

980102

bzh

Invloed van voegmaterialen op de krachtswerking in gesegmenteerde betonnen boortunnels



mei 1998

E.J. van der Horst
366038

Technische Universiteit Delft
Faculteit der Civiele Techniek
Vakgroep Mechanica & Constructies
sectie Betonconstructies

Invloed van voegmaterialen op de krachtswerking in gesegmenteerde betonnen boortunnels

Mei 1998

Afstudeercommissie:

prof.dr.ir. J.C. Walraven

dr.ir. C. van der Veen

drs. W. van Schelt (Bouwdienst Rijkswaterstaat)

ir. P.S. Jovanovic (Holland Railconsult)

ir. J.M.J. Spijkers

E.J. van der Horst 366038

Technische Universiteit Delft

Faculteit der Civiele Techniek

Vakgroep Mechanica & Constructies, sectie: Betonconstructies

Voorwoord

Voor u ligt het verslag van het afstudeeronderzoek naar de invloed van voegmaterialen op de krachtswerking in gesegmenteerde, betonnen boortunnels. Dit afstudeeronderzoek is grotendeels uitgevoerd bij de Bouwdienst Rijkswaterstaat te Utrecht. De ANSYS-berekeningen zijn uitgevoerd bij Holland Railconsult te Utrecht.

Het onderzoek betrof een onderwerp waar relatief weinig over bekend is en vormde zodoende een grote uitdaging.

Dit rapport had niet tot stand kunnen komen zonder de goede begeleiding van de heren Van der Veen (TU Delft), Van Schelt (Bouwdienst Rijkswaterstaat) en Jovanovic (Holland Railconsult).

Bij deze wil ik ook de heren Dorleyn en Smit van de automatisering van de afdeling civiele techniek van Holland Railconsult bedanken voor de ondersteuning tijdens de ANSYS-berekeningen.

Utrecht/Delft/Hilversum, mei 1998

Erik van der Horst

Inhoudsopgave

Voorwoord	4
Samenvatting	8
1. Inleiding	10
2. Probleemomschrijving	11
2.1 Beschrijving en probleemstelling	11
2.2 Doelstelling	11
3. Modelleringen tunnel(ring) in slappe grond	12
3.1 Inleiding	12
3.2 Beddingmodellen (verenmodellen)	12
3.2.1 Enkele ring	12
3.2.2 Dubbele ring	16
3.3 Continuümmodellen	18
4. Vormgeving voeg / Verbindingen	21
4.1 Inleiding	21
4.2 Vormgeving langsvoeg	21
4.3 Vormgeving dwarsvoeg (ringvoeg)	22
4.3.1 Vlakke voeg	22
4.3.2 Ringvoeg met messing en groef	23
4.3.3 Ringvoeg met constructieve deuvel	24
4.4 Voegmateriaal	25
4.5 Invloed locatie ringvoegkoppelingen	26
4.6 Verbindingen	27
5. Modelleringen m.b.t. verschillende aspecten voeginteractie	29
5.1 Inleiding	29
5.2 Axiale interactie tussen segmenten	29
5.3 Tangentiële interactie tussen segmenten	31
5.4 Liggerwerking tunnelbuis	32
5.4.1 Inleiding	32
5.4.2 Liggerwerkingberekeningen	32
5.4.3 Invloed voegmateriaal op stijfheid tunnelling	33
5.5 Invloed aantal segmenten op vervormingsgedrag tunnelring	35
6. Numerieke analyse (Eindige Elementen modellen)	37
6.1 ANSYS berekeningen [4]	37
6.2 DIANA berekeningen [6]	39
7. Laboratoriumproeven	40

7.1 Inleiding	40
7.2 Kaubit en triplex	40
7.2.1 Proeven door Hochtief	40
7.2.2 Proeven door HBW	41
7.2.3 Proeven door TNO	42
7.2.4 Proeven door STUVAtec	44
7.3 Vergelijking TNO-STUVA	50
7.3.1 Verschillen in uitkomsten	51
7.3.2 Verklaringen en conclusie	53
7.4 Betonnen segmenten	56
7.4.1 Inleiding	56
7.4.2 Belastingen	56
7.4.3 Proefnemingen	57
7.4.4 Praktijkproeven messing en groef verbinding	58
8. Alternatieve voegmaterialen	59
8.1 Inleiding	59
8.2 Benaderde bedrijven	59
8.2.1 Fabrikanten van specifieke boortunneltoebehoren	59
8.2.2 Instituten/instellingen	62
8.2.3 Fabrikanten afdichtingsprofielen	63
8.2.4 Aannemers	64
8.2.5 Overig	65
8.3 Mogelijk geschikte materialen en conclusie	65
9. Eisen aan voegmaterialen	67
9.1 Inleiding	67
9.2 Voorbeeld: algemene eisen → specifieke eisen	67
10. Mechanismen en modellen voor gedrag voegmaterialen	69
10.1 Inleiding	69
10.2 Mechanismen	69
10.3 Rheologische modellen	71
10.4 Conclusies en aanbevelingen	74
11. Stijfheden voegmaterialen	75
11.1 Inleiding	75
11.2 Algemeen	75
11.3 Stijfheden in TNO/K100 DIANA-model	77
11.4 Stijfheden aantal materialen	78
11.4.1 Kaubit	78
11.4.2 Bituminous felt	79
11.4.3 Triplex	79
11.4.4 Stokbord / Centriboard	81
11.4.5 Rubber	81
11.4.6 Hard PVC	84
11.4.7 Polypropyleen met 30% glas(vezels)	85
11.4.8 Polystyreen	85
11.4.9 Polycarbonaat	85

12. Resultaten (beknopte) DIANA-analyse 3D model Tweede Heinoord Tunnel	86
12.1 Inleiding	86
12.2 Invoerfiles	86
12.3 Nieuw TNO-model	87
13. ANSYS-berekeningen	88
13.1 Inleiding	88
13.2 Beschrijving ANSYS-model	89
13.2.1 Geometrie	89
13.2.2 Contactproblematiek	90
13.2.3 Randvoorwaarden	93
13.2.4 Belastingen	95
13.3 Aanpassingen aan het model (modellering voegmateriaal)	97
13.3.1 Inleiding	97
13.3.2 Modellering voegmateriaal	97
13.3.3 Stijfheden	98
13.3.4 Stijfheden en convergentieproblemen	100
13.4 Overzicht uitgangspunten en aannames	102
13.5 Uitgevoerde berekeningen	103
14. Analyse berekeningsresultaten	104
14.1 Inleiding	104
14.2 Analyse	104
14.2.1 Bepaling maximale momenten en verplaatsingen	105
14.2.2 Invloed voegmateriaal op montagespanningen (bouwfase)	111
14.2.3 Invloed geconcentreerde krachtsoverdracht (bouwfase)	111
14.2.4 Invloed voegmateriaal op 2 ^e orde effecten (bouwfase)	114
14.2.5 Spanningen sluitsteen	117
14.2.6 Invloed geconcentreerde krachtsoverdracht (eindfase)	118
14.2.7 Invloed voegmateriaal (eindfase)	119
14.2.8 Invloeden op eindsituatie (bouwfase en eindfase gesommeerd)	120
15. Conclusies en aanbevelingen	122
15.1 Conclusies m.b.t. laboratoriumproeven en eigenschappen voegmaterialen	122
15.2 Conclusies m.b.t. eindige elementen berekeningen	123
15.3 Conclusies m.b.t. invloed voegmateriaal	123
15.4 Aanbevelingen	127
Literatuur	129

Bijlagen zijn apart bijgevoegd.

Samenvatting

Boortunnels worden veelal opgebouwd uit betonnen segmenten. De ringen die deze segmenten vormen, liggen dusdanig gedraaid ten opzichte van elkaar dat een zogenaamd 'halfsteensverband' ontstaat. De voegen in een dergelijke gesegmenteerde boortunnel spelen een belangrijke rol in de krachtswerking, aangezien op deze plaatsen de constructie in feite wordt onderbroken. Er wordt onderscheid gemaakt tussen langsvoegen (tussen segmenten in een ring) en dwarsvoegen (tussen ringen onderling).

Uit de literatuurstudie is gebleken dat conventionele rekenmodellen weinigachtig rekening houden met de invloed van vooral de dwarsvoegen. In deze voegen worden meestal voegmaterialen aangebracht, in hoofdzaak om direct beton-op-beton contact tijdens het monteren van de tunnel te voorkomen. Over de eigenschappen van deze voegmaterialen is weinig bekend, laat staan over de invloed die ze hebben op het gedrag van de tunnelling, zowel in de eindsituatie als tijdens de bouwfase.

Doel van dit afstudeeronderzoek is het bepalen van de eigenschappen van bestaande en mogelijke alternatieve voegmaterialen en het implementeren van deze eigenschappen in een eindige elementen model ter bepaling van de invloed van de voegmaterialen op de krachtswerking in een tunnel.

Om erachter te komen welke voegmaterialen wereldwijd toegepast worden is contact gezocht met fabrikanten van tunnelonderdelen, tunnelsegmenten en kunststoffen, met onderzoeksinstellingen en aannemers in met name Nederland, Duitsland, Engeland, Japan en de VS. Hieruit bleken vooral toegepast te worden: Kaubit (bitumineus materiaal), triplex, hardboard en Stokbord (gerecycled polyethyleen). Het betreft dan voornamelijk plaatjes van $150 \times 150 \text{ mm}^2$ en een dikte van 2-4 mm. Er zijn een aantal monsters en rapporten van druk- en afschuifproeven toegezonden. Ook bleken als mogelijke alternatieve voegmaterialen in aanmerking te komen: rubber, glasvezelversterkt polypropyleen en polycarbonaat. Met de voorhanden zijnde gegevens zijn voor de verschillende materialen de stijfheden voor compressie en afschuiving bepaald.

Voor Kaubit bleek een dergelijke stijfheid niet eenduidig te bepalen, aangezien het een visceus materiaal betreft: onder constante druk wordt het materiaal volledig weggeperst, zodat in de tunnel beton-op-beton contact tussen de segmenten ontstaat. Deze situatie ontstaat mogelijk ook voor andere materialen (triplex en Stokbord), zij het na langere tijd door een kleinere kruip en vrijwel zeker voor rubber (voor de hierboven genoemde afmetingen). Er is onderscheid gemaakt tussen twee systemen, te weten: 1. het voegmateriaal vloeit volledig en er ontstaat beton-op-beton contact, 2: het voegmateriaal houdt een zekere restdikte en de krachten worden geconcentreerd, via de vijzelplaten, overgebracht. Het voordeel van de eerste situatie is dat de volledige voeg meewerkt in de krachtsoverdracht en dat dus zowel in axiale, tangentiële als radiale richting de kracht gelijkmatig wordt overgebracht, zodoende piekspanningen nivellerend. Dit geldt overigens alleen indien er in het geheel geen montage-onnauwkeurigheden optreden.

Ter bepaling van de invloed van toepassing van voegmateriaal op de krachtswerking is een bestaand model, gemaakt in het EEM-programma ANSYS gebruikt. Hier zijn 3 ringen met elk 7 segmenten en een sluitsteen gemodelleerd, belast door 14 vijzelkrachten en door grond (en grout) volgens de Duddeck-theorie. In het model is onderscheid gemaakt tussen *bouw* fase en *eind* fase. Dit betreft een verschil in belasting en ondersteuning. Bij de bouw fase is één ring (die zich in de mantel bevindt) niet ondersteund en niet belast door grond. In de eind fase zijn

de drie ringen gelijk belast en ondersteund. De maximale ringmomenten bepaald in bouw- en eindfase zullen gesommeerd worden om de uiteindelijke situatie te krijgen.

Oorspronkelijk was in dit model beton-op-beton contact gemodelleerd: tussen de segmenten in axiale richting zijn contactelementen geplaatst, die druk en afschuiving over kunnen brengen. Deze contactelementen zijn gebruikt om de voegmaterialen te modelleren. Aan de elementen kan een compressie- en een afschuifstijfheid toegekend worden, die dus verschilt per voegmateriaal. Er wordt in dit model uitsluitend uitgegaan van een vlakke voeg.

Er zijn vier materialen gemodelleerd, te weten: beton-op-beton, glasvezelversterkt polypropyleen, triplex en Kaubit. Het gemodelleerde 'Kaubit' heeft niet de werkelijke eigenschappen van Kaubit: de compressiestijfheid is zo aangepast dat er geen beton-op-beton contact ontstaat. Alle vier de materialen zijn berekend voor toepassing als plaatjes (ca. $150 \times 150 \text{ mm}^2$) en voor toepassing over de volledige voeg. Deze acht situaties zijn berekend voor zowel bouwphase als eindfase. In totaal dus 16 berekeningen.

Uit de resultaten bleek o.a. dat

◆ in de bouwphase

- toepassing van voegmateriaal t.o.v. de beton-op-beton situatie kleinere (tangentiële) montagespanningen oplevert, maar pas bij materialen met een zeer lage afschuifstijfheid / wrijvingscoëfficiënt deze spanningen sterk gereduceerd worden (tot nul met Kaubit, ervan uitgaande dat de eventueel aanwezige bouten geen krachten overbrengen).
- toepassing van triplexplaatjes (met de hier gemodelleerde eigenschappen) als voegmateriaal tot gevolg heeft dat, als gevolg van grotere vijzelkrachten onderin dan bovenin, de laatste ring gaat kantelen, waardoor de 2^o orde verplaatsing aan de bovenzijde van de ring reduceert, terwijl deze aan de onderzijde toeneemt.
- toepassing over 'hele voeg' hogere maximale ringmomenten oplevert dan toepassing van 'vijzelplaatjes/nokken'.

◆ in de eindfase

- toepassing van vijzelplaten bij elk materiaal hogere ringmomenten oplevert, i.t.t. de bouwphase, waar toepassing van vijzelplaten lagere momenten oplevert.
- hoe beter de samenwerking tussen de ringen, hoe kleiner de maximale ringmomenten zijn.

◆ in de ('echte') eindsituatie

- het maximale ringmoment licht toeneemt bij toepassing van een stijver voegmateriaal (hogere E-modulus).
- bij een zeer lage (afschuif-) stijfheid en wrijvingsweerstand het maximale ringmoment belangrijk lager is dan bij toepassing van een voegmateriaal waarbij er een goede interactie tussen de ringen bestaat.
- voor elk voegmateriaal geldt dat toepassing over de volledige voeg iets kleinere ringmomenten oplevert dan toepassing als vijzelplaatjes.

Aanbevolen wordt o.a.

- een EEM-model te ontwikkelen, waarbij nadat het model als 'bouwphase' is uitgerekend direct als eindfase berekend wordt met de resultaten uit de bouwphase-berekening als uitgangspunt.
- voegmateriaal met fysieke afmetingen en echte eigenschappen te modelleren
- lange termijn effecten van voegmateriaal onder druk te onderzoeken
- invloed van belastingsnelheid op gedrag voegmateriaal te onderzoeken

1. Inleiding

Op dit moment is de eerste grote diameter boortunnel in slappe grond in Nederland in uitvoering, nl. de Tweede Heinoordtunnel. Deze tunnel is één van de twee praktijkprojecten die zijn aangewezen om kennis en ervaring op te doen over het boren van grote diameter tunnels in de slappe Nederlandse grond. Het andere project betreft de Botlekspoortunnel (start uitvoering eind 1997; geplande start boorproces eind 1998). De werkgroep K100 van het COB (Centrum Ondergronds Bouwen) houdt zich bezig met onderzoek (maken van predicties voor krachten en vervormingen, monitoring tijdens de uitvoering enz.) naar deze, voor Nederland unieke, wijze van tunnelbouw. Dit onderzoek is erop gericht de kennis over het gedrag van boortunnels in slappe grond uit te breiden.

Eén van de aspecten waar onderzoek naar gedaan wordt is het voeggedrag van deze gesegmenteerde boortunnels en dan met name ook het gedrag van het voegmateriaal dat tussen de segmenten aangebracht wordt. Tijdens het vervormen van de tunnelconstructie ontstaat interactie tussen segmenten in zowel tangentiële (via de langsvog), radiale (via de ringvog) als axiale richting (eveneens via de ringvog). Het gedrag van deze voegen alsook van het voegmateriaal bepalen de krachtsverdeling in de tunnel. Over de schematisering van vooral het ringvoeggedrag bestaan nog veel onduidelijkheden. Ook is nog veel onbekend over de eigenschappen van materialen die mogelijk in aanmerking komen voor toepassing als voegovergang en over de optimale plaatsing hiervan.

De doelstelling van dit afstudeerwerk is in feite tweeledig. Het eerste doel betreft het vaststellen van de materiaaleigenschappen van verschillende soorten voegovergangsmaterialen die mogelijk toegepast kunnen worden.

De tweede doelstelling is, middels een eindige elementen-berekening, te bepalen wat de invloed is die een bepaald voegmateriaal heeft op de krachtswerking in de tunnel.

Om een goed beeld te krijgen van het scala aan modelleringen dat in de huidige ingenieurspraktijk gebruikt wordt en van de andere aspecten die te maken hebben met het voeggedrag is eerst een literatuurstudie verricht naar het onderhavige onderwerp. Ook zijn de resultaten bekeken van proeven die bij o.a. TNO zijn uitgevoerd. Eén en ander wordt behandeld in hoofdstuk 1 t/m 7. Overigens wordt voor een algemene beschrijving van het tunnelboorproces verwezen naar literatuur [5], [11] en [18].

In het tweede deel van dit verslag van het afstudeeronderzoek naar de invloed van voegmaterialen in boortunnels wordt o.a. verslag gedaan van de zoektocht naar alternatieven voor het hedendaags gebruikte Kaubit en triplex als voegovergangsmateriaal tussen tunnelsegmenten. Verder komen aan bod de eisen, die aan het voegmateriaal gesteld zouden kunnen worden, modellen, die het gedrag van de materialen zouden kunnen beschrijven en de stijfheden, die voor verschillende (alternatieve) materialen gevonden zijn en ingevoerd dienen te worden in een eindige elementen programma.

In de hoofdstukken 13 en 14 worden de berekeningen en de resultaten hieruit besproken, die uitgevoerd zijn met het EEM-pakket ANSYS.

Ten slotte volgen in hoofdstuk 15 de conclusies en aanbevelingen.

2. Probleemomschrijving

2.1 Beschrijving en probleemstelling

Zoals reeds vermeld in de inleiding bepaalt het voeggedrag van gesegmenteerde boortunnels, met name in slappe grond, voor een groot deel de krachtswerking in de tunnel. Die krachtswerking werd tot nu toe eigenlijk vrijwel uitsluitend bepaald met 2D-modellen. Het probleem met dergelijke modellen is dat het voeggedrag niet of slechts zeer beperkt wordt meegenomen. De interactie tussen twee ringen wordt overgelaten aan enkele staafjes, waaraan een lineaire stijfheid wordt toegekend. Predicties met behulp van dergelijke modellen en praktijkmetingen aan de Tweede Heinenoordtunnel vertoonden dan ook grote discrepanties. In de voegen van gesegmenteerde boortunnels worden vaak voegmaterialen aangebracht, die moeten zorgen voor een gelijkmatige verdeling van de vjzjelkrachten en dus piekspanningen in het beton moeten voorkomen. Over de eigenschappen van dergelijke materialen is tot dusver weinig bekend en dientengevolge ook over de invloed die ze kunnen hebben op de krachtswerking in de tunnelling.

2.2 Doelstelling

De doelstelling van dit afstudeeronderzoek is ten eerste onderzoeken welke voegmaterialen wereldwijd toegepast worden. Ten tweede het bepalen van de eigenschappen van deze materialen door middel van literatuurstudie en analyse van resultaten van proeven die reeds uitgevoerd zijn. Wanneer de eigenschappen onvoldoende bekend zijn, dient een gerichte schatting gemaakt te worden.

De laatste doelstelling (voor dit afstudeeronderzoek) is het bepalen van de invloed van de verschillende voegmaterialen op de krachtswerking met behulp van een Eindige Elementen model (EEM).

3. Modelleringen tunnel(ring) in slappe grond

3.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt een inventarisatie gemaakt van de in de nationale en internationale literatuur voorkomende modelleringen voor de ring en interactie tussen ringen onderling en tussen ring en grond. Hierbij kan onderscheid gemaakt worden in modellering van de *segmenten van de ring zelf*, van de *langsvoegen* in een ring, van de *ringvoegen* (ook: dwarsvoegen) tussen twee afzonderlijke ringen en van de *grond* waarin geboord wordt. Ook kan nog onderscheid gemaakt worden tussen *wel of niet aannemen van tangentiële wrijving* tussen tunnellinging en grond en het *al dan niet meenemen van de groutlaag* in de modellering. Hiermee kunnen zeer veel verschillende combinaties gemaakt worden. De belangrijkste zullen genoemd en kort besproken worden.

Eerst wordt gekeken naar ‘enkele ring’-modellen (verenmodellen zonder interactie tussen ringen in langsrichting), vervolgens naar ‘dubbele ring’-modellen (eveneens verenmodellen, maar met interactie in langsrichting) en tot slot worden zogenaamde continuüm modellen, waarbij geen interactie in langsrichting wordt gemodelleerd, behandeld.

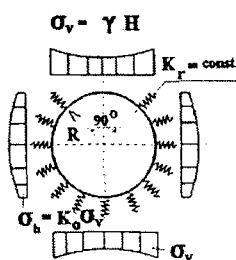
3.2 Beddingmodellen (verenmodellen)

3.2.1 Enkele ring

Hierbij kan nog onderscheid gemaakt worden tussen modellering als een homogene ring, dus zonder voegen tussen segmenten en als een gesegmenteerde ring, waarbij de voegen wel of geen stijfheid hebben.

Homogene ring

Dit model is gebaseerd op de ontwerpfilosofie van Schulze/Duddeck [9]. De tunnelring wordt gemodelleerd als verend ondersteunde, cirkelvormige buigligger met een homogene dwarsdoorsnede.



