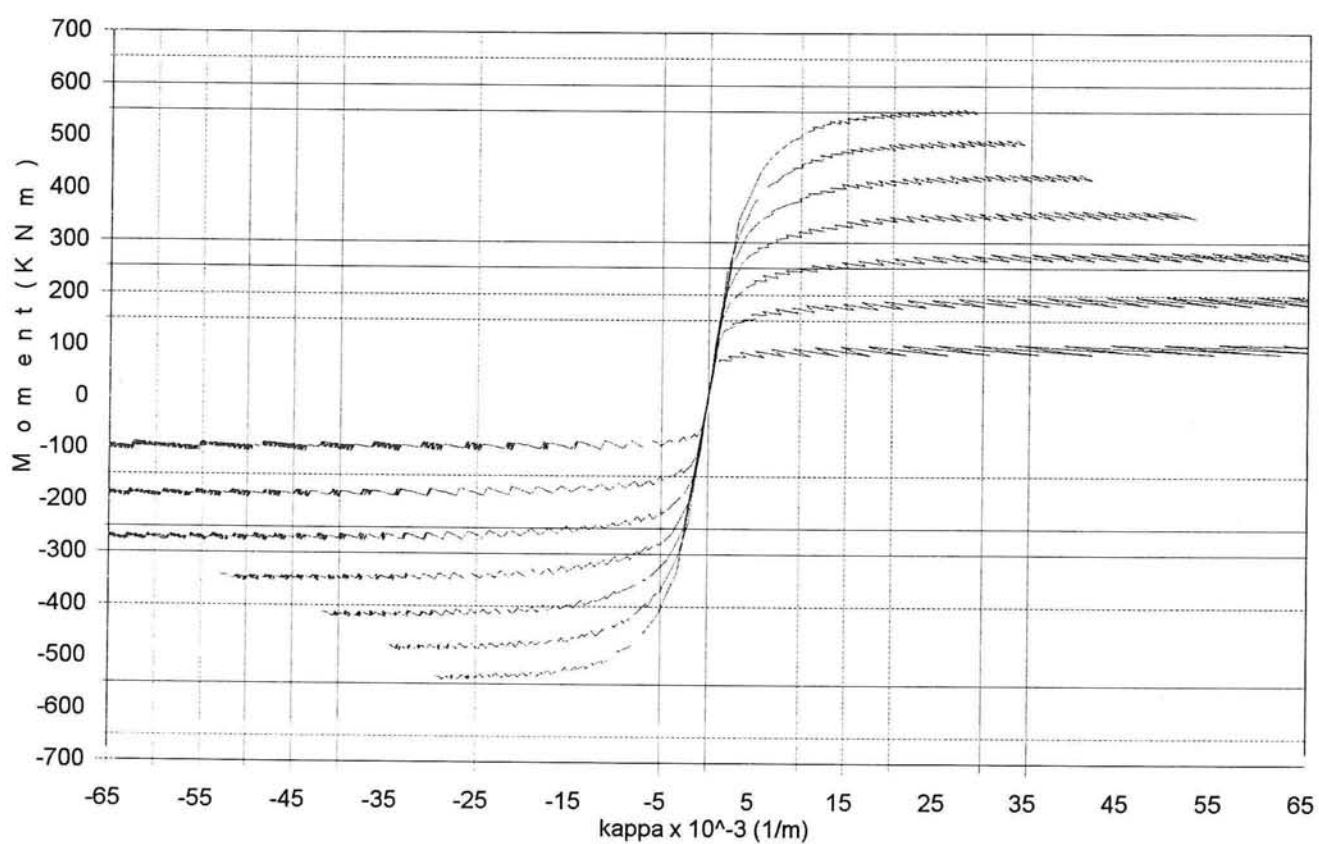
N,M-k diagram B35 (zonder vezels) dikte mantel d=40 cm