De actieve grondspanningen worden als belasting op de tunnelbuis aangebracht. De passieve grondreactie kan gemodelleerd worden met behulp van radiale en tangentiële veren. Uit de literatuur [16] blijkt dat voor berekeningsmethoden van tunnels in slappe grond de tangentiële veren verwaarloosd kunnen worden; m.a.w. er wordt van uitgegaan dat de grond en de tunnel vrij ten opzichte van elkaar kunnen glijden.

figuur 3.1: Enkele ring model, homogene dwarsdoorsnede, incl. aangebrachte grondbelasting [16]

Voor de radiale beddingsconstante geldt:
 -bij ondiepe ligging:

$$k_r = \frac{E_{oed}}{R}$$

-bij diepere ligging:

$$k_r = 0.5 \frac{E_{oed}}{R}$$

met: E_{oed} = elasticiteitsmodulus voor grond (oedometer)
R = straal tunnelbuis

E_{oed} is afhankelijk van Young's modulus (elasticiteitsmodulus) en de dwarscontractiecoëfficiënt van Poisson en wordt als volgt bepaald:

$$E_{oed} = E \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Bij de berekeningen aan de tweede Heinenoordtunnel zijn hiervoor drie verschillende waarden aangehouden:

Lage stijfheid:

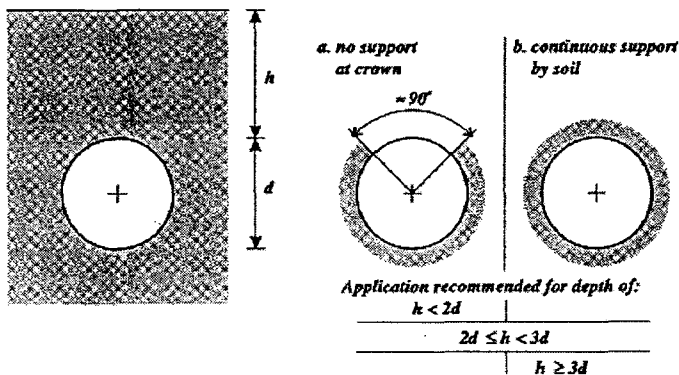
$$E_{oed;laag} = 28000 \text{ kN/m}^2 ; K_0 = 0,6$$

Verwachtingswaarde stijfheid:

$$E_{oed;verw} = 40000 \text{ kN/m}^2 ; K_0 = 0,45$$

Hoge stijfheid:

$$E_{oed;hoog} = 70000 \text{ kN/m}^2 ; K_0 = 0,3$$



(Deze waarden zijn ontleend aan het rapport 'Parameterset voor de predicties', doc.nr.K100-W-004).

De tophoek van 90° wordt verwaarloosd bij ondiepe ligging ($h < 2d$). Wanneer de diepte meer dan 3d bedraagt, wordt de 90° tophoek wel in rekening gebracht (zie figuur 3.2). De

figuur 3.2: Aanbeveling voor meenemen van grond (Duddeck) [9]

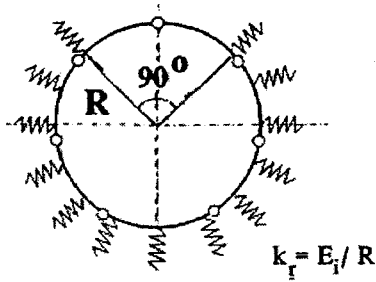
tunnel zakt in de tijd, zodat aan dit deel van de omringende grond geen stijfheid mag worden toegekend.

achtergrond van deze aanname

is dat de grondkolom boven de

Op dit model zijn nog een aantal varianten gegenereerd, onder andere varianten waarbij naast een radiale belasting door de grond ook een tangentiële belasting in rekening is gebracht.

Daarnaast varianten waarbij het eigen gewicht wel of niet wordt meegenomen en waarbij de scharnieren dusdanig geroteerd zijn dat er een scharnier in de kruin aanwezig is of juist aan de onderzijde van de tunnel.

Gesegmenteerde ring

Het grondgedrag is hier gelijk aan dat bij de homogene ring, alleen bestaat de ring nu uit 7 segmenten (balelementen), die zijn gekoppeld middels volledige scharnieren (geen rotatiestijfheid), zie figuur 3.3.

figuur 3.3: Gesegmenteerde ring (volledige scharnieren) [12]

Een variant hierop is een model waarbij de scharnieren wel een rotatiestijfheid hebben. Voor het bepalen van deze stijfheid is een theorie opgesteld door P. Janßen [10].

In zijn promotieverslag wordt een relatie afgeleid tussen het moment in de langsvoeg en de optredende rotatie ϕ . Er wordt gesteld dat de rotatiestijfheid van een vlakke voeg bij benadering gelijk is aan de rotatiestijfheid van een ligger met een lengte en hoogte gelijk aan de hoogte h van de verbinding:

$$d\phi = \frac{12}{Eh^2} M$$

waarin: $d\phi$ = relatieve rotatie
 E = elasticiteitsmodulus
 h = hoogte van de verbinding
 M = optredend moment per eenheid van lengte van de verbinding

Voor de rotatiestijfheid C_r geldt:

$$C_r = \frac{Eh^2}{12}$$

Dit geldt indien de excentriciteit van de tangentiële normaalkracht binnen de kern ligt en dus het contactvlak volledig aangedrukt ligt.

Bij een te grote rotatie valt de tangentiële normaalkracht buiten de kern en ontstaat er een gaping in de langsvoeg.

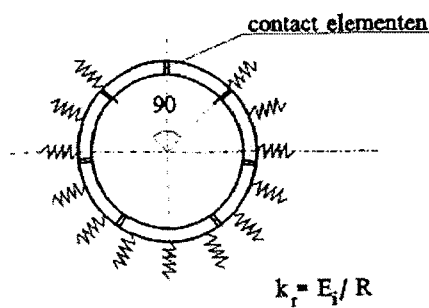
De volgende relatie wordt nu afgeleid:

$$\phi = \frac{8N}{9\left(2\frac{M}{Nh} - 1\right)^2 Eh}$$

Voor de rotatiestijfheid geldt:

$$C_r = \frac{\Delta M}{\Delta \phi}$$

Ook op dit model met scharnieren met rotatiestijfheid zijn varianten gemaakt, waarbij de scharnieren verschoven zijn, zodanig dat er een scharnier in de top of juist aan de onderzijde aanwezig is.



Een andere variant is waarbij het model is opgebouwd uit “plane strain” elementen. Plane strain houdt in dat de rek in z-richting gelijk nul is. De verbinding tussen deze elementen (langsvoegen) bestaat uit contactelementen, die alleen druk en dwarskracht over kunnen brengen (zie figuur 3.4). De contactelementen hebben een contactveerstijfheid K_n en een afschuifveerstijfheid K_s .

figuur 3.4: Enkele ring model met contactelementen [12]

3.2.2 Dubbele ring

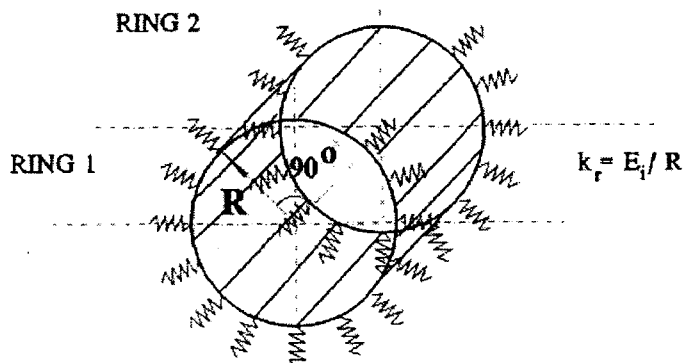
Bij de beddingmodellen (verenmodellen) met interactie tussen de ringen in langsrichting wordt een indeling gemaakt in modellen bestaande uit:

- Ligger elementen (homogeen of gesegmenteerd)
- Schaalelementen
- 3D continuüm (solid) elementen

Het 3D solid elementenmodel is gebruikt om berekeningen te maken in zowel ANSYS als DIANA. Een (ander) ANSYS-model zal later in dit afstudeeronderzoek worden gebruikt om de invloed op de krachtswerking van verschillende soorten voegmaterialen te bepalen.

Liggerelementen

Dit model bestaat uit twee onderling gekoppelde, cirkelvormige buigliggers met een homogene doorsnede, zonder scharnieren ter plaatse van de voegen. De omringende grond

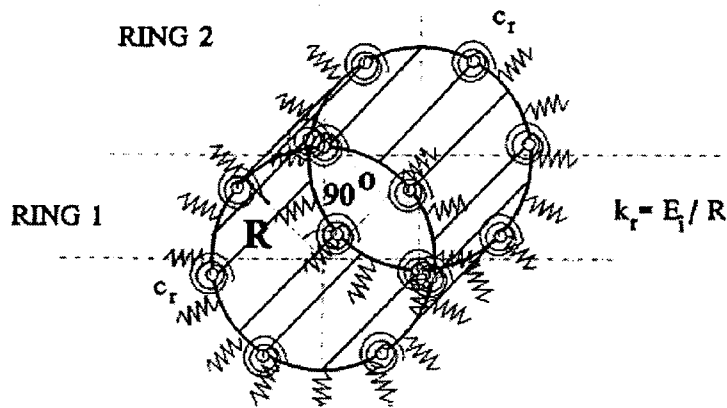


wordt gemodelleerd als radiale veren (passieve grondreactie). De actieve grondspanningen worden als belasting op de tunnel aangebracht. De koppeling tussen de twee ringen in langsrichting wordt tot stand gebracht door per segment twee oneindig stijve koppelstaven aan te brengen. Zie figuur 3.5.

figuur 3.5 Dubbele ring model, homogene doorsnede [12]

Als de belasting bij dit model in langsrichting constant is, is er geen invloed van de koppeling, vanwege het feit dat de ringen identiek zijn en er geen scharnieren zijn. Om dit probleem te ondervangen worden op de éne ring 10% hogere belastingen aangebracht dan op de andere ring.

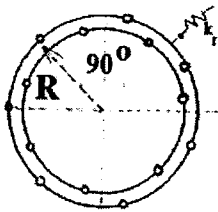
Een variant hierop is een gesegmenteerde ring (bestaande uit 7 segmenten) met scharnieren met rotatiestijfheid 0. Door de positie van de scharnieren in de voorste ring te verschuiven ten



figuur 3.6: Dubbele ring model, onvolledige scharnieren [12]

scharnieren (in de kruin of juist onderin in de voorste resp. achterste ring).

Een ander ‘dubbele ring’ model is opgebouwd uit twee ringen met 7 segmenten. Elk segment bestaat uit 8 korte rechte staafjes (zie figuur 3.7). De koppelstaven zijn hier geplaatst ter plaatse van de kaubitstrippen. Hier wordt ervan uitgegaan dat interactie tussen de voorste en de achterste ring zich op die plaats concentreert. De stijfheid van de koppelstaven is niet meer



figuur 3.7: Dubbele ring met koppelstaven t.p.v. Kaubitstrippen [12]

oneindig, maar is bepaald op 100 kN/mm. Deze waarde is tamelijk arbitrair; er is geen theoretische onderbouwing. De eigenschappen van het Kaubit zijn niet voldoende bekend. Eén van de doelstellingen van dit afstudeeronderzoek is om de eigenschappen van dit en andere voegovergangsmaterialen te bepalen.

De stijfheid van de veren, waarmee de grond is gemodelleerd is niet bepaald met de formule van Duddeck, maar afgeleid uit eindige elementen berekeningen met het computerprogramma Plaxis.

Met het hierboven beschreven model kunnen nog varianten gemaakt worden waarin de invloed van de groutlaag is meegenomen (deze invloed is gekwantificeerd met de theorie van samengestelde liggers) en varianten waarin gerekend wordt met tweede orde effecten.

Als laatste ‘dubbele ring’ model met liggerelementen wordt hier genoemd het model waarbij de beide ringen bestaan uit 7 “plane strain” elementen. De koppeling tussen deze elementen wordt verzorgd door contactelementen, die alleen druk en dwarskracht over kunnen brengen. (Zie ook 3.2.1).

-
-
-
-
-
-

opzichte van die in de achterste ring, ontstaat samenwerking tussen beide ringen.

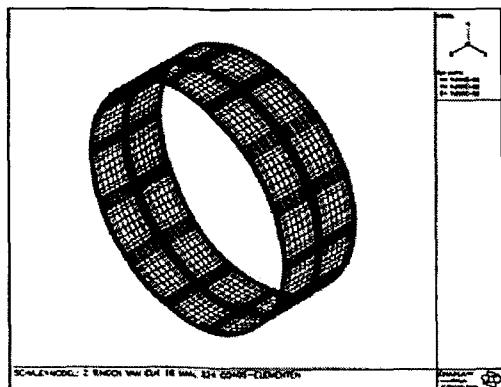
Ook kan een dergelijk model gemaakt worden met scharnieren met een rotatiestijfheid bepaald met de methode van Janßen (zie 3.2.1 en figuur 3.6).

Evenals bij de enkele ring modellen kunnen ook hier varianten gemaakt worden met betrekking tot de positie van de

betrekking tot de positie van de

Schaalelementen

Bij dit model bestaan de beide ringen uit 7 schaalementen (zie figuur 3.8). De interactie ter plaatse van de voegen wordt gemodelleerd door het aanbrengen van een niet-lineaire rotatieverstijfheid in de voegen. Zolang geen slip optreedt, kan dit zeer nauwkeurig. De omringende grond wordt gemodelleerd als lineaire veren, met uitzondering van de 90° tophoek.

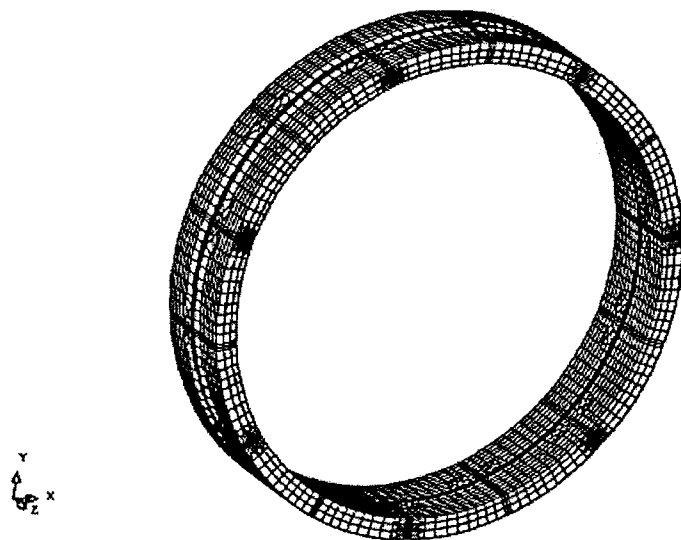


figuur 3.8: Schalenmodel [6]

3D volumeelementen

In dit model zijn de ringen gemodelleerd met 7 driedimensionale volumeelementen. De koppeling tussen de elementen bestaat uit contactelementen, die druk en dwarskracht over kunnen brengen.

Gaping en slip ter plaatse van de voegen kunnen hiermee geanalyseerd worden. Tevens kan de invloed van een afnemende axiale kracht (als gevolg van de vijzel krachten uit de TBM) meegenomen worden.

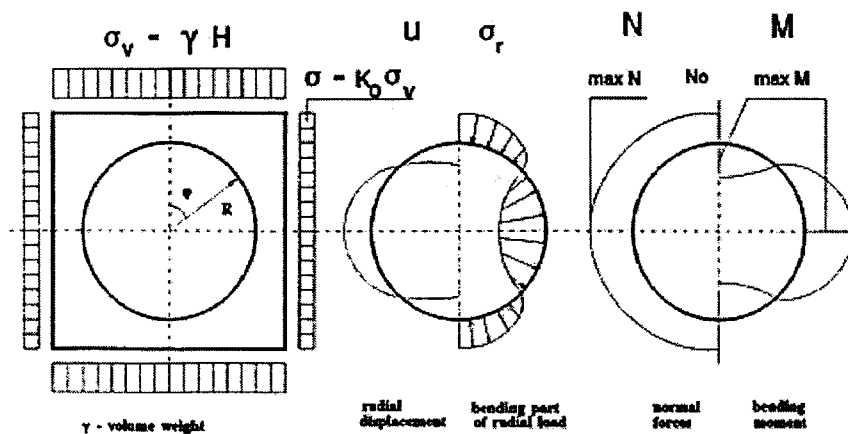


figuur 3.9: DIANA-model (volumeelementen) [6]

Een dergelijk model gaat bij de berekeningen aan het voegmateriaal in het verdere verloop van het afstudeeronderzoek gebruikt worden. Dit daar slechts met een ruimtelijk model het voeggedrag realistisch gemodelleerd kan worden. In tegenstelling tot de conventionele 2D-modellen, waar het voeggedrag aan een aantal staafjes gehangen wordt. In figuur 3.9 is het model weergegeven, zoals dat in DIANA is opgesteld.

3.3 Continuümmodellen

Bij de continuümmodellen wordt de tunnelring gemodelleerd als een ringvormige ligger in een lineair-elastisch 2D-continuüm. Er wordt verondersteld dat de ligger uitbuigt als een ellips als gevolg van de gronddrukken (zie figuur 3.10).



figuur 3.10: Continuümmodel

Met deze modellen kunnen de spanningen en vervormingen op enige afstand van de tunnelbuis onderzocht worden. Nadeel is dat geen interactie in langsrichting gemodelleerd kan worden.

Auteurs die hebben bijgedragen aan de ontwikkeling van het continuümmodel zijn hieronder genoemd. Een meer uitgebreid overzicht is gegeven door Dr.Ing.J.Erdmann [15].

- Schmid (1926)
- Voellmy (1937)
- Engelbreth (1957)
- Morgan (1961)
- Windels (1967)
- Peck (1969)
- Muir Wood (1975)
- Curtis (1976)
- Einstein-Schwartz (1979)
- Ahrens-Lindner-Lux (1982)

De verdiensten van al deze auteurs zullen hier niet behandeld worden; verwezen wordt naar [15] en [16] en de literatuur waarnaar in deze rapporten verwezen wordt.

Wel worden hier de ontwerpformules voor het continuümmodel voor het bepalen van de snedekrachten en de radiale verplaatsing gegeven [17].

Belastingen

σ_0 (constant)	$\frac{1}{2}\gamma'h (1 + K_0)$
σ_r	$\frac{1}{2}\gamma'h (1 - K_0) \cos 2\varphi$
σ_t	$\frac{1}{2}\gamma'h (1 - K_0) \sin 2\varphi$

Snedekrachten

$$M_{\max} = \sigma'_v (1 - K_0) R^2 \frac{1}{4 + \frac{3 - 2\nu}{3(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \frac{E_g R^3}{E_b I}}$$

$$N_0 \text{ (constant)} \quad \sigma'_v (1 + K_0) R \frac{1}{2 + (1 - K_0) \frac{2(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \frac{E_g R}{E_b A}}$$

$$N_{\max} - N_0 \quad \sigma'_v (1 - K_0) R \frac{1}{2 + \frac{4\nu E_g R^3 / E_b I}{(3 - 4\nu)(12(1 + \nu) + E_g R^3 / E_b I)}}$$

Radiale verplaatsing

$$u_0 \text{ (constant)} \quad \sigma'_v (1 + K_0) \frac{0,5R^4 / E_b I}{\frac{1}{1 + \nu} \cdot \frac{E_g R^3}{E_b I} + \frac{A}{I} R^2 + 1}$$

$$u_{2\varphi \max} \quad \sigma'_v (1 - K_0) \frac{R^4 / E_b I}{12 + \frac{3 - 2\nu}{(1 + \nu)(3 - 4\nu)} \frac{E_g R^3}{E_b I}}$$

waarin:

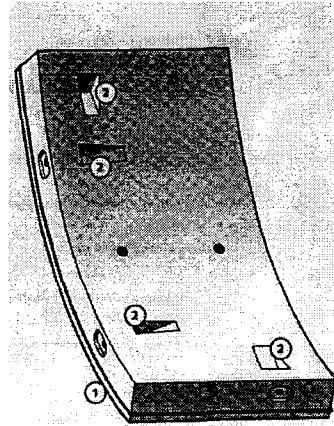
- K_0 : neutrale gronddrukconstante
- ν : dwarscontractiecoëfficiënt grond
- A : $d \cdot l$ (m^2)
- I : $1/12 \cdot l \cdot d^3$ (m^4)
- d : dikte ring
- σ_0 : constante spanning
- σ_r : radiale spanning
- σ_t : tangentiële spanning
- γ' : effectief volume gewicht grond
- h : dekking boven tunnel
- φ : hoek van inwendige spanning grond
- E_g : elasticiteitsmodulus grond
- E_b : elasticiteitsmodulus lining
- R : straal tunnel

4. Vormgeving voeg / Verbindingen

4.1 Inleiding

De functie van de voegen is over het algemeen tweeledig. Ten eerste dient de voeg voor de waterafdichting te zorgen. Hiertoe wordt rondom elk segment op ca. 0,05 m vanaf de buitenzijde een samendrukbaar rubberprofiel geplaatst (zie figuur 4.1).

Ten tweede moet de voeg de snedekrachten overbrengen. Om een gelijkmatige verdeling van krachten mogelijk te maken, wordt tussen de segmenten (in de ringvoeg) voegmateriaal aangebracht (zie figuur 4.3). Door interactie in de langs- en ringvoegen leveren de segmenten een inwendige stijfheid aan de tunnelbuis, wat zorgt voor een moment- en dwarskrachtcapaciteit. Deze interactie wordt sterk beïnvloed door het soort voegmateriaal dat toegepast wordt. In de gebruikelijke rekenmodellen wordt dit



figuur 4.1: Betonnen segment Heinenoordtunnel

geschematiseerd door koppelstaven tussen twee ringen. Zowel de locatie als de stijfheid van het voegmateriaal zijn van invloed op de snedekrachten. De invloed die het voegmateriaal heeft op onder andere de stijfheid van de tunnelling t.a.v. liggerwerking van de tunnelbuis en ovalisering van de ring wordt behandeld in paragrafen 5.4.3. en 5.5. In deze paragraaf wordt voornamelijk behandeld de geometrie van de verschillende soorten voegen en de sterkte- en stijfheidseigenschappen hiervan alsmede het voegmateriaal. Tevens worden de verbindingsmiddelen, die toegepast worden, besproken.

Achtereenvolgens komen aan de orde:

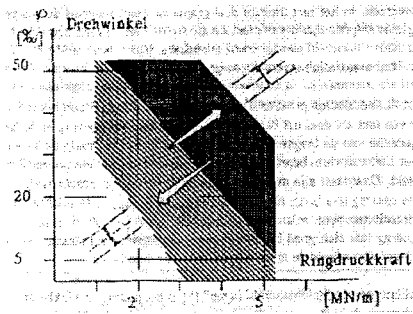
- vormgeving langsvoeg
- vormgeving en sterkte-/stijfheidseigenschappen dwarsvoeg (ringvoeg)

Voor de opbouw van de dwarsvoeg zijn/worden verschillende uitvoeringen toegepast, nl.:

- Vlakke voeg
- Ringvoeg met messing en groef
- Ringvoeg met constructieve deuvel
- Voegmaterialen
- Verbindingen

4.2 Vormgeving langsvoeg

Voor de langsvoeg wordt onderscheid gemaakt tussen vlakke voegen en convexe voegen. Op grond van resultaten van proeven op tunnelsegmenten, uitgevoerd door Dywidag t.b.v. de U-Bahn Nürnberg, zijn toepasbaarheidsgebieden opgesteld voor de vlakke en de convexe voeg.



figuur 4.2: Toepasbaarheidsgebied vlakke en convexe voegen [23]

In een grafiek is aangegeven de toelaatbare hoekverdraaiing als functie van de heersende normaalkracht tussen de segmenten (zie figuur 4.2).

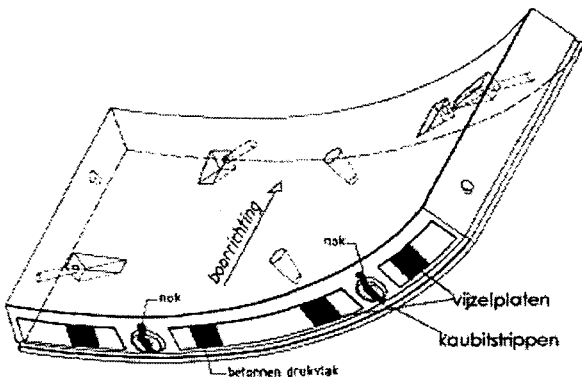
Bij een grote hoekverdraaiing en normaaldrukkracht is bij een convexe voeg het risico voor afdrukken van beton kleiner. In de Nederlandse omstandigheden komt een vlakke voeg het meest in aanmerking, omdat hier een tangentiële normaalkracht van 2000 tot 4000 kN/m en een hoekverdraaiing van 10 tot 20 % verwacht wordt.

4.3 Vormgeving dwarsvoeg (ringvoeg)

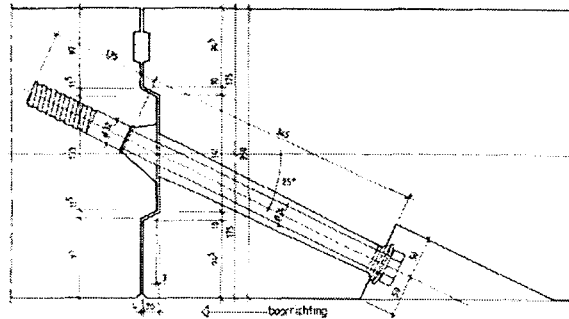
De vormgeving van de voeg speelt een grote rol in de krachtswerking in de tunnelbuis en dan met name de plaatsing van de platen en de strippen die moeten zorgen voor de overdracht van respectievelijk de vijzelkrachten en de snedekrachten.

4.3.1 Vlakke voeg

Dit type voeg is toegepast bij de tweede Heinenoordtunnel. Deze bestaat uit een vlakke voeg met op $\frac{1}{4}$ en $\frac{3}{4}$ van de segmentlengte een montagenok (zie figuren 4.3 en 4.4). Deze nok is ongewapend uitgevoerd en uitsluitend toegepast voor montage-doelinden.



figuur 4.3: Tunnelsegment Tweede Heinenoordtunnel



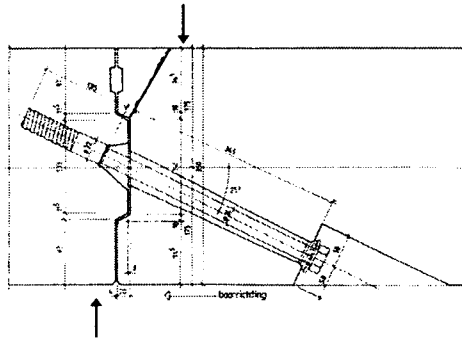
figuur 4.4: Detail vlakke ringvoeg (t.p.v. nok)

De platen die de vijzelkrachten over moeten brengen (bij de THT eerst kaubitplaten, later triplex) zijn gesitueerd links en rechts van de nokken. Over deze nokken worden kaubitstrippen aangebracht om de koppelkrachten over te brengen (figuur 4.3).

In sommige modellen wordt ervan uitgegaan dat de nok voldoende dwarskrachtcapaciteit heeft en meewerkt in de ringvoeginteractie. In het rekenmodel wordt dan een koppeling op de locatie van de montagenok aangebracht.

In andere modellen wordt aangenomen dat de nok onvoldoende dwarskrachtcapaciteit heeft om in de interactie mee te kunnen werken. In dit geval vindt de krachtsoverdracht in de ring plaats via deze platen door middel van wrijving. Voorwaarde is dan wel dat er voldoende

axiale kracht aanwezig is (restkracht uit TBM). Hier moet voor gezorgd worden door het voegmateriaal dusdanig te conditioneren dat de axiale normaalkracht door temperatuurbelasting en kruip van het beton niet volledig wegvloeit.



figuur 4.5: Bezwijkmechanisme nokken

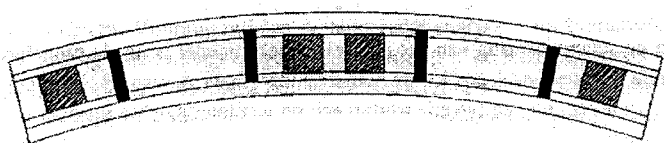
De praktijk lijkt uit te wijzen dat de nok inderdaad geen dwarskracht overbrengt, althans niet in de zin dat het stijfheid aan de lining verleent. Het in figuur 4.5 getoonde bezwijkmechanisme treedt op.

Dit wordt bevestigd door proeven, die bij TNO zijn uitgevoerd. De randen werden afgedrukt en de nokken bleken niet noemenswaardig beschadigd (zie 7.2.3). Overigens is niet veel bekend over wat de invloed is van het soort voegmateriaal op het afschuifgedrag; het onderzoeken hiervan is één van de doelen van dit afstudeeronderzoek. Er is wel in een

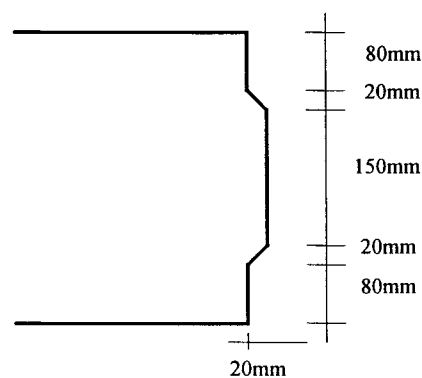
afstudeeronderzoek gekeken naar de modellering van dit gedrag ook met betrekking tot verschillende voegmaterialen. Zie hiervoor paragraaf 5.5 en [21]. Ook is onderzoek gedaan, eveneens in een afstudeerproject, naar de invloed van het verschil in eigenschappen van Kaubit en triplex op de stijfheid van de tunnelling, dit met betrekking tot liggerwerking van de tunnelbuis [22]. Hierop wordt in paragraaf 5.4.3 verder ingegaan.

4.3.2 Ringvoeg met messing en groef

De ringvoeg met messing en groef wordt veel in Duitsland toegepast ('Nut und Feder Fuge'). Bij dit type voeg is langs de rand van het segment een doorlopende groef aangebracht. Deze heeft een breedte van 0,15m en een diepte van 0,020 à 0,030m. Wapenen is niet mogelijk, gezien de geringe hoogte van de groef. In de groef worden kaubitstrippen aangebracht voor de overdracht van de dwarskrachten en platen voor de inleiding van de vijzelkrachten (zie figuur 4.6). De vijzelplaten worden direct naast de langsvogen geplaatst, de strips op enige afstand daarnaast.



figuur 4.6: Ringvoeg met messing en groef



figuur 4.7: Detail

Dit systeem wordt wel gemodelleerd door middel van koppelstaven ter plaatse van de scharnieren; dit levert echter relatief hoge koppelkrachten op.

Met dit type voeg zijn praktijkproeven uitgevoerd [24]. Zie hiervoor 7.4.4.

Stijfheid en sterkte

Daar bij een messing en groef verbinding slechts 4 kaubitstrippen per segment worden geplaatst, heeft deze volgens [4] een kleinere dwarskrachtcapaciteit dan de verbinding met constructieve deugel (2×4 strippen per segment; zie par.4.3.3). Stijfheid en sterkte van een dergelijke voeg zijn in [4] bepaald ter vergelijking met een vlakke voeg (zie vorige paragraaf) en één met een constructieve deugel (zie volgende paragraaf). Echter gezien het feit dat Kaubit volledige verperst zal worden, gaat de volledige voeg meewerken, dus de berekende stijfheid zal niet echt realistisch zijn.

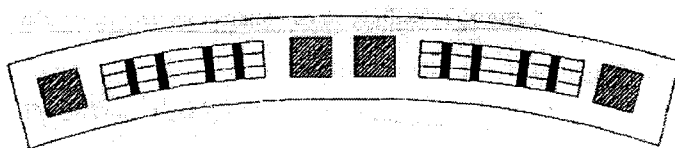
In tegenstelling tot wat de fabrikant van het Kaubit, KaubitChemie in Duitsland, vermeldt, gedraagt het genoemde materiaal zich onder druk vrijwel geheel plastisch, de restdikte bedraagt slechts ca. 0,2mm. (Zie ook hoofdstukken 7 en 10). Dit betekent dat de krachtoverdracht in de ringvoeg van beton op beton zal plaatsvinden. Hierbij wordt een wrijvingscoëfficiënt gehanteerd van $\mu = 0,4$. Van het Kaubit mag dus geen enkele bijdrage aan de radiale veerstijfheid verwacht worden.

De lokale veerstijfheid kan bepaald worden aan de hand van een vakwerkmodel.

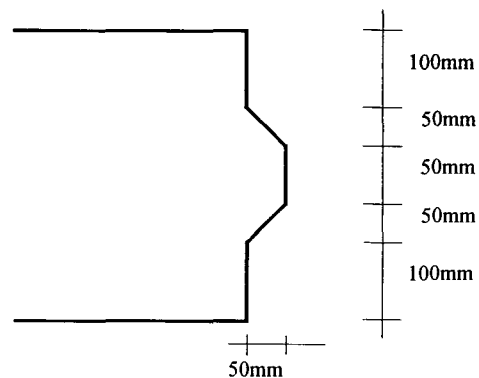
De berekening van de radiale veerstijfheid leverde een waarde op van: $k_{rad} = 132 \text{ kN/mm}$ per strip [4]. Op deze stijfheid wordt vervolgens de stijfheid van de hele voeg gebaseerd.

4.3.3 Ringvoeg met constructieve deugel

Deze voeg komt in feite overeen met de vlakke voeg met montagenok, alleen nu is de (gewapende) deugel ook voor constructieve doeleinden. De constructieve deugel heeft een diepte van ca. 70 mm, is 1m breed en heeft afschuiningen onder 45°. Op elke deugel (twee per segment) worden vier kaubitstrippen geplaatst. Deze dienen voor de overdracht van de radiale krachten.



figuur 4.8: Ringvoeg met constructieve deugel



figuur 4.9: Detail

Gewoonlijk wordt dit type voeg geschematiseerd door koppelstaven op $\frac{1}{4}$ en $\frac{3}{4}$ van de segmentlengte. Dit levert kleinere snede- en koppelkrachten in de tunnelconstructie op dan bij de modellering van de messing en groef voeg, waar koppelstaven ter plaatse van de scharnieren worden aangebracht.

Stijfheid en sterkte

Bij de bepaling van de radiale veerstijfheid is uitgegaan van kaubitstrippen en aan de hand van door TNO uitgevoerde proeven is vastgesteld dat dit materiaal zich onder druk volkomen plastisch gedraagt. Er blijft een dikte over van slechts enkele tiende millimeters. Bij de bepaling van de radiale veerstijfheid mogen de kaubitstrippen dus niet meegenomen worden. De lokale veerstijfheid kan bepaald worden aan de hand van een vakwerkmodel. Ook hier geldt dat de kaubitstrippen weggeperst zullen worden, zodat de hele deugel zal gaan aanliggen. Voor de radiale veerstijfheid werd gevonden: $k_{\text{rad}} = 285 \text{ kN/mm}$ per strip[4].

4.4 Voegmateriaal

Kaubit

Als voegmateriaal wordt veelal het reeds genoemde Kaubit gebruikt. De naam Kaubit is een samentrekking van Kautschuk Bitumen (NL: rubber-bitumen) en wordt vervaardigd in Duitsland door de firma KaubitChemie. Het is een bitumineus materiaal, vaak versterkt met vezeldoek.

Voor het inleiden van de vijzelkrachten worden platen toegepast van ca. $0,15 \times 0,15 \text{ m}$. Voor overdracht en localisering van de koppelkrachten worden strippen toegepast. Deze strippen hebben een breedte van ca. $0,050 \text{ m}$. De dikte bedraagt 2 à 3 mm, evenals die van de platen. Naar de eigenschappen van dit materiaal is nog weinig onderzoek gedaan. Wel zijn enkele proeven uitgevoerd door KaubitChemie i.s.m. Hochtief en door de aannemer van de Tweede Heine Noordtunnel (TCH). Dit leverde onderling verschillende resultaten op.

Voor de stijfheid van de koppelstaven, die in de rekenmodellen op de plaats van de platen en strippen worden aangebracht, wordt vaak een waarde aangehouden van 100 kN/mm . Deze waarde is gebaseerd op een drukproef, uitgevoerd door KaubitChemie, op twee kaubitstrippen in een messing en groef verbinding.

Voor twee proefstukken werden de volgende waarden voor de koppelstijfheid en de elasticiteitsmodulus bepaald.

- Een stijfheid van 1600 kN/mm voor een vijzelplaat met afmetingen $0,15 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times 0,0027 \text{ m}$. Dit komt overeen met een elasticiteitsmodulus van 200 MN/m^2 ($k = \frac{EA}{d}$).
- Een stijfheid van 50 kN/mm voor een strip met afmetingen $0,02 \text{ m} \times 0,100 \text{ m} \times 0,0027 \text{ m}$. Dit komt overeen met een elasticiteitsmodulus van 70 MN/m^2 .

Uit drukproeven, uitgevoerd bij TNO, bleek dat het Kaubit reeds bij een relatief lage kracht een sterk plastisch gedrag vertoont; voordat de beoogde vijzelkracht bereikt was, was het materiaal al volledig weggeperst, er resteerde slechts een dikte van $0,1 \text{ mm}$.

Op de laboratoriumproeven wordt nader ingegaan in hoofdstuk 7.

Triplex

Bij het ontwerp van de 2^e Heine Noordtunnel was voor het voegmateriaal uitgegaan van Kaubit. Uit proeven bleek later echter dat dit materiaal bij een (druk-)kracht, zoals die op zou treden tijdens de bouw van de tunnel, volledig weg zou vloeien. In dat geval zou de kracht

tussen de segmenten door de volledige voeg overgebracht worden. De segmenten zijn echter gedimensioneerd op een situatie waarbij de krachten geconcentreerd ter plaatse van de vijzelplaten overgebracht worden. Om deze reden heeft men vlak voor aanvang van het boorproces besloten triplex vijzelplaten toe te passen, daar hiermee de krachten, ook na sterke compressie, geconcentreerd ter plaatse van de vijzelplaten overgebracht worden. De dikte van de triplex platen bedraagt 3mm.

Stokbord/Centriboard

Deze materialen worden vervaardigd uit (gerecycled) polyethyleen met een lage dichtheid door de firma Centriforce in Groot-Brittannië. Het is leverbaar in diktes van 2mm tot 18mm. Volgens de fabrikant is het materiaal uitermate duurzaam, volkomen vrij van rot en goed bestand tegen chemische aantasting.

Materiaaleigenschappen worden behandeld in hoofdstuk 11.

4.5 Involed locatie ringvoegkoppelingen

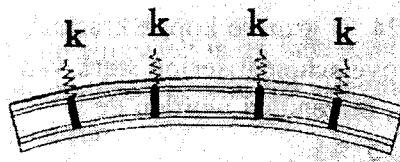
In [4] is met behulp van het EEM-pakket ANSYS een 3D-shell-model ontwikkeld om de invloed van de locatie en de stijfheid van de koppelingen op de krachtswerking in de voeg te onderzoeken.

Er zijn twee halve ringen gemodelleerd en een half segment t.o.v. elkaar verdraaid. Elke ring bestaat uit 7 segmenten, die de breedte hebben van een half segment (in axiale richting). De ringen zijn gekoppeld ter plaatse van de ringvoeg. Voor de modelparameters [4].

In het model zijn drie verschillende configuraties beschouwd voor de ringvoeg.

Model A:

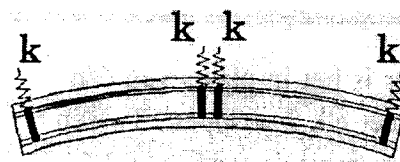
Messing en groef, 4 koppelingen, op elke koppeling één koppelstrip met stijfheid k ; koppelingen ter plaatse van de middens en uiteinden van elk segment, dus op $0, \frac{1}{2}, \frac{1}{2}, 1 * L$.



figuur 4.10: Model A

Model B:

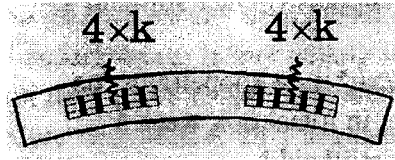
Messing en groef, 4 koppelingen, op elke koppeling één koppelstrip met stijfheid k ; koppelingen op $1/8, 3/8, 5/8, 7/8 * L$.



figuur 4.11: Model B

Model C:

Ringvoeg met constructieve deugel, twee deugels per segment, op $\frac{1}{4}$ en $\frac{3}{4}$ L. Op elke deugel 4 koppelstrippen. Hierbij is voor 4 strippen per deugel één koppelveer toegepast.



figuur 4.12: Model C

Van model C is nog een verfijning gemaakt, waarbij per twee strippen een veer is toegepast.

Voor de koppelstrippen zijn twee verschillende stijfheden meegenomen, voor modellen A en B: $k = 150$ kN/mm en $k = 400$ kN/mm, voor model C: $k = 150$ kN/mm en $k = 500$ kN/mm.

Een overzicht van de resultaten is gegeven in bijlage G.2.

Op grond van de resultaten kunnen de volgende conclusies getrokken worden:

- Het plaatsen van de koppelingen aan de uiteinden en in het midden van een segment, zoals bij model A, leidt tot grotere snedekrachten dan wanneer deze meer gelijkmatig over het segment worden geplaatst (model B).
- Een circa drie maal zo hoge stijfheid levert bij modellen A en B gemiddeld slechts 7% hogere snedekrachten en circa 24% hogere koppelkrachten.
- Het oorspronkelijke model C is te grof geschematiseerd, het levert sterk afwijkende koppelkrachten op.
- De snedekrachten bij het verfijnde model C zijn het grootst, al wijken ze weinig af van die bij Model A. De koppelkrachten zijn 10% hoger (bij C), echter de kracht per strip is bij A ca. 80% hoger, vanwege het dubbele aantal koppelstrippen bij C.

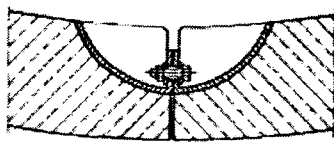
4.6 Verbindingen

De betonnen tunnelsegmenten worden binnen het boorschild geplaatst en aan elkaar verbonden (zowel in ringrichting als in langsrichting) door middel van bouten. Doordat de schilddiameter groter is dan de diameter van de lining, ontstaat er een spleet, die opgevuld wordt met grout.

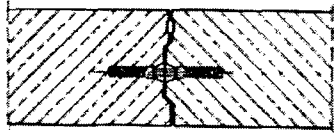
De bouten worden over het algemeen later weer verwijderd. Mogelijke redenen voor het *niet* verwijderen van de bouten:

- te duur (“ze zitten niet in de weg”)
- onvoldoende stabiliteit in gebruiksfase
- voorspanning benodigd voor afdichtingsprofiel
- voorspanning benodigd voor goede krachtsoverdracht

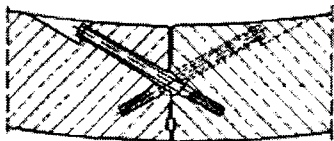
In figuur 4.13 zijn verbindingsmogelijkheden weergegeven voor de verbinding van de segmenten in ringrichting en in langsrichting.



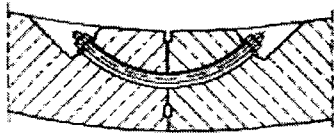
a)



b)



c)



d)

figuur 4.13: Verbindingsmogelijkheden segmenten, a), c) en d) in ringrichting, b) in langsrichting

5. Modelleringsen m.b.t. verschillende aspecten voeginteractie

5.1 Inleiding

Ten behoeve van het onderzoek van commissie K100 aan de Tweede Heinenoordtunnel zijn voor verschillende aspecten die een rol spelen in het gehele boorproces predicties gemaakt, naar aanleiding van (berekeningen aan) modellen die voor die verschillende aspecten zijn opgesteld. Voor het overzicht van het onderzoek dat naar het voeggedrag is gedaan, worden hier behandeld de predicties voor de axiale interactie tussen segmenten [3], tangentiële interactie tussen segmenten [2] en liggerwerking van de tunnelbuis [1]. Ook wordt nog gekeken de invloed van het aantal segmenten op de krachtswerking in de ring.