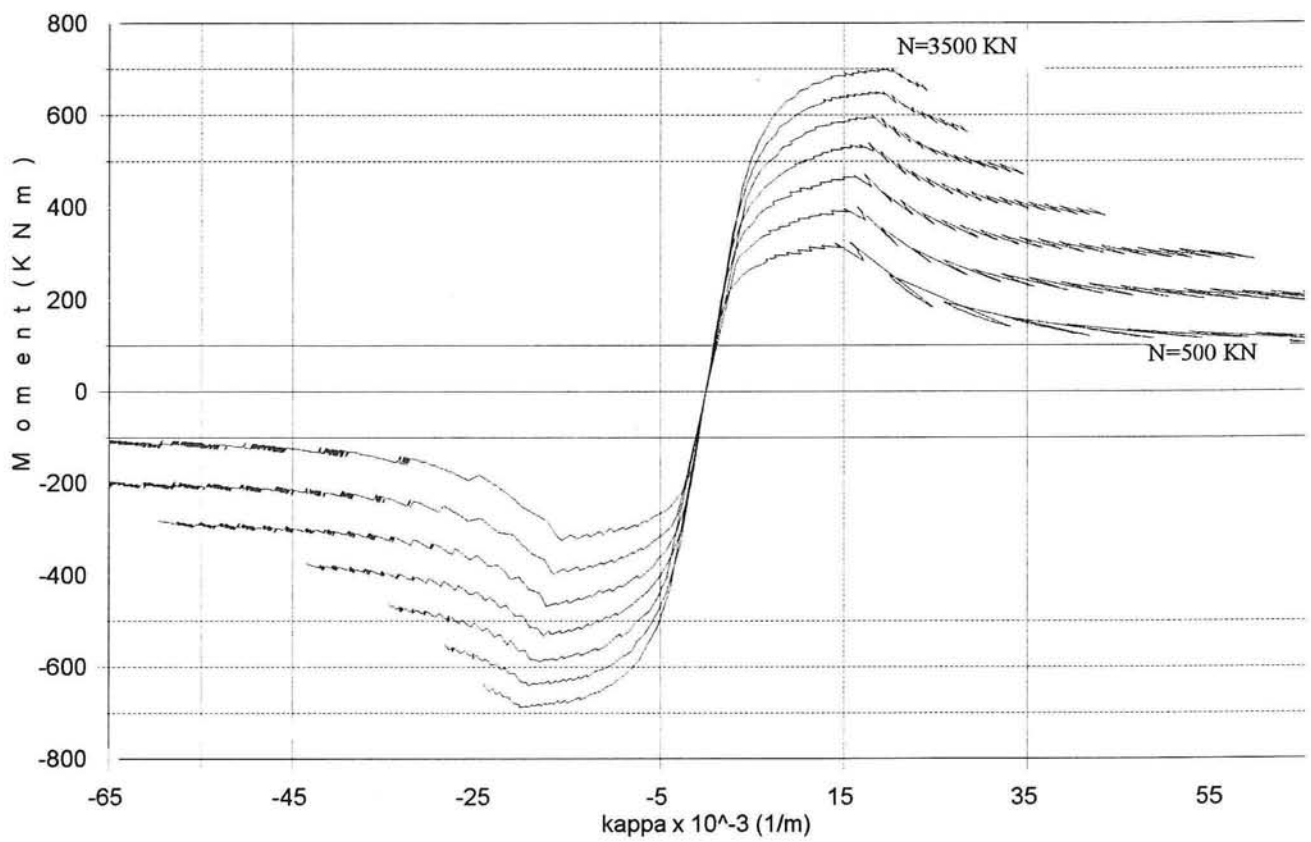
N,M-k diagram B35 (met vezels)
 dikte mantel $d=0.40$ cm



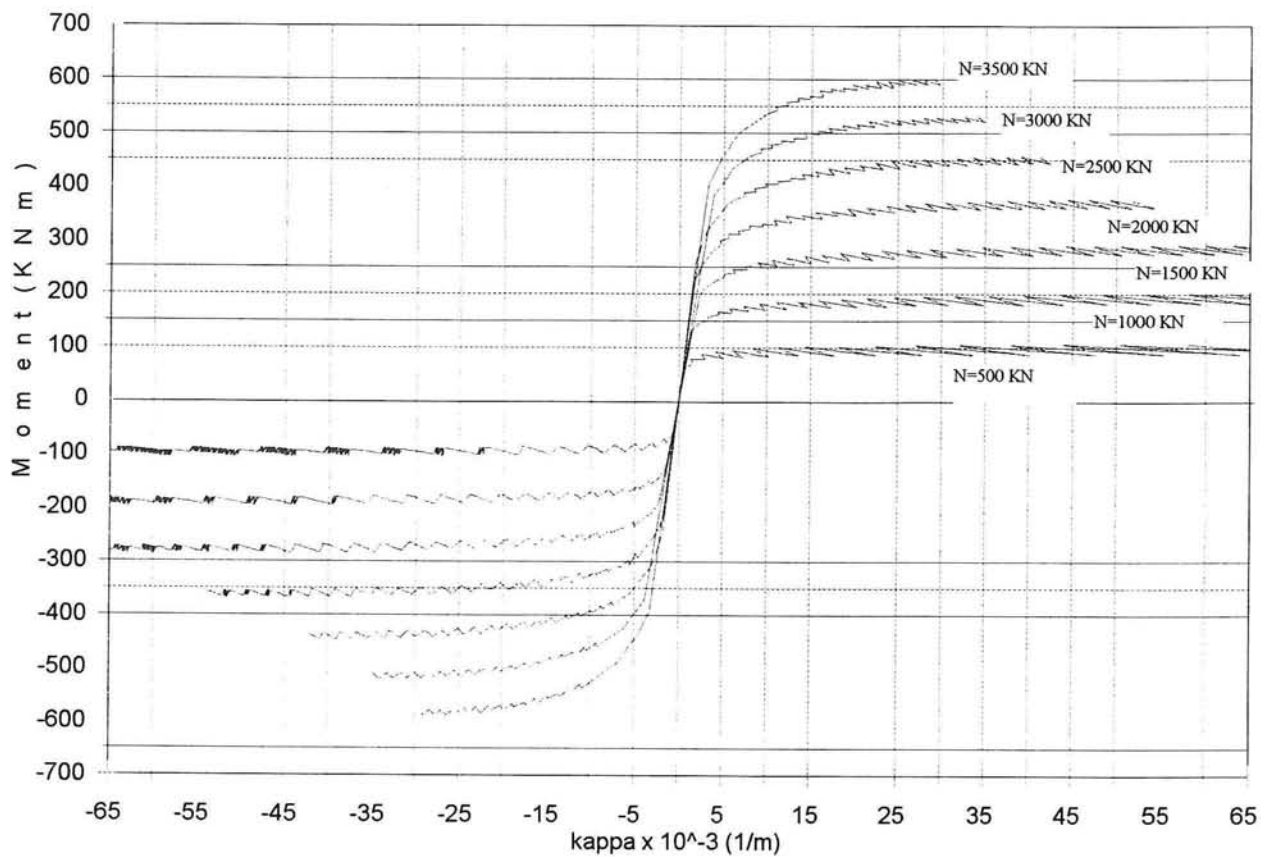
N,M-k diagram B65 (zonder vezels) dikte mantel d=40 cm