5.2 Axiale interactie tussen segmenten

De axiale krachten in een boortunnel worden veroorzaakt door vijzelkrachten uit de TBM (Tunnel Boor Machine) tijdens het boren. Deze krachten kunnen ook excentrisch of scheef aangrijpen tijdens stuurcorrecties. Het gedrag van de axiale voegen in de lining (ringvoegen) bepaalt de krachten en vervormingen in de tunnelling. Als deze vervormingen te groot worden, ontstaat er gevaar voor lekkages en spleten van de betonnen segmenten.

Berekeningen lining

In [3] zijn berekeningen uitgevoerd aan het gedrag van een lining. Dit rapport is een onderdeel van het predictieplan voor de tweede Heinenoordtunnel. Het mechanisch gedrag van een lining is bepaald door voor een representatief deel van de lining de M-N- κ relaties te bepalen. Dit representatieve deel is dan een volledige ring plus één voeg.

Vanwege de onbekendheid met de eigenschappen van het materiaal Kaubit (wat als voegovergang toegepast wordt bij de tweede Heinenoordtunnel) zijn twee modellen opgesteld; één met een hoge stijfheid, waarbij ervan wordt uitgegaan dat het Kaubit *extreem* is samengeperst en er geen vervorming meer is en waar gerekend wordt met beton B55. Het andere model heeft een lage stijfheid, waarbij het Kaubit *sterk* samengeperst wordt aangenomen, zodat het nog beperkt kan vervormen (en dus nog krachten overbrengt) en waar voor de elasticiteitsmodulus van het beton wordt uitgegaan van B45.

Uit de berekeningen blijkt dat de grootste voegopening van ca. 2mm optrad bij normaalkrachten tussen -10.8MN en -14.4MN. Dit betrof een extreme situatie waarbij slechts de vijzels aan één zijde maximaal werden gebruikt. Voor een overzicht van de overige resultaten zie [3].

Berekeningen tunnel

Voor het bepalen van het gedrag van de tunnel is met het programma DIANA een aantal liggerberekeningen uitgevoerd.

De modellering van de grond is hierbij als volgt.

Het gedrag van de grond wordt gemodelleerd met veren, die de lining steunen loodrecht op de lengteas in verticale richting en afschuifveren, die de tunnel steunen parallel aan de lengteas.

Voor de stijfheid van de veren loodrecht op de tunnelas (radiaal) is uitgegaan van:

$$k_r = C * \frac{E_{oed}}{R}$$

waarin: C = constante
 E_{oed} = Oedometermodulus
 R = straal van de tunnel

Bij dwarsdoorsnede-berekeningen wordt voor C veelal 1 aangehouden (zie ook hoofdstuk 3.2). Omdat hier alle veren in dezelfde richting belast worden, is hier voor C de waarde 0,5 genomen. Dit is de in literatuur laagst genoemde waarde. Voor de stijfheid van de afschuifveer geldt:

$$k_s = \frac{(\alpha - 1)G}{R}$$

waarin: G = glijdingsmodulus
 a = factor, die de afname van de schuifspanning in de grond loodrecht op de tunnelas in rekening brengt.
 a = 1 als schuifspanning lineair afneemt met afstand tot tunnel ($k_s=0$)
 a = 2 als schuifspanning kwadratisch afneemt met afstand tot tunnel ($k_s=G/R$)

Om de meest ongunstige situatie te modelleren, zijn de berekeningen uitgevoerd met een hoge waarde voor de afschuifstijfheid; een hoge afschuifstijfheid betekent een afname van de normaalkracht en een toename van de krachten en vervormingen in de lining.

De liggerberekeningen zijn uitgevoerd voor één maatgevende combinatie van vjzelkrachten, nl. een normaalkracht van -21,6 MN en een moment van 62,6MNm. Deze normaalkracht is een relatief lage, maar reële waarde, de waarde voor het moment is extreem en treedt op bij een stuurcorrectie.

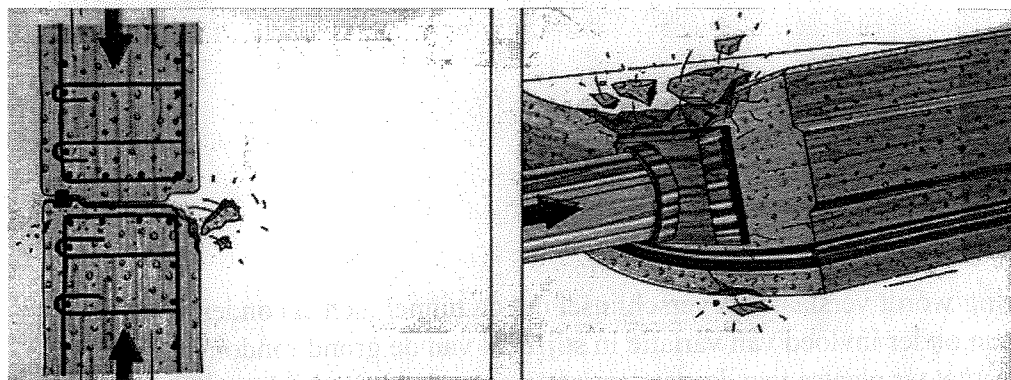
Resultaten

De belangrijkste uitkomsten van de berekeningen zijn:

- maximale voegopening van ca. 2,7mm
- maximale kracht per Kaubitplaat van ca. 2,8 MN
- maximale spanning in het midden van de lining tussen 2 Kaubitplaten aan rand van segment: ca. -17 MPa, rek: $-0,52 \times 10^{-3}$
- maximale verplaatsing van begin lining van ca. 90mm

Wanneer geen stuurcorrectie nodig is zijn de waarden veel lager. Voor een volledig overzicht van de berekeningsresultaten, zie [3].

Vanwege het (destijds) ontbreken van gegevens over de eigenschappen van het Kaubit, zijn in het rapport geen predicties gedaan voor de te verwachten verkorting. Aangegeven wordt dat de hoge waarde van de kracht per Kaubitplaat kan leiden tot scheuren. Dit zal zeker optreden wanneer het Kaubit niet voldoende vervormt. Als het Kaubit volledig wordt weggeperst, ontstaat er beton-op-beton contact, zodat de spanningsverdeling redelijk gelijkmatig is en weinig kans op scheurvorming. Wel bestaat er kans op afspatten van het beton, zie figuur 5.1



figuur 5.1: Afspatten van beton a.g.v. vitzelkrachten

5.3 Tangentiële interactie tussen segmenten

In de vorige paragraaf zijn de predicties besproken, die gemaakt zijn voor de Tweede Heinenoordtunnel, m.b.t. de spanningsveranderingen en vervormingen in langsrichting ('axiale interactie'; 'liggerwerking' komt in de volgende paragraaf aan de orde). Voor het onderzoeken van het gedrag van de tunnelbuis in dwarsrichting wordt gebruik gemaakt van modellen, die een (enkele of dubbele) ring schematiseren. Deze modellen zijn reeds apart besproken in een hoofdstuk 3.

Met een groot aantal van deze modellen zijn berekeningen uitgevoerd [2]. De modellen zijn ingedeeld in drie "groepen".

1. 'Enkele ring'(-veren)-modellen
2. 'Dubbele ring'(-veren)-modellen
3. Continuümmodellen

Binnen elke groep is gevarieerd in het modelleren als homogene ring / ring met segmenten, wel of geen rotatiestijfheid in de voegen, positie scharnieren enz.

Berekend zijn o.a.

- moment bovenzijde tunnel
- moment zijkant tunnel
- normaalkracht bovenzijde tunnel
- normaalkracht zijkant tunnel
- maximale horizontale verplaatsing
- maximale verticale verplaatsing

De volledige berekeningsresultaten zijn te vinden in [2].

Uit de resultaten worden de volgende conclusies getrokken:

- Variatie elasticiteitsmodulus grond leidt tot geringe verschillen (10-20%) in resultaten
- Met betrekking tot enkele ring modellen zijn er geen grote verschillen tussen schematisering als vlakke-vervormingselementen (plane strain) en balksegmenten
- Ringmodellen met rotatiestijfheid ter plaatse van de voegen leveren realistischer (hogere) waarden op voor de normaalkrachten en momenten dan die met volledige scharnieren.

5.4 Liggerwerking tunnelbuis

5.4.1 Inleiding

Onder liggerwerking wordt verstaan het verschijnsel dat de tunnel zich als ondersteunde ligger gaat gedragen onder invloed van variatie in stijfheid van de grond rondom de tunnel. Dit effect is het grootst ter plaatse van de start- en ontvangtschacht en bij het uittrekken van de lining uit de TBM, omdat hier een “plotselinge” overgang is van een stijve naar een slappe ondersteuning.

Ook zal liggerwerking optreden doordat de tunnelbuis voor een deel niet ondersteund is als gevolg van het nog niet verhard zijn van het grout. Dit effect zal eveneens het grootst zijn nabij start- en ontvangtschacht en achter de TBM.

In dit hoofdstuk worden behandeld de liggerberekeningen, die zijn gemaakt ten behoeve van de predicties voor de Tweede Heinenoordtunnel. Deze berekeningen zijn uitgevoerd door TEC (Tunnel Engineering Consultants) [1].

Tevens worden besproken de resultaten van recent onderzoek dat is verricht naar (onder andere) de invloed van het voegmateriaal op de stijfheid van de tunnelling in verband met liggerwerking.

5.4.2 Liggerwerkingberekeningen

Modellering tunnelling

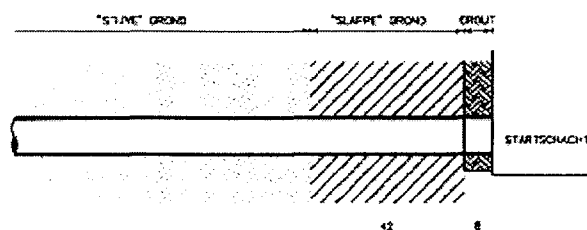
Bij deze berekeningen is voor de modellering van de tunnel, naast modellering als homogene buigligger, gebruik gemaakt van een verenmodel om de invloed van de ringvoegen mee te nemen. De interactie tussen de segmenten wordt hier gemodelleerd met twee typen veren: buigveren en afschuifveren.

De buigveren dienen om de vervorming van de voeg t.g.v. buigend moment te schematiseren. De afschuifveren schematiseren de vervorming van de voeg t.g.v. dwarskracht.

Modellering grond

De wrijvingskrachten van de grond op de tunnelwand in lengterichting worden geschematiseerd door een horizontale veer. De veren, die in radiale richting werken, dus loodrecht op de lining, zijn bepaald met het model van Duddeck.

Uitgevoerde berekeningen



figuur 5.2: Modellering liggerwerking tunnelbuis

In figuur 5.2 is de modellering voor liggerwerking van de tunnel aangegeven.

Door de stijfheden van zowel de grond en de tunnelling als de grootte van de belastingen door de vijzels en door de opwaartse kracht te variëren, kunnen een

bovengrens-, een ondergrens- en een verwachtingswaarde berekend worden.

De resultaten van de uitgevoerde berekeningen staan in tabel 2.1. (De berekeningen hebben overigens betrekking op de situatie bij meetgebied Noord en de noordelijke startschacht).

Berekening	opwaartse verplaatsing (mm)	maximaal langsmoment (kNm)	maximale dwarskracht (kN)	maximale normaalkracht (kN)
Ondergrenswaarde	14	62525	7083	3300
Verwachtingswaarde	29	60045	7805	5880
Bovengrenswaarde	45	54695	7478	13211

tabel 5.1 Berekeningsresultaten liggerwerking [1]

5.4.3 Invloed voegmateriaal op stijfheid tunnelling

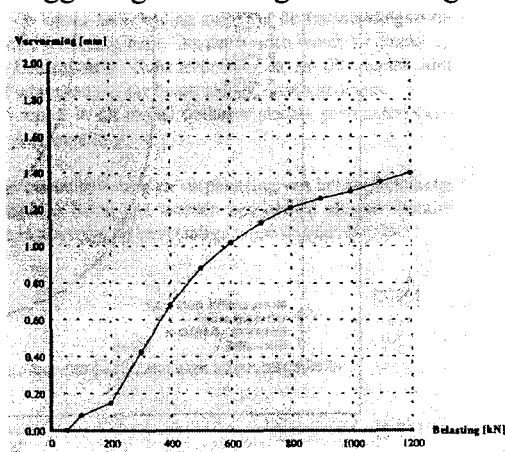
Invloed op buiggedrag

Tijdens een afstudeeronderzoek aan de TU Delft [20] is een analytisch model voor het buiggedrag van een gesegmenteerde boortunnel afgeleid, waarmee een relatie is gelegd tussen buigend moment en de bijbehorende kromming, de voegopenstand en het normaalspanningsverloop. Er is uitgegaan van een vlakke voeg, waarin twee voegmaterialen zijn beschouwd, nl.: Kaubit en triplex.

Naar aanleiding van experimenteel onderzoek [22] is geconcludeerd dat aan Kaubit geen druk- en afschuifstijfheid mag worden toegekend, omdat het volledig uit de voeg wordt weggeperst. Er resteert een dikte van circa 0,2mm. Het model waarin Kaubit als rinvoegmateriaal wordt beschouwd, staat dan ook gelijk aan een model met beton-op-beton contact.

Een belangrijke uitkomst van de analyse met Kaubit is dat voordat plasticiteit van het beton optreedt, de voegopenstand reeds onaanvaardbaar groot is; de tunnel is niet meer waterdicht. Er kan in deze analyse dus volstaan worden met een model waarin lineair-elastisch gedrag van beton wordt aangenomen.

Eveneens uit bovengenoemd experimenteel onderzoek bleek dat triplex wel significante stijfheidseigenschappen bezit. Wat de gevolgen van het toepassen hiervan zijn op het buiggedrag van de segmentenlining is onderzocht met behulp van een numeriek verenmodel.



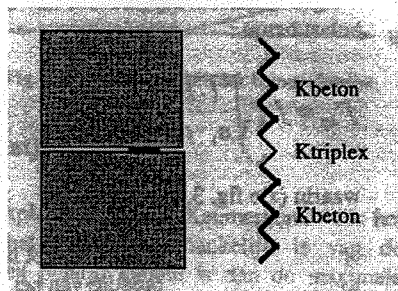
Figuur 5.3: Kracht-verplaatsingsdiagram triplex [20]

Het bleek dat het gedrag van de ring voldoende beschreven kan worden met het hierboven genoemde model, dat betrekking had op beton-op-beton-contact tussen segmenten. De E-modulus van het beton wordt dan wel vervangen door een equivalente E-modulus, die de gereduceerde stijfheid t.g.v. de triplexplaatjes in rekening brengt. Een probleem hierbij is dat de waarde van deze equivalente E-modulus afhankelijk is van het moment-axiale normaalkracht verloop in de tijd, a.g.v. het niet-lineair gedrag van het triplex. Voor deze equivalente E-modulus is een boven- en ondergrens bepaald.

De gereduceerde stijfheid als gevolg van discrete lastinleiding is bepaald op $0,4 \cdot E_b$. Er wordt aangegeven dat de buigstijfheid eveneens gereduceerd wordt door de flexibiliteit van de triplexplaatjes. Bij een aangenomen belasting van 900 kN wordt het plaatje van 2mm dik volgens figuur 5.3 1,25mm ingedrukt. De stijfheid volgens deze figuur bedraagt 2000 kN/mm. Voor de resulterende stijfheid van het beton wordt gevonden:

$$K_{\text{beton}} = \frac{1/4 \cdot b \cdot d \cdot E_{\text{equi}}}{h} = 2880 \text{ kN / mm} \quad \text{met}$$

b = breedte segment in ringrichting
 d = dikte segment
 h = hoogte segment



De ringvoeg met triplex als voegmateriaal wordt voorgesteld als een gekoppeld verensysteem. De veerstijfheid van het

totale systeem is als volgt bepaald: $k_{\text{systeem}} = \frac{k_{\text{trplex}} \cdot k_{\text{beton}}}{k_{\text{trplex}} + k_{\text{beton}}}$

Voor de veer karakteristiek werd het volgende verloop gevonden (figuur 5.4).

figuur 5.4: Veer karakteristiek verensysteem [20]

Er is berekend dat de kracht waarbij beton-op-beton contact plaats vindt 1400 kN bedraagt. Hierbij is dan echter geen rekening gehouden met lange termijn effecten, zoals kruip van het triplex. In principe is het mogelijk dat bij een kleinere kracht, na verloop van tijd, ook beton-op-beton contact plaatsvindt.

De veerstijfheid van het beton na aanliggen is als volgt bepaald:

$$K_{\text{beton}} = \frac{1/4 \cdot b \cdot d \cdot E_b}{h} = 7100 \text{ kN / mm}$$

Invloed op afschuifgedrag

Kaubit

Wanneer Kaubit als voegmateriaal wordt toegepast levert dit een zeer geringe afname op van de afschuifstijfheid, wanneer, zoals hier aangenomen, beton-op-beton contact optreedt. Dit komt doordat het grootste deel van de voeg dan uit beton bestaat; het Kaubit beslaat slechts een klein oppervlak.

Triplex

Bij toepassing van triplex is de invloed veel groter, daar er in dit geval sprake is van discrete lastinleiding. Er bestaat veel onbekendheid omtrent de grootte van de koppelkrachten en hoe de schuifspanningen zich over de tunnelring verdelen.

Er worden twee methoden aangegeven om deze verdeling te bepalen, beide numeriek.

Berekeningen met deze methoden en kwantificatie van de invloed van discrete lastinleiding van de dwarskracht zijn te vinden in [20].

5.5 Invloed aantal segmenten op vervormingsgedrag tunnelring

Er is tijdens een afstudeeronderzoek aan de TU Delft [21] gekeken naar de invloed van de stijfheid van de ringvoeg (nokken / messing en groef) op het gedrag van de voeg. Hierbij is zijdelings de invloed van het voegmateriaal meegenomen.

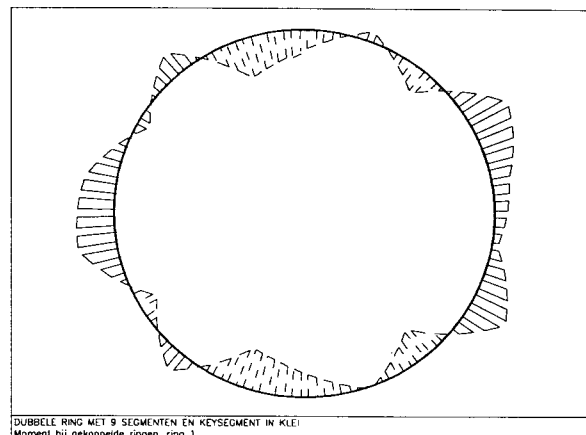
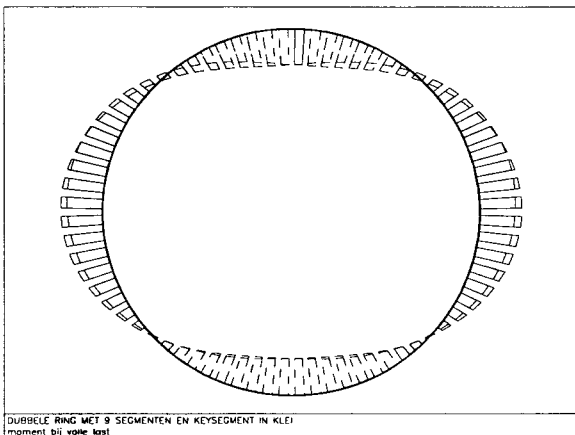
Er is in DIANA een (balken-)model gemaakt met twee ringen. De (nokken van de) ringvoeg is hierbij gemodelleerd als een veer met:

1. Oneindige stijfheid
2. Geen stijfheid
3. Een waarde hier tussenin

Er wordt in het model gevarieerd met het aantal segmenten in een ring, nl. 5, 7, 9 of 11 segmenten (dit is het onderwerp dat onderzocht wordt) en er worden drie soorten grond geanalyseerd; klei, veen en zand. Voor de afmetingen van de tunnelring wordt zoveel mogelijk de Tweede Heinenoordtunnel als uitgangspunt genomen.

In het model wordt ervan uitgegaan dat eerst een starre lichaamsverplaatsing optreedt, waarna de ringen gaan vervormen. Deze starre lichaamsverplaatsing wordt overigens niet in de eindige elementenberekening meegenomen.

De volgende momenten en normaalkrachten resulteerden uit de analyse. Alleen de resultaten voor klei worden weergegeven.



figuur 5.5a: Momenten ongekoppelde ringen (in klei) [21]

figuur 5.5b: Momenten gekoppelde ringen (in klei) [21]

aantal segmenten	N_{min} (kN/m)	N_{max} (kN/m)	M_{min} (kNm/m)	M_{max} (kNm/m)	w_{max} (mm)	D_{min} (kN/m)	D_{max} (kN/m)	α [-]
monoliet	-870	-1080	-152	140	6.6	-76.1	76.1	1.0
5	-887	-1071	-73	121	26.5	-48.4	48.4	0.40
7	-889	-1065	-73.4	84.8	26.6	-36.1	36.1	0.17
9	-890	-1061	-63.4	71.7	27.5	-35.8	35.8	0.14
11	-891	-1060	-61.4	64.9	27.2	-33.2	33.2	0.12

tabel 5.2: Resultaten voor ongekoppelde ringen in klei [21]

aantal segmenten	N_{min} (kN/m)	N_{max} (kN/m)	M_{min} (kNm/m)	M_{max} (kNm/m)	w_{max} (mm)	D_{min} (kN/m)	D_{max} (kN/m)	$F_{koppel,max}$ (kN)	α [-]
monoliet	-870	-1080	-152	140	6.6	-76.1	76.1	-	1.0
5	-882	-1093	-158	204	17.7	-97.1	141	111	-

7	-877	-1090	-187	187	16.7	-181	183	233	-
9	-873	-1087	-176	185	18.2	-233	220	332	-
11	-872	-1085	-166	179	19.5	-254	260	411	-

tabel 5.3: Resultaten voor volledig gekoppelde ringen in klei [21]

aantal segmenten	N_{min} (kN/m)	N_{max} (kN/m)	M_{min} (kNm/m)	M_{max} (kNm/m)	w_{max} (mm)	D_{min} (kN/m)	D_{max} (kN/m)	$F_{koppel,max}$ (kN)	α [-]
monoliet	-870	-1080	-152	140	6.6	-76.1	76.1	-	1.0
5	-885	-1078	-91.3	149.8	23.1	-70.4	74.9	30.7	~1
7	-889	-1067	-83.8	90.9	25.6	-47.4	44.5	17.3	0.25
9	-889	-1064	-72.6	80.6	25.5	-42.4	42.2	13.9	0.18
11	-891	-1061	-65.1	69.6	26.4	-40.3	33.7	12.6	0.14

tabel 5.4: Resultaten voor verend gekoppelde ringen in klei [21]

Naar aanleiding van de (hier vermelde) resultaten kan het volgende geconcludeerd worden.

Het aanbrengen van een constructieve deugel (volledige koppeling) kan de vervormingen verminderen, maar veroorzaakt hoge koppelkrachten en grote momenten. Het verhogen van het aantal segmenten in een ring verlaagt het moment, maar dit effect is minder groot dan bij ongekoppelde ringen.

Voegmaterialen hebben, wat ovalisering van de tunnelring betreft, alleen invloed op het afschuiftraject vóór aanliggen van de deugels in de inkassingen. In dit traject is het van belang om te weten of de krachten alleen ter plaatse van de contactplaten overgebracht wordt, of dat de gehele ringvoeg (of eigenlijk de nokken) meewerkt.

6. Numerieke analyse (Eindige Elementen modellen)

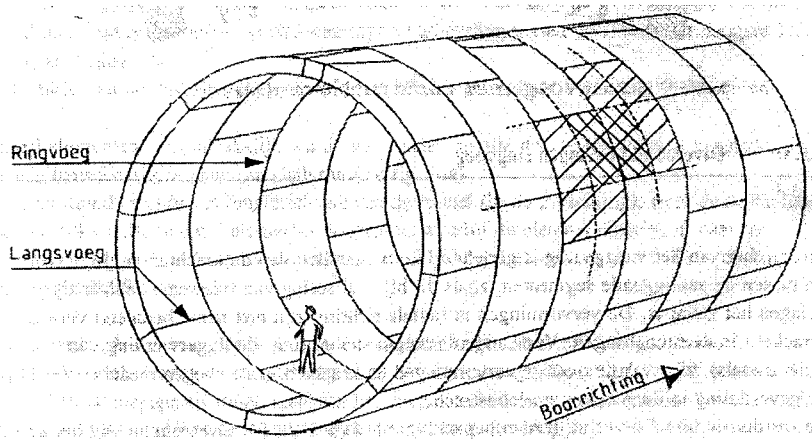
Met behulp van één- en tweedimensionale modellen kan op een relatief eenvoudige wijze een grof inzicht verkregen worden in het gedrag van de gesegmenteerde tunneldoorsnede [2],[3]. Om de driedimensionale effecten van de tunnelsegmenten goed te kunnen beschrijven, zijn er 3D-modellen op basis van volumelementen gegenereerd. In het kader van dit onderzoek is met name van belang inzicht verkrijgen in het werkelijke voeggedrag. Met driedimensionale eindige elementen modellen kan de werkelijkheid aanzienlijk beter worden benaderd dan met 2D-staafmodellen, waar het gedrag van de voeg, zo het al meegenomen wordt, opgehangen wordt aan een aantal staven, die dan bepaalde eigenschappen meekrijgen.

Met deze 3D-modellen kunnen de vijzelplaten en koppelstrippen in de ringvoeg met reële afmetingen worden geschematiseerd. Ook kan hier de invloed van een afnemende axiale kracht onderzocht worden en kan slip meegenomen worden. Er wordt een betere indruk verkregen van de spreiding van de vijzelkrachten en de koppelkrachten in het betonnen tunnelsegment en de spanningen die hierbij optreden.

Er is zowel een model gemaakt in het EEM-pakket ANSYS als in DIANA (eveneens een Eindige Elementen Pakket). Overigens met onderling verschillende doelstellingen.

6.1 ANSYS berekeningen [4]

Doel van deze berekeningen was te komen tot een beschrijving van het constructieve gedrag in langs- en dwarsvoegen.



figuur 6.1: Beschouwde segmentdelen voor numeriek model

gelegen) ringsegmenten, zie figuur 6.1.

Er zijn zowel een vlakke voeg, een voeg met messing en groef als een voeg met constructieve deuvél geanalyseerd.

Voor een weergave van de modellen en een (beknopte) beschrijving van de opbouw ervan, zie bijlage G.1.

Er wordt hier minder ingegaan op de opbouw van het 3D-model, maar meer op de resultaten van reeds uitgevoerde numerieke analyses.

Uit de resultaten van de numerieke berekeningen worden hier weergegeven:

in langs- en dwarsvoegen. Er is hier bij de schematisering zoveel mogelijk de geometrie van de Tweede Heinenoordtunnel aangehouden om aan te kunnen sluiten bij de praktijk. Uit de tunnelwand is een stukje gesneden, bestaande uit twee maal een kwart tunnelsegment A, resp. B, van twee afzonderlijke (naast elkaar

- de krachten die ter plaatse van de contactelementen direct in het voegmateriaal aanwezig zijn
- de vervormingen lokaal in de voeg
- de vervormingen globaal in het hart van een tunnelwandsegment

6.1.1 Vlakke voeg

Er worden hier alleen de contactplaten beschouwd (twee stuks per kwart segment; halve lengte, halve breedte). In werkelijkheid (Tweede Heinenoordtunnel) worden er wel koppelstrippen toegepast, nl. over de montagenokken, echter deze worden in het model niet meegenomen.

Alle berekeningen voor de vlakke voeg zijn uitgevoerd voor de maximale vijzelkracht van 1700 kN per plaat. Hierbij zijn drie verschillende radiale belastingen in rekening gebracht. Bij de laatste stap trad slip op bij 50-75% van de contactelementen.

Bij de radiale vervorming bedroeg de gemiddelde veerstijfheid, voor alleen het voegmateriaal, ca. 400 kN/mm; inclusief segment was dit ca. 200 kN/mm.

In tangentiële richting werd een veerstijfheid gevonden van 400 kN/mm voor zowel alleen voegmateriaal als incl. segment.

Voor de stijfheid in axiale richting werd een waarde gevonden van 1000 kN/mm.

Aangezien de optredende buigende momenten zeer klein bleken te zijn, worden daarvan hier geen grafieken gegeven. Bij alleen voegmateriaal bedroeg de rotatiestijfheid 3500 kNm/rad en incl. segment: 2500 kNm/rad, beide voor rotatie om zowel x- als y-as. Voor rotatie om de z-as waren deze waarden resp. 2300 kNm/rad en 1700 kNm/rad.

6.1.2 Ringvoeg met messing en groef

In deze voeg zijn in het beschouwde deel twee vijzelplaten en twee koppelstrippen aanwezig. Bij de koppelstrippen wordt ook het gedrag bekeken zonder vijzelkracht.

Bij de vijzelkracht van 600 kN treedt slip op, wat duidelijk is te zien is aan de vrijwel verticale lijnen in het kracht-vervormingsdiagram.

Voor het voegmateriaal alleen bedraagt de koppelstijfheid in radiale richting 450 kN/mm. Bij radiale krachten van meer dan 200 kN neemt dit sterk af. Inclusief segment is de stijfheid ca. 200 kN/mm.

Tangentiële koppelstijfheid: 500 kN/mm, afnemend tot 150 kN/mm voor grotere tangentiële krachten. Inclusief segment is deze waarde ca. ¼ hiervan.

Voor de koppelstrippen gelden de volgende waarden:

-radiale richting:	alleen voegmateriaal: veerstijfheid	100-200 kN/mm
	incl. segment:	80 kN/mm
-tangenteel:	alleen voegmateriaal: veerstijfheid	300 kN/mm
	incl. segment:	100 kN/mm
-axiaal:	alleen voegmateriaal: veerstijfheid	90 kN/mm
	incl. segment:	70 kN/mm

6.1.3 Ringvoeg met constructieve deuvel

Hier concentreert de interactie in de ringvoeg zich in de constructieve deuvels. Het voegmateriaal (contactplaten) is niet beschouwd, omdat hier het gedrag in zuiver radiale richting onderzocht is. Om deze reden is er geen vijzelkracht in rekening gebracht.

In radiale richting koppelkrachten per koppelstrip van ca. 200 kN.

Stijfheid: alleen voegmateriaal: 350-500 kN/mm
 incl. segment: 150-200 kN/mm

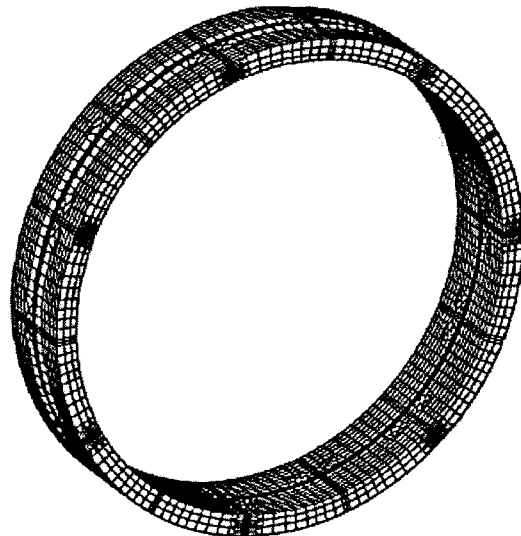
In tangentiële richting maximale kracht van ca. 80 kN.

Stijfheid: 200-400 kN/mm

Overigens geldt voor alle, in dit hoofdstuk genoemde resultaten dat de volledige gegevens in [4] te vinden zijn.

6.2 DIANA berekeningen [6]

Het 3D-DIANA-model met volumeelementen is gegenereerd en geanalyseerd met het oog op het voorspellen van de interactie tussen de ringen en dan met name het effect van mogelijke slip tussen de verbindingen bij een afnemende axiale kracht.



figuur 6.2: DIANA-model, dubbele ring [6]

De volgende belastingen zijn in het model in rekening gebracht:

- hydrostatische waterdruk loodrecht op de lining
- axiale drukkracht van 50000 kN, wat overeenkomt met een axiale normaalspanning van 5,6 N/mm²
- effectieve gronddruk en eigen gewicht
- stapsgewijze reductie van de axiale kracht tot 5000 kN

In [6] zijn o.a. de volgende resultaten (grafisch) gepresenteerd:

- axiale normaalspanning in de ring bij een axiaalkracht van 50MN en 5MN.
- omtreksnormaalspanning in de ringen bij dezelfde axiaalkrachten
- normaalspanning in één segment (in de kruin) bij dezelfde axiaalkrachten
- omtreksmoment en -normaalkracht, uitgezet tegen de axiaalkracht
- omtreksspanningen voor verschillende doorsneden in de ring

7. Laboratoriumproeven

7.1 Inleiding

Om de eigenschappen en het gedrag van de verschillende materialen, die toegepast worden in de (boor-) tunnelbouw te bepalen, zijn in enkele laboratoria proeven gedaan. Deze proeven betreffen drukproeven op verschillende soorten Kaubit en triplex, afschuifproeven op de ringvoeg, waarin opgenomen beproeving van de deuvels en proeven om de moment-normalkracht-hoekverdraaiingskarakteristiek van (vooral) de langsvoeg te bepalen, met daarin meegenomen de invloed van de bout.

7.2 Kaubit en triplex

7.2.1 Proeven door Hochtief

Op verzoek van het Projectbureau Boortunnels zijn door de fabrikant van het Kaubit, KaubitChemie te Dinklage (D), gegevens verstrekt aangaande het gedrag van Kaubit onder druk. Proeven om dit gedrag vast te stellen, zijn in 1993 uitgevoerd door Hochtief, vestiging Rhein-Ruhr, afdeling Qualitätssicherung [13], overigens in opdracht van KaubitChemie.

Zowel kaubitstrippen als -platen zijn op druk beproeft, in één richting. Bij het hardboard betreft het alleen platen. Het gaat om de volgende typen:

AGN 773 (Standaard materiaal)

strippen	2*10 cm ²	d=2,7mm	(korte duur belasting)
strippen	2*7 cm ²	d=2,7mm	(korte duur belasting)
platen	15*15 cm ²	d=2,7mm	(korte duur + lange duur belasting)

AVP 1192 (Origineel Kaubitan met tweezijdige wapening met polyestervlies)

strippen	2*10 cm ²	d=2,8-3,0mm	(korte duur belasting)
strippen	2*7 cm ²	d=2,9-3,0mm	(korte duur belasting)
platen	15*15 cm ²	d=2,9-3,2mm	(korte duur + lange duur belasting)

KB 71 (Origineel Kaubitan zonder wapening)

strippen	2*10 cm ²	d=2,8-3,0mm	(korte duur belasting)
strippen	2*7 cm ²	d=2,9-3,0mm	(korte duur belasting)

Hardboard (Du: Hartfaserplatte) (aan beide zijden voorzien van een laag origineel Kaubitan)

platen	15*15 cm ²	d=4,2-4,4mm	(korte duur + lange duur belasting)
--------	-----------------------	-------------	-------------------------------------

Voorbeeld hardboard

plaat	21*30 cm ²	d=3,7mm	
-------	-----------------------	---------	--

De kaubitmonsters zijn bevestigd tussen twee betonkuben (B85); de strippen werden tot 63 en 90 kN belast (respectievelijk voor de 2*7- en 2*10-strippen), wat overeenkomt met een spanning van 45 N/mm^2 , met een snelheid van 10 kN/minuut.

De platen werden tot maximaal 1000 kN belast, met een belastingssnelheid van 250 kN/min.

In bijlage G.3 zijn de kracht-vervormingsdiagrammen weergegeven van de vijzelplaten: Kaubit (AGN 773), Kaubit met polyestervlies (AVP 1192) en hardboard.

De grafieken laten zien dat:

- alle materialen tamelijk stijf reageren (afgezien van een relatief slap begintraject)
- de stijfheid toeneemt, naarmate de belasting toeneemt
- er een behoorlijke restdikte overblijft, tenminste 1 mm
- Kaubit met polyestervlies (APV 1192) een stijver gedrag vertoont dan 'kaal' Kaubit (AGN 773), afgezien van het begintraject, waar het juist slapper reageert. Dit laatste wordt door Hochtief toegeschreven aan ingesloten luchtbellens bij de fabricage.

Men kan zich afvragen in hoeverre deze resultaten stroken met de werkelijkheid, aangezien, zoals gezegd, door de aannemer is besloten op triplex over te stappen als voegmateriaal (althans voor de vijzelplaten) daar het Kaubit volledig werd weggeperst en er beton-op-beton contact ontstond.

7.2.2 Proeven door HBW

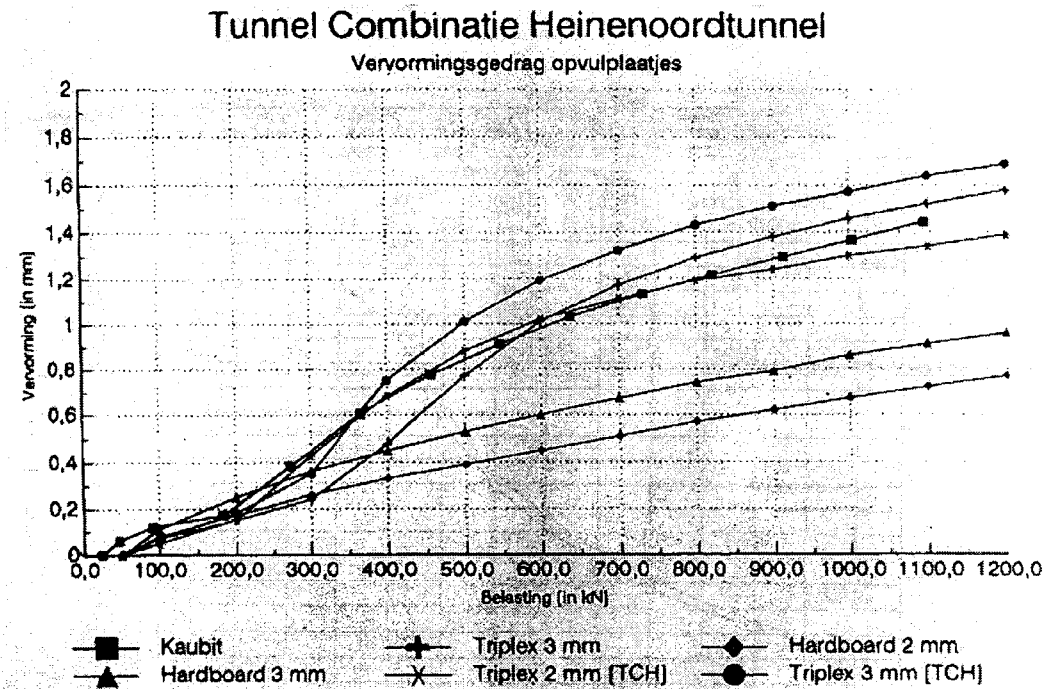
In opdracht van de TCH (TunnelCombinatie Heinenoord) zijn in het HBW Laboratorium in Gouda eveneens proeven uitgevoerd. De onderstaande materialen zijn onderzocht. De afmetingen waren steeds $140 * 150 \text{ mm}$.

- Kaubit 2mm
- Triplex 2mm
- Triplex 3mm
- Triplex 3mm (aangeleverd door bekistingsfabriek)
- Hardboard 2mm
- Hardboard 3mm

De proeven zijn uitgevoerd met behulp van een drukpers, waarbij op het proefstuk een kracht is aangebracht, die traploos verloopt van 0 tot 1200 kN. Dit werd geacht de maximaal optredende vijzelkracht te zijn. In andere literatuur werden echter waarden tot 1700 kN gevonden. De vervormingssnelheid bedroeg $0,8 \text{ mm/minuut}$.

Eveneens is het gedrag onder constante belasting onderzocht. Hiertoe is bij een volgende drukproef de kracht bij 500kN en 1200kN gedurende 1 minuut vastgehouden.

In figuur 7.1 zijn de kracht-vervormingsdiagrammen weergegeven voor de verschillende materialen. In tabel 7.1 zijn de vervormingen weergegeven (in volgorde van afnemende relatieve vervorming).



figuur 7.1: Kracht-vervormingsdiagrammen voegmaterialen (HBW)

Materiaal	Dikte plaatjes (gemiddeld) [mm]	Vervorming plaatjes (gem) [mm]	Relatieve vervorming [%]
Triplex 2mm	1.80	1.35	71.1
Kaubit	2.39	1.47	61.5
Triplex 3mm	2.80	1.68	60.0
Triplex 3mm (Bekisting fabriek)	2.75	1.54	56.0
Hardboard 2mm	2.12	0.77	36.3
Hardboard 3mm	3.19	0.97	30.4

tabel 7.1: Vervormingen voegmaterialen (proeven HBW)

Uit de proeven bleek dat het Kaubit onder constante druk het meest vervormt. Na één minuut vasthouden van de kracht trad nog steeds vervorming op. De vervorming van de triplexplaatjes 3mm is ongeveer de helft in vergelijking met de kaubitplaatjes en hier treedt geen doorgaande vervorming op. De triplexplaatjes 2mm combineren de eigenschappen van een goede vervormbaarheid en geen doorgaande vervorming in de tijd.

Onder andere op basis van deze proeven is besloten de kaubitplaatjes in de Tweede Heinoordtunnel te vervangen door triplexplaatjes.

7.2.3 Proeven door TNO

Door TNO Bouw zijn medio 1997 afschuifproeven op de ringvoeg met zowel Kaubit als triplex als voegmateriaal uitgevoerd [22]. Ook is het gedrag van de nokken op afschuiving onderzocht.

De afmetingen van zowel de kaubitplaatjes als de triplexplaatjes bedroeg 150*150*2mm. Het Kaubit betrof type AGN 773. Voor de configuratie van de voeg is zoveel mogelijk de situatie in de Tweede Heinenoordtunnel nagebootst (zie bijv. figuur 4.4).

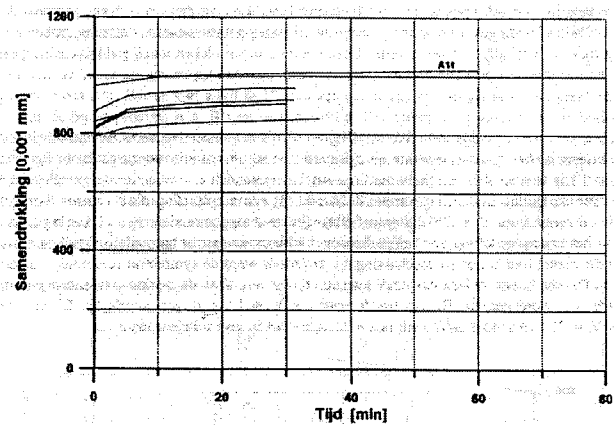
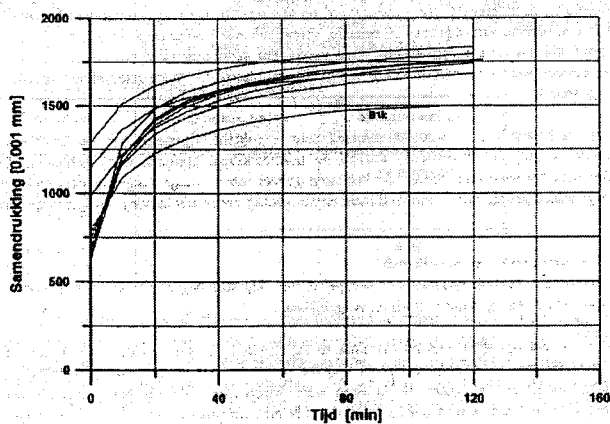
De opzet van de afschuifproeven op de vlakke voegen was als volgt.