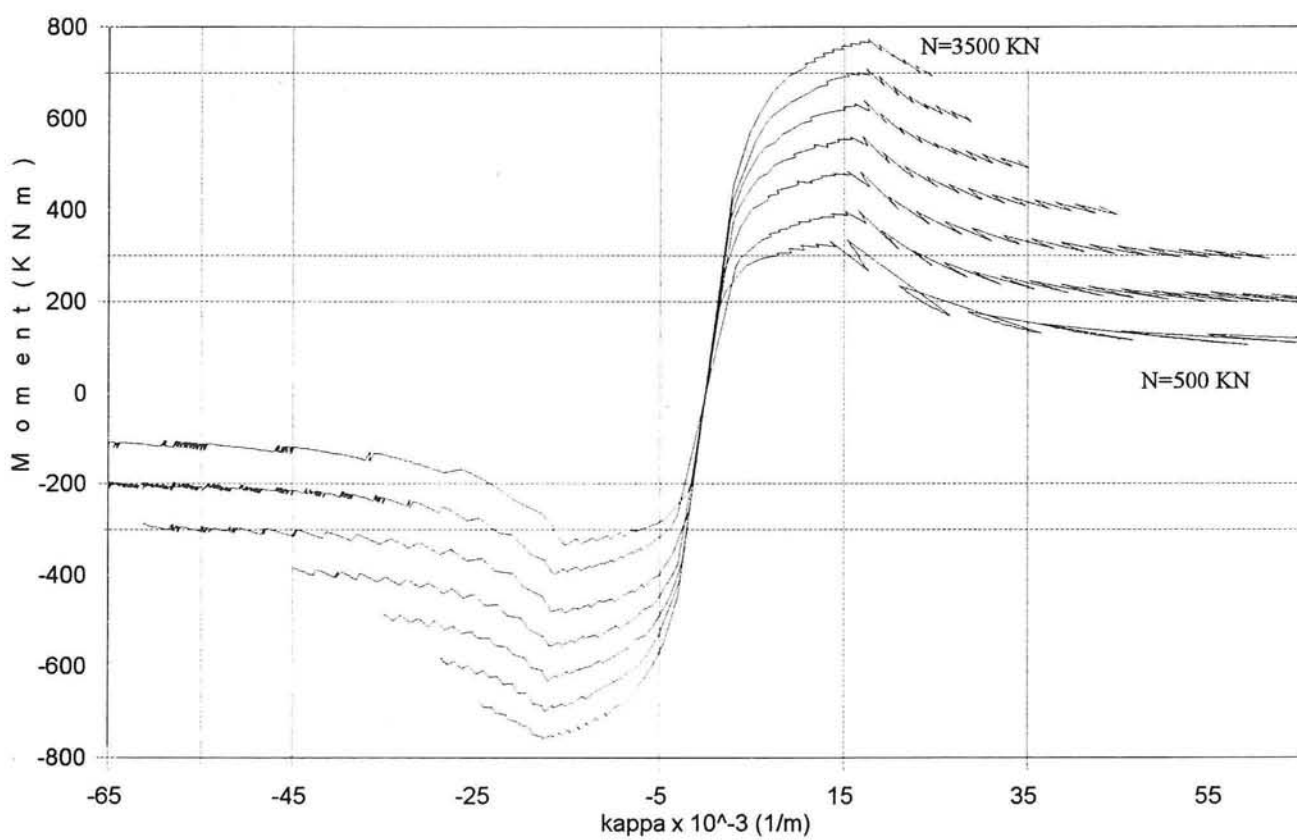
N,M-k diagram B65 (met vezels)
dikte mantel d=40 cm



N,M k diagram B95 (zonder vezels)
dikte mantel d=40 cm



N,M-k diagram B95 (met vezels) dikte mantel d=40cm



Bijlage IV

Tabellen waterdichtheid

Lekdiebieten (liters/dag) voor een tunnelmanteldoorsnede van 50 cm bij verschillende diepten en verschillende relatieve scheurdiepten (scheurdiepte/manteldikte) in procenten. De debieten zijn per m². Voor de doorgaande scheuren (100%) zijn de debieten per meter scheur.

1) B35 beton met $w_{cf}=0.45$ en $k=1 \cdot 10^{-17}$

2) Hoge sterkte beton met $k=2.2 \cdot 10^{-19}$

1)

| rel. scheurdiepte druk p(Pa) | w (mm) -> | | | | | | | |
|---------------------------------|-----------|-----|-----|-----|-----|-------|---------|----------|
| | 0% | 20% | 40% | 60% | 80% | 100% | 100% | 100% |
| 10000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.1 | 17.3 | 138.2 | 466.6 |
| 50000 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.4 | 86.4 | 691.2 | 2,332.8 |
| 100000 | 0.2 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.9 | 172.8 | 1,382.4 | 4,665.6 |
| 200000 | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 0.9 | 1.7 | 345.6 | 2,764.8 | 9,331.2 |
| 300000 | 0.5 | 0.6 | 0.9 | 1.3 | 2.6 | 518.4 | 4,147.2 | 13,996.8 |

2)

| rel. scheurdiepte druk p(Pa) | w (mm) -> | | | | | | | |
|---------------------------------|-----------|-----|-----|-----|-----|-------|---------|----------|
| | 0% | 20% | 40% | 60% | 80% | 100% | 100% | 100% |
| 10000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 17.3 | 138.2 | 466.6 |
| 50000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 86.4 | 691.2 | 2,332.8 |
| 100000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 172.8 | 1,382.4 | 4,665.6 |
| 200000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 345.6 | 2,764.8 | 9,331.2 |
| 300000 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.1 | 518.4 | 4,147.2 | 13,996.8 |

Deze waarden zijn niet exact, maar zijn bedoeld om de orde grootte aan te geven!