Eerst werd een normaaldrukspanning aangebracht van 18 N/mm² op het Kaubit en 34 N/mm² op het triplex. Na aflaten van de normaalspanning tot verschillende niveaus werd de voeg op afschuiving belast.

Bij de nokproeven is zoveel mogelijk de situatie van de Tweede Heinenoordtunnel nagebootst (net als overigens bij de afschuifproeven). Bij één proef is de nok naar binnen verplaatst, bij een tweede naar buiten.

Resultaten

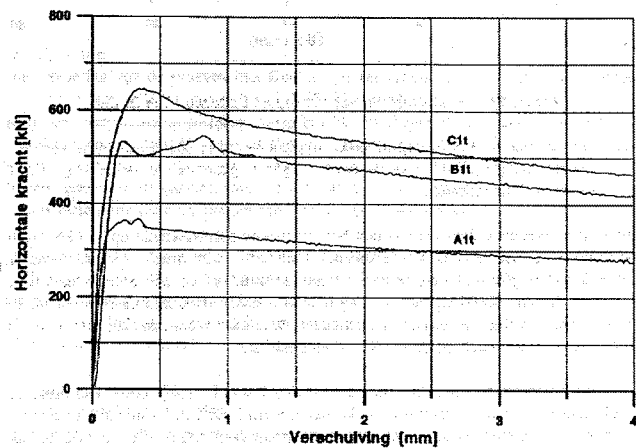
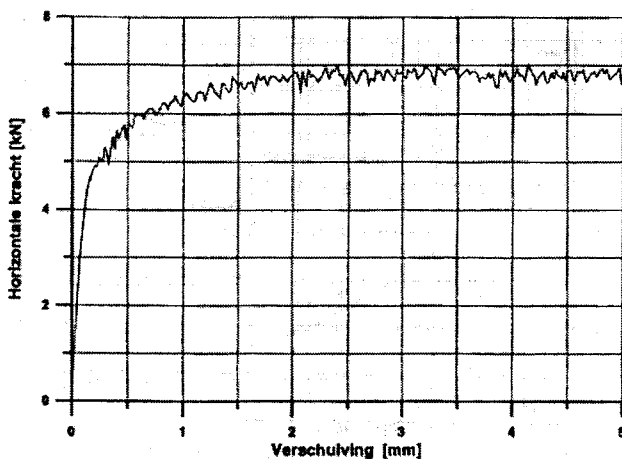
In de figuren 2.37a en b is weergegeven het gedrag van Kaubit resp. triplex onder constante belasting gedurende twee uur resp. 30 minuten. Er zijn meerdere proeven gedaan waarbij de vervormingssnelheid gevarieerd is en er onderscheid gemaakt is tussen kracht- en vervormingsgestuurd. Zie voor details hierover [22].



figuur 7.2a: Samendrukking Kaubit als functie van de tijd

figuur 7.2b: Samendrukking triplex als functie van de tijd

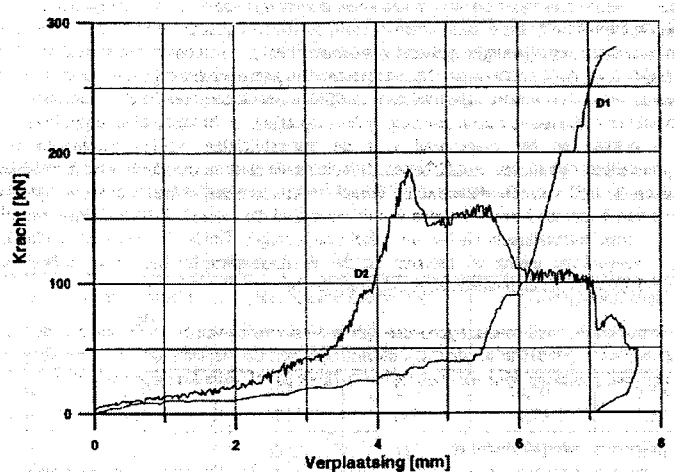
In de figuren 7.2a en b is weergegeven het afschuifgedrag van Kaubit en triplex



figuur 7.3a: Verschuiving in de voeg als functie van horizontale belasting (Kaubit)

figuur 7.3b: Verschuiving in de voeg als functie van horizontale belasting (triplex)

In figuur 7.3b is bij de proeven A, B en C een normaalkracht aangebracht van respectievelijk 260, 520 en 780kN.



In figuur 7.4 is het resultaat van de deuvelproeven grafisch weergegeven. Proef D1 is krachtgestuurd uitgevoerd, proef D2 vervorminggestuurd.

figuur 7.4: Deuvelproeven

Als conclusies kunnen worden genoemd:

- Kaubit onder normaaldrukspanning wordt vrijwel volledig weggeperst; er resteert een dikte van 0,2 à 0,3mm.
- De grootte van de afschuifkracht die kan worden overgebracht, wordt bij de kaubitvoeg zeer sterk bepaald door de vervormingssnelheid en niet zozeer door de normaalkracht.
- De grootte van de afschuifkracht die kan worden overgebracht, wordt bij de triplexvoeg zowel bepaald door de vervormingssnelheid als door de normaalkracht.
- Aan het Kaubit mag geen reële afschuifstijfheid worden toegekend.
- Triplex plaatjes kunnen goed afschuifkrachten overbrengen. De maximaal opneembare schuifkracht bedraagt ca. 0,4 à 0,5 van de normaalkracht op het plaatje. Overigens neemt deze waarde af tot ongeveer 75% bij een verschuiving van 4mm.
- De maximaal optredende afschuifkracht bij de triplexproeven kan redelijk beschreven worden met de relatie: $V_{\max} = 4 * N^{1/3}$ (waarschijnlijker is: $V_{\max} = 4 * N^{2/3}$); de residuele waarde van de afschuifkracht (na 4 mm verschuiving) met de relatie: $V_{\text{res}} = 3 * N^{1/3}$ (waarschijnlijker is: $V_{\text{res}} = 3 * N^{2/3}$).
- De sterkte van de nokverbinding wordt bepaald door de sterkte van de wand van de inkassing; deze bezweek explosief bij belasten op afschuiving tot bezwijken.
- De rekenwaarde voor de sterkte van de nokverbinding bedraagt voor een verplaatsing naar binnen 70kN. Voor een verplaatsing naar buiten is deze waarde 50kN.

7.2.4 Proeven door STUVAtec

7.2.4.1 Inleiding

Zoals reeds vermeld heeft de firma KaubitChemie te Dinklage, Duitsland onderzoeksrapporten over het materiaal Kaubit toegezonden. In het rapport 'Versuche mit

Kaubitplaten' van het bedrijf STUVAtec (Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V.) [25] wordt geconcludeerd dat Kaubit afschuifkrachten op kan nemen in de orde van 50 kN (sterk afhankelijk van temperatuur en hoe de kracht aangebracht wordt: vervormings- of krachtgestuurd). In het rapport van TNO ('Experimenteel onderzoek naar het afschuifgedrag van ringvoegen', dec. 1997) [22] wordt echter melding gemaakt van het feit dat aan Kaubit geen reële afschuifstijfheidseigenschappen mogen worden toegekend. Dit omdat het materiaal reeds voordat de beoogde normaalkracht was aangebracht volledig was weggedrukt en er beton-op-beton contact ontstond.

In het navolgende zal getracht worden een verklaring voor dit verschil te vinden. Eerst wordt het Duitse rapport van STUVAtec besproken en vervolgens worden de testomstandigheden en resultaten vergeleken met die van het TNO-onderzoek. Dit onderzoek is behandeld in de vorige paragraaf.

7.2.4.2 STUVA-rapport: 'Versuche mit Kaubitplatten'

Medio 1997 zijn door de firma STUVAtec te Keulen, in opdracht van KaubitChemie in Dinklage, druk- en afschuifproeven gedaan op het materiaal Kaubit. Beproefd is Kaubit type AGN 773. Doel van het onderzoek was de restdikte en de afschuifweerstand bij verschillende temperaturen te bepalen.

Materialen en afmetingen

Twee verschillende diktes zijn gebruikt nl. 2 mm en 4 mm. De afmetingen van de proefstukken waren steeds 100*100mm².

Er zijn drie verschillende lijmsorten gebruikt om de Kaubitplaatjes op de betonkuben te bevestigen.

Lijmtype A

Dit betreft Kaubitlijm HW21

Lijmtype B

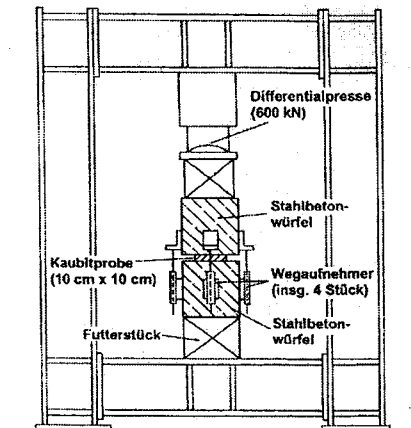
Hier wordt Kautschuk-Bitumen-Emulsion "Original-Kaubitan" mee bedoeld. Deze lijm wordt eerst 12 uur gedroogd, alvorens de kaubitplaat aangebracht wordt.

Lijmtype C

Type C is eveneens "Original-Kaubitan", echter hierbij wordt de kaubitplaat direct in de lijm gelegd, waarna het 12 uur droogt, alvorens de belasting wordt aangebracht.

Beton B45 is toegepast voor de kuben, waar de proefstukken op vast zijn gelijmd (28 dagen-druksterkte van ca. 60 N/mm²).

Drukproeven



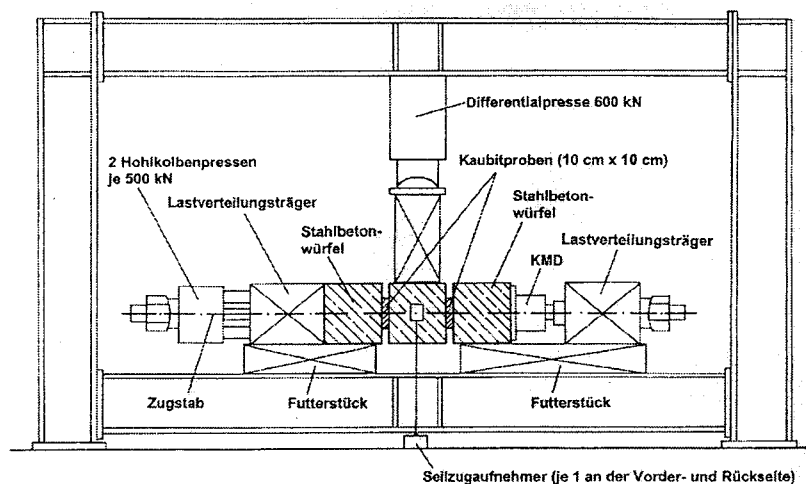
figuur 7.5: Proefopstelling drukproeven

De kaubitplaatjes ($100 \times 100 \text{ mm}^2$) werden centrisc h op de betonkuben ($200 \times 200 \times 200 \text{ mm}^3$) gelijmd, hiervoor werd lijmt ype A gebruikt; vervolgens werd een betonkub e met kaubitplaatje in de proefopstelling geplaatst, waar bovenop een tweede kub e werd geplaatst (zie figuur 7.5). Met behulp van een vijzel werd vervolgens krachtgestuurd, met een snelheid van 10 kN/min , een belasting aangebracht van maximaal 600 kN . Op een oppervlak van $100 \times 100 \text{ mm}^2$ betekent dit een spanning van 60 N/mm^2 . Op een oppervlak van $150 \times 150 \text{ mm}^2$, zoals dat toegepast wordt in de THT, is dat een kracht van 1350 kN . Dit is een aanzienlijk hogere waarde dan wat is aangebracht in de TNO-proeven, nl. 405 kN voor de kaubitproeven en 780 kN voor de triplexproeven.

De proeven zijn uitgevoerd bij temperaturen van respectievelijk $+30^\circ\text{C}$, $+20^\circ\text{C}$, $+10^\circ\text{C}$, 0°C en -10°C .

Afschuifproeven

Hierbij werd aan beide zijkanten van een betonkubus een kaubitplaatje aangebracht. Deze



figuur 7.6: Proefopstelling afschuifproeven

werd in een proefopstelling geplaatst en vervolgens werd aan beide zijden nog een betonkubus aangebracht; op dit geheel werd horizontaal een kracht van 300 kN ($\cong 30 \text{ N/mm}^2$) resp. 700 kN ($\cong 70 \text{ N/mm}^2$) aangebracht (zie figuur 7.6). In eerste instantie heeft men de proeven vervorminggestuurd uitgevoerd, met een

vervormingsnelheid van $0,1 \text{ mm/min}$. Dit op basis van

wat in grondmechanicaproeven gebruikelijk is. Daar echter bij $+30^\circ\text{C}$ de proefkubus onder zijn eigen gewicht al begon te schuiven, werd deze snelheid opgevoerd tot $0,5 \text{ mm/min}$. Na een vervorminggestuurde afschuiving van ca. 15 mm , werden de proeven krachtgestuurd, met 2 kN/min , voortgezet; wederom tot ca. 15 mm afschuiving.

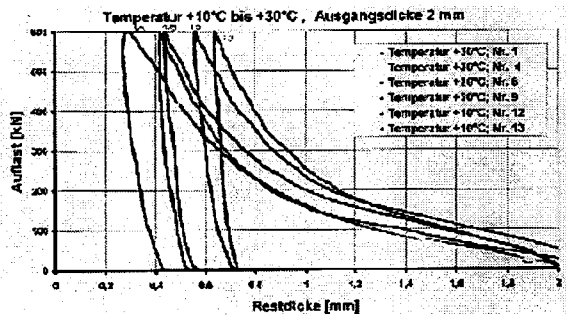
3.2.4 Resultaten drukproeven

Twee grootheden die invloed hebben op de proefresultaten worden behandeld, te weten:

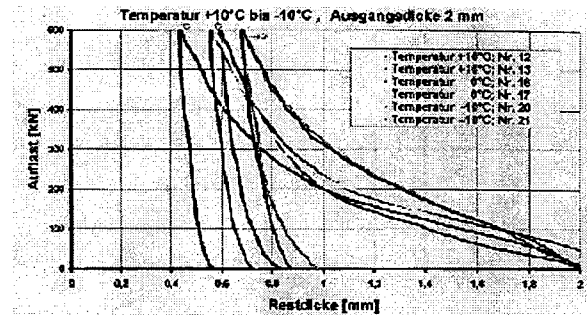
1. Temperatuur
2. Materiaaldikte

1. Temperatuursinvloed

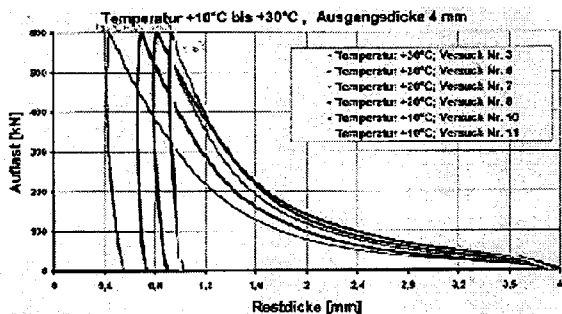
Op de 2 mm dikke kaubitplaten is de invloed van de temperatuur op de restdikte beperkt. Bij een temperatuur van 30°C bedroeg de restdikte 0,3mm; bij -10°C was dit 0,7mm (zie figuren 3.3 en 3.4 [25]).



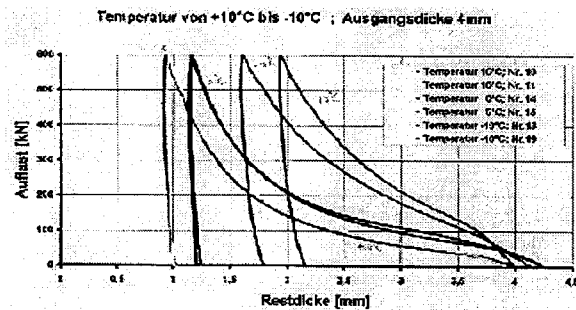
figuur 7.7: Kracht-verplaatsing-diagram Kaubit 2mm, +10°C - +30°C



figuur 7.8: Kracht-verplaatsing-diagram Kaubit 2mm, -10°C - +10°C



figuur 7.9: Kracht-verplaatsing-diagram Kaubit 4mm +10°C - +30°C



figuur 7.10: Kracht-verplaatsing-diagram Kaubit 4mm, -10°C - +10°C

Bij de 4 mm dikke kaubitplaten is deze invloed op de restdikte iets sterker. Bij een temperatuur van 30°C bedroeg de restdikte 0,6mm; bij -10°C was dit 1,8mm (zie figuren 7.9 en 7.10 [25]). Wanneer de restdikte bij +10°C (0,9mm) als uitgangspunt genomen wordt, betekent een verlaging van de temperatuur tot -10°C een verdubbeling van de restdikte; een verhoging tot +30°C betekent 50% minder restdikte.

2. Invloed materiaaldikte

Wanneer gekeken wordt naar de relatieve restdikte, in verhouding tot de initiële dikte, dan is te zien dat de invloed van de materiaaldikte beperkt is. De absolute waarde van de restdikte neemt uiteraard wel toe bij een grotere initiële dikte.

Resultaten afschuifproeven

De eerste ca. 15 mm afschuiving is vervorminggestuurd uitgevoerd, de volgende 15 mm krachtgestuurd. Wederom zijn de proeven gedaan bij temperaturen van -10°C tot +30°C.

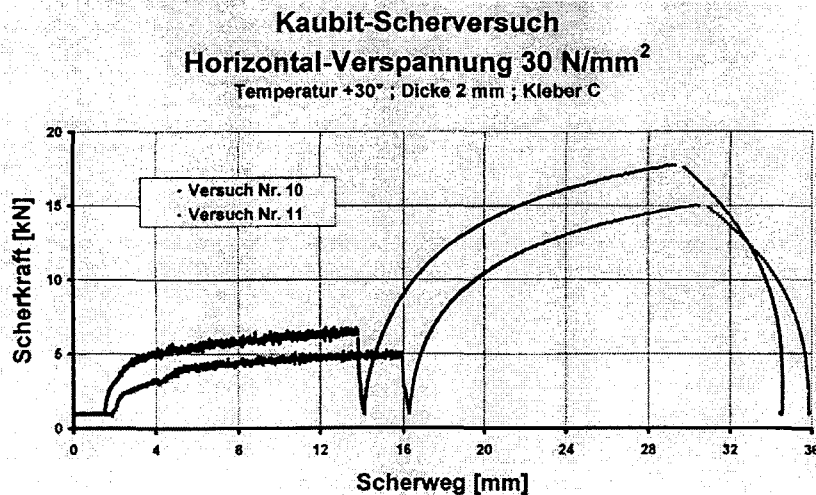
Bij de afschuifproeven worden meerdere invloeden onderscheiden, te weten:

1. Beproevingvorm (kracht-/vervorminggestuurd)

2. Materiaaldikte
3. Lijmsoort
4. Temperatuur
5. Horizontale kracht

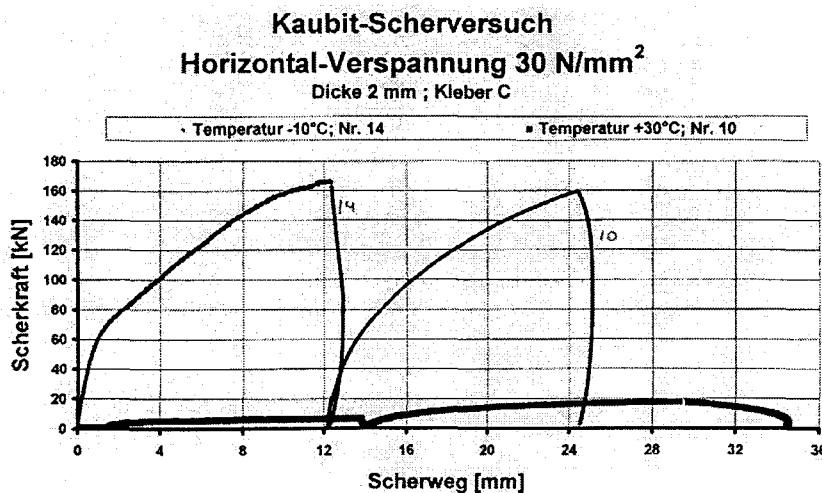
1. Beproevingvorm (kracht-/vervorminggestuurd)

De maximaal opneembare afschuifkracht is vooral bij hogere temperatuur afhankelijk van de vorm van beproeven, d.w.z. vervorming- of krachtgestuurd. Bij vervorminggestuurde proeven werd bij 30°C een maximale afschuifkracht gemeten van ca. 7 kN. Bij krachtsturing was dit ca. 20 kN (zie figuur 7.11 [25]).



figuur 7.11: Kracht-verplaatsingdiagram Kaubit 2mm op afschuiving

Bij -10°C was de maximale afschuifkracht bij beide beproevingsvormen ongeveer gelijk (figuur 7.12 [25]).



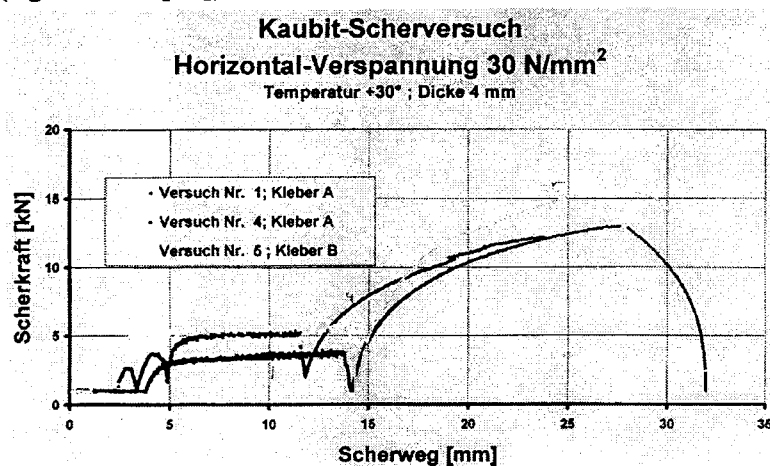
figuur 7.12: Kracht-verplaatsingdiagram Kaubit 2mm op afschuiving

2. Materiaaldikte

De 4 mm kaubitplaten kunnen aanzienlijk minder schuifkracht opnemen dan de 2 mm varianten. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat door de grotere restdikte na compressie tijdens het afschuiven binnenin het materiaal een afschuifvlak kan ontstaan, terwijl bij een zeer kleine restdikte het afschuifvlak zal liggen in de lijmlaag, dus in het contactvlak tussen beton en Kaubit.

3. Lijmsoort

Bij de eerste proeven, waarbij de kaubitplaatjes met lijmsort A (zie hierboven) op het beton waren gelijmd, werd een maximale afschuifkracht van ca. 12 kN gemeten bij 30°C. Werd echter lijmsort B gebruikt, dan kon een ca. 30% hogere afschuifkracht gemeten worden (figuur 7.13 [25]).

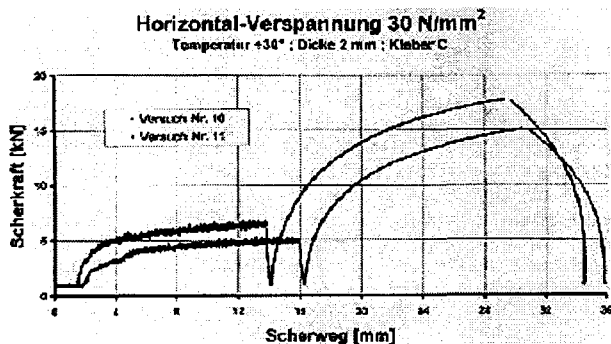


figuur 7.13: Kracht-verplaatsingdiagram Kaubit 4mm, 30°C

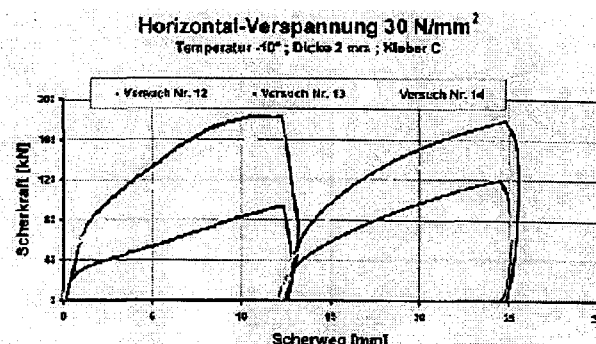
Uit proeven bij KaubitChemie is later gebleken dat lijmtypen C de beste resultaten leverde, d.w.z. hierbij werden de hoogste afschuifkrachten gemeten.

4. Temperatuur

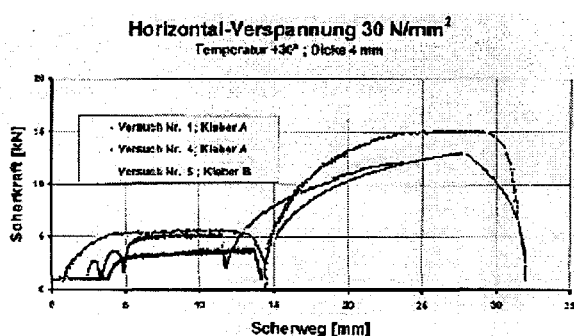
In tegenstelling tot de drukproeven heeft de temperatuur bij de afschuifproeven een zeer grote invloed. Werd bij +30°C bij de 2mm platen een maximale afschuifkracht van zo'n 20 kN gevonden, bij -10°C was dit maximaal 180 kN (figuren 7.14a en 7.14b [25]). Bij de 4mm dikke kaubitplaten waren deze waarden respectievelijk 16 kN en 80 kN (figuren 7.15a en 7.15b [25]).



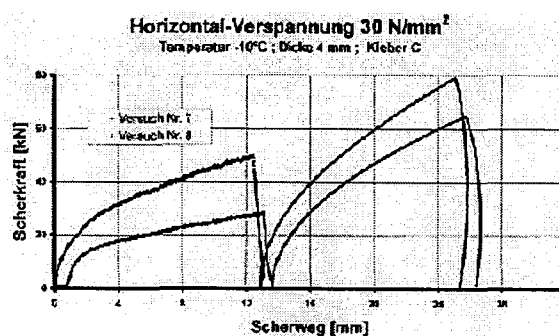
figuur 7.14a: Afschuiving bij +30°C 2mm



figuur 7.14b: Afschuiving bij -10°C 2mm



figuur 7.15a: Afschuiving bij +30°C 4mm



figuur 7.15b: Afschuiving bij -10°C 4mm

5. Horizontale kracht

Een verhoging van de horizontale kracht (kracht waarmee het kaubit wordt samengeperst, alvorens wordt afgeschoven, zie figuur 7.6) van 300 kN (30 N/mm²) naar 700 kN (70 N/mm²) levert slechts een kleine verhoging van ca. 4 kN van de afschuifkracht op.

7.3 Vergelijking TNO-STUVA

Wanneer de resultaten van het onderzoek, verricht door het Duitse STUVAtec [25] vergeleken worden met die van de proeven, die TNO Bouw heeft uitgevoerd [22], vallen een aantal opmerkelijke verschillen op. De restdikte die STUVA vindt, is over het algemeen vele malen groter dan die uit de proeven bij TNO volgden. En ook de afschuifkracht die maximaal overgedragen kan worden is volgens STUVA veel groter dan TNO concludeert in [22]. Om een echte vergelijking te kunnen maken zullen eerst de verschillen en overeenkomsten tussen beide onderzoeken op een rij gezet worden. Vervolgens wordt gekeken welke factoren de verschillen zouden kunnen veroorzaken.

7.3.1 Verschillen in uitkomsten

Temperatuur

Alle proeven bij TNO zijn uitgevoerd bij een temperatuur van ca. **20°C** en een R.V. van 50%. Alleen de waarden van de STUVA-proeven bij 20°C kunnen dus met de TNO-waarden vergeleken worden.

Proefstukafmetingen

Bij STUVA zijn kaubitplaten gebruikt van **100*100 mm²**. De afmetingen van de proefstukken die bij TNO zijn beproefd, bedroegen **150*150 mm²**. Dit zijn ook de afmetingen van de (triplex-) plaatjes die in de Tweede Heinenoordtunnel worden toegepast.

De vraag is of de proefresultaten vergelijkbaar zijn, ondanks dat de afmetingen verschillen.

Na navraag bij TNO Industrie bleek dat voor thermoplastische polymeren (pp, pvc, pe e.d.) en ook voor bitumineuze materialen het effect van veranderende materiaaleigenschappen bij verkleining van het oppervlak (en gelijktijdig de dikte gelijk houden!) verwaarloosbaar is, zeker bij kleine diktes van 2-4 mm. Alleen bij rubbers is er een effect te verwachten; hiervoor

is een vormfactor ingevoerd: $S = \frac{L \cdot B}{2t(L + B)}$ S = vormfactor
 t = dikte
 L = lengte
 B = breedte

Met behulp van grafieken en aan de hand van deze vormfactor kan dan de compressiemodulus van verschillende soorten rubber vastgesteld worden.

Zie ook hoofdstuk 6.7 over materiaaleigenschappen van rubber.

Aangebrachte normaalkracht

De normaalkracht die bij het STUVA-onderzoek aangebracht is, bedraagt 600 kN, dit komt overeen met een spanning van **60 N/mm²** [MPa]. Bij TNO was het aanvankelijk de bedoeling om een normaalkracht van 780 kN (= **34 N/mm²**) aan te brengen, omdat deze waarde overeenkomt met de werkbelasting uit de TBM. Echter reeds bij een normaalkracht van ca. 520 kN spleet de betonkubus. Dit werd geweten aan het feit dat het weggeperste Kaubit horizontale trekspanningen in het beton veroorzaakt. Er is daarom besloten de aan te brengen normaalkracht te verlagen tot 405 kN (= **18 N/mm²**).

Kracht-/vervorminggestuurd

Bij beide onderzoeken is zowel kracht- als vervorminggestuurd beproefd.

Vervormings-/belastingssnelheid

Druk

TNO: krachtgestuurd: 13,5 kN/min = **0,6 N/mm²/min**

STUVA: krachtgestuurd: 10 kN/min = **1,0 N/mm²/min**

Bij STUVA is de kracht van 600 kN in ca. 1 uur aangebracht en daarna is de restdikte gemeten. Doorgaande vervorming in de tijd is niet onderzocht.

Bij het TNO-onderzoek bedraagt de restdikte direct na aanbrengen van de normaalkracht van 405 kN (=18 N/mm²) bij 20°C gemiddeld ca. **0,9 mm** [22]. Echter na 120 minuten vasthouden van deze kracht bedroeg de restdikte gemiddeld nog slechts ca. **0,2 mm**.

Bij het STUVA-onderzoek werd na aanbrengen van een normaalkracht van 600 kN (=60 N/mm²) een waarde gevonden van **0,8 mm**. Zie tabel 3.1. Doorgaande vervorming in de tijd is niet meegenomen.

dikte	temp (°C)	restdikte (mm)	Relatieve restdikte
2	-10	0,7	0,35
2	0	0,6	0,30
2	10	0,6	0,30
2	20	0,5	0,23
2	30	0,3	0,15

dikte	temp (°C)	restdikte (mm)	relatieve restdikte
4	-10	1,8	0,45
4	0	1,2	0,30
4	10	0,9	0,23
4	20	0,8	0,20
4	30	0,6	0,15

tabel 7.2: Gemeten restdikte, STUVA

Afschuiving

Bij het TNO-onderzoek is de invloed van de vervormingssnelheid op het afschuifgedrag onderzocht. Er zijn daarom twee verschillende vervormingssnelheden aangehouden, te weten: **0,05 mm/min** (proeven A-serie) en **0,10 mm/min** (B- en C-serie). Hierbij moet opgemerkt worden dat bij de A-serie proeven de normaalkracht is verlaagd van 405 kN (=18 N/mm²) tot 135 kN (=6 N/mm²), alvorens met afschuiven werd begonnen. Bij een andere proevenserie (C-serie), waarbij een vervormingssnelheid van 0,1 mm/min werd aangehouden, is de normaalkracht constant gehouden.

Maximale afschuifkracht (TNO, 20°C, N=405kN, $\sigma=18$ N/mm², dikte 2mm)

proevenserie	vervormingssnelheid	vervorming-gestuurd	belastingssnelheid	belasting-gestuurd
A	0,05 mm/min	5 kN	gem.ca. 0,2 kN/min	8 kN
C	0,10 mm/min	5 kN	gem.ca. 0,5 kN/min	12 kN

tabel 7.3: Maximale afschuifkracht, TNO

Bij het STUVA-onderzoek is afschuiving niet bij een temperatuur van 20°C beproefd. De resultaten van deze proef bij 30°C zullen daarom vermeld worden, een directe vergelijking is echter niet mogelijk.

Bij STUVA is bij de afschuifproeven een normaalkracht aangebracht van 300 kN (=30 N/mm²) en men is daarna direct begonnen met afschuiven. (Dit wordt niet zo direct in het rapport gezegd, echter niets wijst erop dat men de normaalkracht een bepaalde tijd heeft aangehouden, alvorens af te schuiven.)

Bij het STUVA-onderzoek is aanvankelijk een vervormingssnelheid van **0,1 mm/min** aangehouden, echter later is deze waarde, zoals vermeld, verhoogd tot **0,5 mm/min**.

Maximale afschuifkracht (STUVA, $N=300\text{kN}$, $\sigma=30\text{ N/mm}^2$, dikte 2mm)

temperatuur	vervormingssnelheid	vervorming- gestuurd	belastingssnelheid	belasting- gestuurd
30°C	0,5 mm/min	6 kN	2 kN/min	17 kN

tabel 7.4: Maximale afschuifkracht, STUVA

7.3.2 Verklaringen en conclusie

Een nauwgezette vergelijking van de onderzoeken die gedaan zijn naar het afschuifgedrag van het materiaal Kaubit bij TNO Bouw in Rijswijk enerzijds en STUVAtec in Keulen anderzijds leert het volgende.

De doelen van de twee onderzoeken verschillen. Het onderzoek van STUVAtec is gedaan in opdracht van de fabrikant, KaubitChemie te Dinklage, Duitsland en is bedoeld om het materiaalgedrag (m.n. restdikte en afschuifwaarde) bij verschillende temperaturen te bepalen. Het onderzoek bij TNO Bouw in Rijswijk is uitgevoerd in opdracht van onderzoekscommissie K100 - Praktijkonderzoek Boortunnels, en had tot doel het afschuifgedrag van ringvoegen van gesegmenteerde boortunnels te bepalen. Hierbij is behalve Kaubit ook triplex onderzocht en zijn tevens nokproeven uitgevoerd.

Bij het TNO-onderzoek is geen rekening gehouden met de temperatuurafhankelijkheid van de materiaaleigenschappen. Het STUVA-rapport toonde aan dat bij een lage temperatuur (-10°C) aanzienlijk grotere afschuifkrachten opgenomen kunnen worden. Daar dit echter geen praktische betekenis heeft, is hier in het TNO-rapport (terecht) geen rekening mee gehouden. De verschillen in de waarden voor de maximale afschuifkracht in de beide onderzoeken bij vergelijkbare temperatuur zijn niet groot. De iets hogere waarden, gevonden in het STUVA-onderzoek, worden waarschijnlijk veroorzaakt door de hogere vervormingssnelheid. De afhankelijkheid van de afschuifkracht van de vervormingssnelheid werd ook in het TNO-onderzoek aangetoond.

Ook kan de gebruikte lijmsoort een rol spelen bij de maximaal over te brengen schuifkracht. Deze rol is, althans voor wat Kaubit betreft, beperkt, aangezien de afschuifstijfheid van Kaubit verwaarloosbaar is. Nader onderzoek hiernaar is, in het kader van afschuiving van Kaubit, niet noodzakelijk; een eventueel betere lijm zal geen sterke positieve bijdrage leveren aan de afschuifstijfheid van Kaubit. Dit neemt niet weg dat de toe te passen lijmsoort bij andere voegmaterialen, die een substantiële restdikte overhouden na compressie, (een grotere) invloed kan hebben op de maximale afschuifkracht. Het is daarom aan te bevelen, bij praktijkonderzoek naar het afschuifgedrag van dergelijke voegmaterialen, het gedrag bij toepassing van verschillende lijmsoorten te onderzoeken. In dat kader is het eveneens interessant onderzoek te doen naar de temperatuurafhankelijkheid van de te gebruiken lijmsoort. Dit daar naar aanleiding van het STUVA-onderzoek men zich kan afvragen of de geconstateerde temperatuurafhankelijkheid van de Kaubit-afschuifstijfheid veroorzaakt wordt door het Kaubit zelf of door de toegepaste lijmsoort.

Het grootste verschil echter tussen beide onderzoeken is dat bij het STUVA-onderzoek geen rekening wordt gehouden met tijdsafhankelijke effecten. Hierbij is namelijk direct na het aanbrengen van de normaalkracht de restdikte gemeten en heeft men deze kracht niet gedurende een bepaalde tijd vastgehouden. De gemiddelde waarde voor de restdikte die men

vindt (0,8mm), stemt ongeveer overeen met wat men bij het TNO-onderzoek heeft gevonden (0,9mm, direct na aanbrengen van de normaalkracht. Dit ondanks het feit dat de normaalspanning bij het STUVA-onderzoek aanzienlijk hoger was (60 N/mm^2) dan bij het TNO-onderzoek (18 N/mm^2). Dit verschijnsel zou veroorzaakt kunnen worden door het feit dat in het STUVA-onderzoek de belastingssnelheid hoger was, $1,0 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ tegen $0,6 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ bij TNO. Dit verschijnsel, dat een hogere belastingssnelheid in een grotere stijfheid resulteert, is kenmerkend voor *visco-elastische materialen* en kan inzichtelijk gemaakt worden met rheologische modellen, zie hoofdstuk 10. *Mechanismen en modellen voor gedrag voegmaterialen*.

In het TNO-onderzoek is een reële situatie in een boortunnel nagebootst, waarbij de normaalkracht, na de maximale waarde te hebben bereikt (in dit geval $405 \text{ kN} = 18 \text{ N/mm}^2$), gedurende enige tijd, i.c. 120 minuten, wordt vastgehouden. Na deze 120 minuten bleek de resterende dikte van de 2 millimeter dikke kaubitplaatjes veelal niet groter te zijn dan 0,2 mm.

Concluderend kan gesteld worden dat de resultaten uit het TNO-onderzoek meer realiteitswaarde hebben, omdat in dit onderzoek een meer reële situatie is nagebootst (echte afmetingen vijzelplaten, constante belasting gedurende een bepaalde tijd, reële waarde normaalkracht). Dit in tegenstelling tot het onderzoek van STUVAtec (en ook het andere Duitse onderzoek naar Kaubit, uitgevoerd door Hochtief A.G.[13]), dat is uitgevoerd in opdracht van KaubitChemie en met name de temperatuurafhankelijkheid van de materiaaleigenschappen onderzoekt. Dit STUVA-onderzoek bevestigt slechts dat aan Kaubit geen reële afschuifstijfheidseigenschappen mogen worden toegekend; het gedrag onder compressie, bij verschillende belastingssnelheden en verschillende maximale waarden voor de belasting, wordt niet onderzocht.

De volgende aanbevelingen worden gedaan:

- Er dient onderzocht te worden of de verlaging van de maximaal opneembare afschuifkracht van het Kaubit bij een hogere temperatuur veroorzaakt wordt door de temperatuurafhankelijkheid van de gebruikte lijm of door die van het Kaubit. Dit omdat bij compressie de temperatuur weinig invloed blijkt te hebben, terwijl bij afschuiving, waar de lijm een grote rol kan spelen, deze invloed zeer groot is. Resultaten van dergelijk onderzoek zijn vooral van belang bij het bepalen van de toe te passen lijmsoort bij voegmaterialen, die een restdikte overlaten na compressie.
- Bij afschuifonderzoek van laatstgenoemde voegmaterialen zou het gedrag bij verschillende lijmsoorten, of verschillende manieren van toepassen van de lijm (zie [25]) bekeken moeten worden. Bij een materiaal als Kaubit is dit niet interessant, aangezien de afschuifstijfheid van Kaubit verwaarloosbaar is.
- Het gedrag van Kaubit onder een zeer snelle belasting zou onderzocht moeten worden, aangezien de belasting tijdens de bouw van de tunnel d.m.v. de vijzels van de TBM ook zeer snel (<1 min.) aangebracht wordt. Met name van belang is *wanneer* goed beton-op-beton contact plaatsvindt; is dit nog niet het geval op het moment dat de ringen, waartussen de betreffende voeg zich bevindt, het TBM-schild verlaten, kan dit aanleiding geven tot grote vervormingen, aangezien op dit moment de éne ring de volledige grondbelasting te verwerken krijgt, terwijl de andere ring zich nog binnen het schild bevindt en geen belasting (afgezien van eigen gewicht) ondervindt. Hier komt nog bij dat de ring in het

schild vrijwel niet kan ovaliseren, terwijl de ring net buiten het schild dit wel kan, m.a.w. de ovaliserende ring buiten het schild kan de ring binnen het schild niet 'meenemen', wat aanleiding kan geven tot grote koppelkrachten.

- Tevens is het zinvol het gedrag van Kaubit onder druk te onderzoeken bij verschillende maximale belastingen (eveneens onder snelle compressie en verschillende belastingsnelheden). Met name van belang is het gegeven of bij een hogere maximale belasting *eerder* beton-op-beton-contact ontstaat en zo ja (dit is te verwachten) *hoeveel eerder*.

7.4 Betonnen segmenten

7.4.1 Inleiding

Ten behoeve van de uitvoering van predicties van het gedrag van de Tweede Heinenoordtunnel is experimenteel onderzoek verricht naar het gedrag van de voegen tussen de segmenten [8]. Het doel van de laboratoriumproeven was het volgende.

Het verkrijgen van inzicht in de moment-normaalkracht-hoekverdraaiingskarakteristiek van de ring- en langsvoegen van de tunnelsegmenten, met en zonder bouten, ten behoeve van numeriek onderzoek.

Om namelijk met driedimensionale numerieke modellen de krachtswerking in de tunnelling te kunnen analyseren, is informatie nodig over de relatie tussen het buigende moment en de rotatie ter plaatse van de voegen tussen de elementen. Deze relatie is bepaald bij verschillende normaalkrachtniveau's.

Voor de geometrie en de belastingen is zoveel mogelijk uitgegaan van de gegevens voor de Tweede Heinenoordtunnel.

7.4.2 Belastingen

Voor de belasting in de ring- respectievelijk langsvoegen is uitgegaan van de hieronder staande informatie.

Ringvoeg

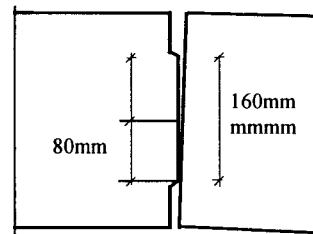
Voornamelijk normaalkracht, veroorzaakt door vijzels; maximale waarde optredend tijdens bouw tunnel: piekbelasting 56.000 kN, bedrijfsbelasting: 35.000 kN.

Voor de piekbelasting levert dit een normaalkracht van 2,2 kN/mm en voor de bedrijfsbelasting 1,4 kN/mm over de lengte van de voeg. Op de nok (*niet* de montagedeuvel) zijn deze belastingen hoger, resp. 2,9 en 1,8 kN/mm, omdat deze over 77% van het voegoppervlak aanwezig is.