| druk { 10 ⁴ Pa} | dikte(m)-> k | 0.05 | 0.1 | 0.15 | 0.2 | 0.25 | 0.3 | 0.35 | 0.4 | 0.45 | 0.5 | 0.55 | 0.6 |
|-------------------------------|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|-------|-------|
| | | 1 | 2E-19 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1 | 2E-18 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1 | 2E-17 | 0.3 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1 | 2E-16 | 3.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| 1 | 2E-15 | 34.6 | 17.3 | 11.5 | 8.6 | 6.9 | 5.8 | 4.9 | 4.3 | 3.8 | 3.5 | 3.1 | 2.9 |
| 1 | 2E-14 | 345.6 | 172.8 | 115.2 | 86.4 | 69.1 | 57.6 | 49.4 | 43.2 | 38.4 | 34.6 | 31.4 | 28.8 |
| 5 | 2E-19 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 2E-18 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 5 | 2E-17 | 1.7 | 0.9 | 0.6 | 0.4 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.1 |
| 5 | 2E-16 | 17.3 | 8.6 | 5.8 | 4.3 | 3.5 | 2.9 | 2.5 | 2.2 | 1.9 | 1.7 | 1.6 | 1.4 |
| 5 | 2E-15 | 172.8 | 86.4 | 57.6 | 43.2 | 34.6 | 28.8 | 24.7 | 21.6 | 19.2 | 17.3 | 15.7 | 14.4 |
| 5 | 2E-14 | 1,728.0 | 864.0 | 576.0 | 432.0 | 345.6 | 288.0 | 246.9 | 216.0 | 192.0 | 172.8 | 157.1 | 144.0 |
| 10 | 2E-19 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 10 | 2E-18 | 0.3 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 10 | 2E-17 | 3.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| 10 | 2E-16 | 34.6 | 17.3 | 11.5 | 8.6 | 6.9 | 5.8 | 4.9 | 4.3 | 3.8 | 3.5 | 3.1 | 2.9 |
| 10 | 2E-15 | 345.6 | 172.8 | 115.2 | 86.4 | 69.1 | 57.6 | 49.4 | 43.2 | 38.4 | 34.6 | 31.4 | 28.8 |
| 10 | 2E-14 | 3,456.0 | 1,728.0 | 1,152.0 | 864.0 | 691.2 | 576.0 | 493.7 | 432.0 | 384.0 | 345.6 | 314.2 | 288.0 |
| 20 | 2E-19 | 0.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 20 | 2E-18 | 0.7 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| 20 | 2E-17 | 6.9 | 3.5 | 2.3 | 1.7 | 1.4 | 1.2 | 1.0 | 0.9 | 0.8 | 0.7 | 0.6 | 0.6 |
| 20 | 2E-16 | 69.1 | 34.6 | 23.0 | 17.3 | 13.8 | 11.5 | 9.9 | 8.6 | 7.7 | 6.9 | 6.3 | 5.8 |
| 20 | 2E-15 | 691.2 | 345.6 | 230.4 | 172.8 | 138.2 | 115.2 | 98.7 | 86.4 | 76.8 | 69.1 | 62.8 | 57.6 |
| 20 | 2E-14 | 6,912.0 | 3,456.0 | 2,304.0 | 1,728.0 | 1,382.4 | 1,152.0 | 987.4 | 864.0 | 768.0 | 691.2 | 628.4 | 576.0 |
| 30 | 2E-19 | 0.1 | 0.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 30 | 2E-18 | 1.0 | 0.5 | 0.3 | 0.3 | 0.2 | 0.2 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| 30 | 2E-17 | 10.4 | 5.2 | 3.5 | 2.6 | 2.1 | 1.7 | 1.5 | 1.3 | 1.2 | 1.0 | 0.9 | 0.9 |
| 30 | 2E-16 | 103.7 | 51.8 | 34.6 | 25.9 | 20.7 | 17.3 | 14.8 | 13.0 | 11.5 | 10.4 | 9.4 | 8.6 |
| 30 | 2E-15 | 1,036.8 | 518.4 | 345.6 | 259.2 | 207.4 | 172.8 | 148.1 | 129.6 | 115.2 | 103.7 | 94.3 | 86.4 |
| 30 | 2E-14 | 10,368 | 5,184.0 | 3,456.0 | 2,592.0 | 2,073.6 | 1,728.0 | 1,481.1 | 1,296.0 | 1,152.0 | 1,036.8 | 942.5 | 864.0 |

Tabel: liters lekkage per dag per m2, bij ongescheurd beton

Let op, deze waarden zijn niet exact, maar dienen om een gevoel te krijgen van orde grootte!!!