De maximale excentriciteit, die de normaalkracht kan hebben bedraagt 80 mm (zie figuur 7.16)

Het maximale buigend moment is dan:

$$2,9 \cdot 80 = 232 \text{ kNm/mm}$$



figuur 7.16: Maximale excentriciteit normaalkracht ringvoeg

Langsvoeg

Maximale normaalkracht: 1,75 kN/mm

Maximale moment bij een oneindig stijve voeg: 110 kNm/mm

De nok is over 93% van de langsvoeg aanwezig, zodat normaalkracht op de voeg 1,9 kN/mm bedraagt.

Maximale excentriciteit: 78 mm; maximaal moment: $1,9 \cdot 78 = 148$ kNm/mm.

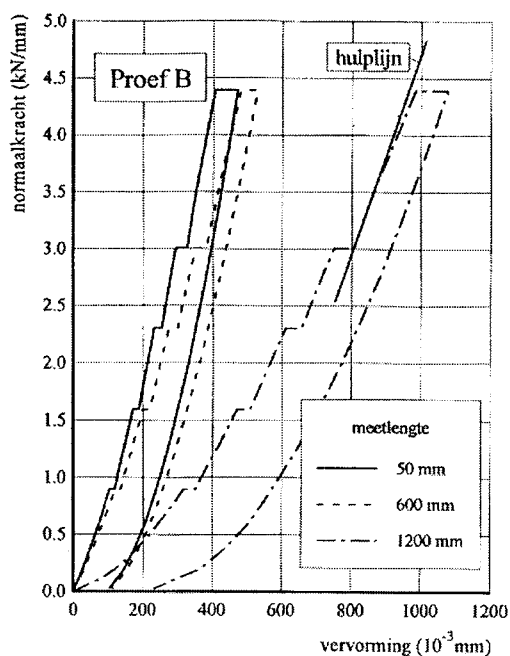
Er is overigens bij de beproeving geen onderscheid gemaakt tussen langs- en dwarsvoeg, omdat er alleen een verschil is in breedte van de nok (156 resp. 160mm).

7.4.3 Proefnemingen

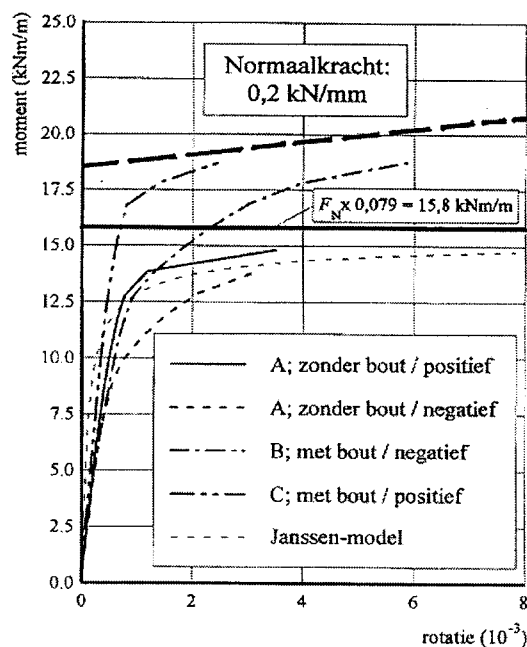
De proefopstelling is zo ontworpen, dat het moment gevarieerd kon worden, terwijl de normaalkracht gelijk gehouden werd.

De moment-hoekverdraaiingsrelaties zijn bepaald voor normaalkrachten in de voeg van 0,2 kN/mm, 0,9 kN/mm, 1,6 kN/mm, 2,3 kN/mm, 3,0 kN/mm en 4,4 kN/mm. Hiernaast zijn nog geregistreerd het normaalkracht-vertormingsgedrag en de boutkrachten.

In de figuren 7.17 en 7.18 zijn resp. aangegeven de gemeten normaalkracht-vertormingsrelatie voor verschillende meetlengten (over de voeg, over halve proefstuk, over hele proefstuk) en de M- ϕ -relatie bij een normaalkrachteniveau van 0,2 kN/mm. Voor een volledig overzicht van de meetresultaten wordt verwezen naar [8].



figuur 7.17: Normaalkracht-vertormingsrelatie voor verschillende meetlengten



figuur 7.18: M- ϕ -relatie bij $F_{norm} = 0,2$ kN/mm

De afwijkende lijn in figuur 7.17 voor de meetlengte van 1200 mm wordt veroorzaakt door het feit dat hierbij de extra vertorming in de voeg tussen proefstuk en belastingplaten is meegenomen.

In figuur 7.18 zijn tevens aangegeven de resultaten van proeven met of zonder bout, met een positieve of negatieve buigingsrichting en het door Janßen [10] voorspelde gedrag.

De belangrijkste conclusies luiden:

- De rotatiestijfheid in de voeg is afhankelijk van de in de voeg aanwezige normaalkracht. Dit is een gevolg van het niet exact aansluiten van de voegvlakken.
- De rotatiestijfheid van de voeg neemt toe met een toename van de normaalkracht.
- De bout heeft een te verwaarlozen invloed op de M - ϕ -relatie. Deze neemt zelfs nog af met een toename van de normaalkracht.
- De M - ϕ -relaties als functie van de normaalkracht kunnen redelijk worden benaderd met het theoretische model van Janßen (zie 3.2 en [10]).
- De sterkte van de voeg is voldoende voor de praktijksituatie bij de optredende normaalkrachten. Dit kan geconcludeerd worden, aangezien de eerste slijpscheur optrad bij een normaalkrachtniveau dat hoger is dan waarschijnlijk in de tunnel op zal treden.

7.4.4 Praktijkproeven messing en groef verbinding

Ten behoeve van de metrolijn Baulos 34 in Essen zijn 1:1 proeven uitgevoerd op messing en groef verbindingen. Een in de lengte gehalveerd segment is hierbij opgelegd op twee aangrenzende ringvoegen, waarbij voor de overdracht van de koppelkrachten per ringvoeg twee koppelstrippen waren geplaatst. Drie verschillend gewapende proefstukken zijn beschouwd; gewapend beton, staalvezelbeton en een combinatie hiervan. De proeven werden vervormingsgestuurd uitgevoerd, met een vervormingssnelheid van 0,2 mm/min, tot bezwijken van de vertanding.

Voor de proefstukken uit gewapend beton en staalvezelbeton volgde een koppelstijfheid van 35 kN/mm met een vervorming bij bezwijken van 5mm. Het proefstuk dat gewapend was met zowel betonstaal als staalvezels vertoonde een koppelstijfheid van 40 kN/mm en een vervorming van 7mm bij bezwijken.

8. Alternatieve voegmaterialen

8.1 Inleiding

Bij het zoeken naar alternatieven voor de voegmaterialen Kaubit en triplex zijn verschillende soorten bedrijven en instellingen benaderd. Als eerste zijn enkele Engelse fabrikanten van afdichtingsprofielen en andere specifieke tunneltoebehoren, waar enige documentatie van beschikbaar was, benaderd. Door deze bedrijven zijn suggesties gedaan voor andere bedrijven, o.a. een fabrikant van betonnen tunnelsegmenten. Verder is veelvuldig op internet gezocht naar, in eerste instantie, fabrikanten van tunnelbenodigdheden en later ook naar chemische bedrijven, die mogelijk materialen voor toepassing als voegovergangsmateriaal tussen betonnen tunnelsegmenten zouden kunnen leveren. Hier kwam overigens weinig tot geen reactie op. Dit zou veroorzaakt kunnen worden door het feit dat fabrikanten niet bekend zijn met de toepassing en niet weten of hun materiaal hiervoor geschikt is. Dit is echter uiteraard geen voorwaarde voor het kunnen leveren van een bepaald materiaal. De geschiktheid zal dus eerst onderzocht moeten worden. Een andere verklaring voor het niet reageren kan overigens zijn desinteresse, of het slecht bijhouden van email-/faxberichten.

Verschillende universiteiten in Duitsland zijn benaderd en tevens is er contact geweest met KaubitChemie in Duitsland en TNO Industrie te Delft.

De bedrijven en instellingen, die benaderd zijn, zullen in categorieën ingedeeld worden en per bedrijf zal een korte beschrijving van de activiteiten en tevens hun reactie gegeven worden. In de bijlagen is een compleet overzicht van alle adressen opgenomen.

8.2 Benaderde bedrijven

8.2.1 Fabrikanten van specifieke boortunneltoebehoren

Wm. Johnston & Co Engineers Ltd.

Glasgow, UK

Wm. Johnston & Co Engineers Ltd. is een Schotse fabrikant van allerlei soorten van voeg- en verbindingsmaterialen. Naast o.a. (sealing-)strips, moeren en bouten en pakkingen voor buisleidingen worden ook componenten voor tunnelsegmenten gefabriceerd, waaronder voegmaterialen om krachten tussen segmenten over te brengen. Het betrof hier een bitumineus materiaal. Echter voor technische gegevens werd verwezen naar de afnemer van het materiaal, Charcon Tunnels in Nottinghamshire, UK; fabrikant van betonnen tunnelsegmenten.

Charcon Tunnels

Kirkby in Ashfield, Nottinghamshire, UK

Charcon Tunnels is zoals gezegd fabrikant van betonnen tunnelsegmenten en betreft voegmaterialen voor toepassing in tunnels, die kennelijk tezamen met de segmenten geleverd worden, van zowel Wm. Johnston & Co als van Tunnelling Accessories in East Sussex.

Er zijn bitumen plaatjes toegestuurd waarvan het oppervlak bedekt is met een fijne korrelaag (genaamd: 'fine granule surfaced bitumen felt'), alsmede gegevens van dit (in feite dakbedekkings-) materiaal. Dit betrof overigens alleen gegevens over soortelijke massa en toepassingsvoorschriften. Tevens is nog een monster opgestuurd van een alternatief product, wat zeer sterk lijkt op het hiervoor genoemde materiaal, echter zijn hier geen verdere gegevens van verstrekt.

Tunnelling Accessories

East Sussex, UK

Tunnelling Accessories is de grootste fabrikant van afdichtingen, pakkingen en andere hulpmiddelen voor tunnels. Onder het grote aanbod van materialen bevindt zich ook voegmateriaal dat toegepast wordt tussen segmenten in betonnen tunnellingins. Volgens de verantwoordelijke persoon hier, Dave Morgan, worden in Groot-Brittannië toegepast:

- triplex (evt. voorbehandeld voor de duurzaamheid),
- stokbord, gemaakt van polyethyleen, verkrijgbaar in diktes van 6, 9, 12 en 14mm, dit wordt ook geleverd door de firma Centriforce (of TA betreft het ook hier vandaan).
- bitumineus vilt (vezelversterkt), in diktes van 2-3mm.

Samples (150*150 mm²) van bovengenoemde materialen zijn toegezonden, alsmede krachtverplaatsingsdiagrammen van proeven, die op deze materialen zijn uitgevoerd.

Centriforce

Worcester, UK

Centriforce is een werkmaatschappij van de bedrijven Chisholm Plastics Ltd. en Plastic Recycling Ltd. en levert materialen, vervaardigd uit gerecycled plastic (polyethyleen), voor velerlei toepassingen als vloerbedekkingen en beschermingsplaten voor wanden (bijv. in stallen) en eveneens voor toepassing als voegmateriaal in betonnen boortunnels. Het gaat om de producten Stokbord (Low Density Polyethyleen, ruw oppervlak), Centriboard L (Low Density Polyethyleen, glad oppervlak), Centriboard H (High Density Polyethyleen) en Centriboard P (Polypropyleen).

Overigens is er verwarring over de benaming van de polyethyleenproducten met ruw en glad oppervlak. In de brochure van Centriforce wordt gesproken over zowel Stokbord met ruw/bewerkt oppervlak als met glad oppervlak en Centriboard met een glad oppervlak. Het monster, dat Tunnelling Accessories opstuurde, was Stokbord met glad oppervlak.

Er werd de belofte gedaan om samples en technische gegevens op te sturen. Later is men hier kennelijk op terug gekomen en heeft men een brief gestuurd met de melding dat ze in Nederland een dealer hebben, die Stokbord en Centriboard kan leveren, nl. RET in Utrecht.

RET Utrecht

Dit bedrijf is importeur van hout- en plaatmateriaal, wand-/vloersystemen e.d. en ook van het Engelse Stokbord en Centriboard.

In eerste instantie werd een Engelse folder van de firma Centriforce opgestuurd waar geen nieuwe informatie in stond. Na wederom contact gezocht te hebben, werden twee monsters en enkele technische gegevens toegezonden van de materialen Agraform en Agraplast. Agraform

komt overeen met Stokbord. Agraplast moet het genoemde Centriboard zijn. Beide producten, zijn gemaakt van gerecycled polyethyleen.

De benaming doet overigens vermoeden dat het materiaal in Nederland hoofdzakelijk voor de land- en tuinbouw gebruikt wordt.

VIP-Heinke GPS

Huntingdon, UK

VIP-Heinke GPS is de in Engeland gevestigde fabrikant van waterafdichtingsprofielen voor betonnen tunnelsegmenten, de zogenaamde Tunnel Segment Gaskets. Het bedrijf is gespecialiseerd in voegafdichtingsmaterialen en andere toepassingen met elastomeren. Voor materialen om krachten over te brengen tussen segmenten werd verwezen naar Tunnelling Accessories.

KaubitChemie GmbH & Co KG

Dinklage, Duitsland

Zoals bekend is de firma KaubitChemie de fabrikant van het materiaal Kaubit. Dit materiaal (type AGN 773) wordt toegepast in de Tweede Heinenoordtunnel in de vorm van strips, die over de montagenokken geplaatst worden. In Duitsland worden ook vizelplaten van Kaubit toegepast en (volgens KaubitChemie zelf en de TU Braunschweig) met succes.

Na een telefonisch verzoek werden de volgende Kaubit-onderzoeksrapporten toegezonden:

- Versuche mit Kaubitplatten, STUVAtec, Köln, september 1997
- Kompressionsversuche an Kaubitstreifen und -platten, Hochtief AG, Prüfungsbericht Nr. 85/2/93, mei 1993
- Untersuchung einer Kautschuk-Bitumen-Deckaufstrichmasse auf Emulsionsbasis mit der Bezeichnung "Kaubitan" sowie verschiedener selbstklebender "Kaubit-Dichtungsbahnen", Prüfant für bituminöse Baustoffe und Kunststoffe der Technischen Universität München, Untersuchungsbericht Nr. 3166 a/81, september 1982

Het onderzoek verricht door Hochtief AG is reeds besproken in de literatuurstudie. Het rapport van STUVAtec is echter nieuw en zal later in dit (deel-)rapport behandeld worden.

Op de vraag of ook gewapend Kaubit (bijv. met glasvezel) leverbaar is, werd negatief geantwoord. Er was wel ooit (intern) onderzoek naar gedaan, maar het is nooit op de markt gebracht.

PTC Fastening, Inc.

Hoffman Estates, IL 60194 U. S. A.

PTC Fastening, Inc. is een Amerikaans bedrijf dat nylon verbindingstukken en bouten produceert voor toepassing in betonnen gesegmenteerde tunnellingen. Tevens worden verschillende soorten rubber afdichtingsprofielen voor zowel verkeer- als spoorwegtunnels gemaakt. Bovendien wordt gespecialiseerde betonboor-equipment gemaakt.

De verantwoordelijke persoon voor nieuwe producten en marktontwikkeling van PTC Fastening, Terry Larson, was zeer enthousiast over het genoemde onderzoek aan de TU Delft

naar voegmaterialen. Hij was bereid documentatie te sturen over voegsystemen in Amerikaanse tunnels en ook zouden er samples van materialen toegestuurd worden. Materialen zijn onderweg. Na een telefoontje (19-1-1998) bleek dat de materialen nog verstuurd moesten worden. Nog niets ontvangen.

Pacific Boring, Inc.

Horizontal Drilling & Pipe Jacking Experts
Caruthers, Ca 93609, USA

Pacific Boring, Inc. opereert hoofdzakelijk in het westen van de Verenigde Staten en is sinds 1982 actief in sleufloze technieken en pipejacking. Er is nog geen reactie binnengekomen.

8.2.2 Instituten/instellingen

Technische Universität Braunschweig

Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Braunschweig, Duitsland
Prof. Dr.-Ing. Walter Rodatz

Professor Rodatz heeft een fax gestuurd waarin hij vermeldt dat als voegovergangsmateriaal worden toegepast hardboard, triplex en Kaubitstrippen. Bijgevoegd zijn kopieën uit het 'Taschenbuch für den Tunnelbau 1997'.

Technische Universität München

Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
Lehrstuhl für Tunnelbau und Baubetriebslehre
München, Duitsland
Prof. Dr.-Ing. Hans-Jürgen Bösch

Geen reactie.

Technische Universität München

Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen
Lehrstuhl für Baustoffkunde
Prüfamt für bituminöse Baustoffe und Kunststoffe
Abteilung Kunststoffe und Beton mit Kunststoffen sowie Abdichtungen
Dipl.-Ing. (FH) J. Strencioch

Nog geen reactie.

Ruhr-Universität Bochum

Bochum, Duitsland
Dr. Josef König

Het (email-)adres van Dr. König werd gevonden bij lezing, op internet, van een persbericht van genoemde universiteit over de tunnel onder de Elbe (grootste slurryschild ter wereld).

Geen reactie.

Fachschule für Technik in Troisdorf

Vakgebieden:

- Kunststof- en rubbertechniek
- Machineteknik (zwaartepunt ontwikkelingstechniek)

Troisdorf, Duitsland

Van deze vakschool nog geen reactie.

TNO Industrie

Delft

ir.J.Breen

Na telefonisch contact met de heer Breen van TNO Industrie zijn een aantal tabellen uit het Kunststof en Rubber Jaarboek 1997 toegezonden. Hierin veel informatie over o.a. dichtheid, maximale en minimale gebruikstemperatuur, thermische uitzettingcoëfficiënt, druk- en treksterkte en bestandheid tegen chemicaliën van een groot aantal thermoplasten en rubbers. Zie hoofdstukken 5 en 6.

8.2.3 Fabrikanten afdichtingsprofielen

Alwin Höfert - Dichtungstechnik

Hamburg, Duitsland

De firma Höfert fabriceert in Duitsland pakkingen en voegafdichtingsmaterialen, hoofdzakelijk voor buisleidingen. Geen reactie.

Dantec Ltd.

Merseyside, UK

Dantec Limited is een Engelse fabrikant van voegafdichtingsmaterialen, buisleidingen en pakkingen hiervoor. Via een fax liet men weten dat tot hun spijt de gevraagde materialen niet geleverd konden worden.

Capital Rubber & Specialty Company, Inc.

Baton Rouge, LA 70805, USA

Capital Rubber produceert gelijksoortige materialen als Dantec Ltd. Tot op heden nog geen reactie.

J.D.Jones & Co.

Calcutta, India

J.D.Jones maakt eveneens pakkingen, afdichtingstrips en smeermiddelen, hoofdzakelijk voor de chemische industrie. Nog geen reactie.

SICO D. + E. Simon GmbH
Gummi- und Kunststoffwerk
Steinau a.d. Str., Duitsland

De firma Sico fabriceert in Duitsland pakkingen en voegafdichtingsmaterialen.
Email is niet verstuurd (emailadres corrupt?).

HEUTE + COMPANY GmbH + Co.
Radevormwald, Duitsland

Heute & Co. is een fabrikant van o.a. fluorkunststoffen met merknamen als Teflon™, Hostaflon™ en Fluon™. Op internet (<http://home.t-online.de/home/heute/homepage.htm>) staan beschrijvingen en technische gegevens van deze materialen.

De firma heeft gereageerd op de email. Helaas konden ze uit hun productenscala geen geschikt materiaal aanbieden. Volgens hun wordt voor elastische betonverbindingen zacht-PVC toegepast. Als mogelijke fabrikant van een geschikt materiaal werd Dyneon - Gendorf, Duitsland genoemd, die o.a. het zogenaamde 'FLUOREL' en 'THV' produceert.

Dyneon GmbH
Kelsterbach, Duitsland

De Duitse firma Dyneon maakt gelijksoortige producten als HEUTE & Co.
Op de gestuurde fax is nog geen reactie gekomen.

PLASCHNA & Co. GmbH & Co.KG
Technischer Großhandel
Plaschna is een groothandel in allerhande afdichtingsmaterialen en pakkingen.

Email is niet verstuurd (emailadres corrupt?).

8.2.4 Aannemers

Philipp Holtzmann AG
-, Duitsland

Fujita Corporation
Tokyo, Japan

Kajima Corporation
Tokyo, Japan

Kumagai Gumi Co., Ltd.
Tokyo, Japan

Maeda Corporation

Tokyo, Japan

Obayashi Corporation

Tokyo, Japan

Taisei Corporation

Tokyo, Japan

Takenaka Corporation

Tokyo, Japan

Tobishima Corporation

Tokyo, Japan

Franki

Brussel, België

Bovenstaande aannemers, hebben nog niet op een fax gereageerd.

8.2.5 Overig

The Tunnel Connection

Internet website met allerlei informatie over tunnelprojecten over de hele wereld en verschillende links naar andere 'tunnelling-sites'.

Er is een email gestuurd naar de onderhouder van deze pagina.

Email terug ontvangen met de suggestie 'RETC proceedings' te proberen. Hier was verder geen informatie over te krijgen. Verder niet achteraan gegaan.

8.3 Mogelijk geschikte materialen en conclusie

Het bleek lastig om informatie los te krijgen over andere materialen dan triplex, Kaubit en Stokbord. Dit laatste materiaal wordt, naar het schijnt, uitsluitend toegepast in Engeland. Uitgebreid onderzoek naar dit materiaal is daar niet verricht. Het lijkt er sterk op dat er vrijwel geen andere materialen gebruikt worden dan de genoemde drie, hoewel het Amerikaanse bedrijf PTC Fastening Inc. een alternatief lijkt te hebben. Hierover wordt, als het goed is, ook nog informatie gestuurd.

Van de binnengekregen informatie was het meest bruikbaar: de gegevens over Kaubit van KaubitChemie en de suggesties van dhr. Breen van TNO Industrie m.b.t. kunststoffen, die mogelijk goed geschikt zijn, maar waarvan geen (bekende) toepassingen zijn als voegmaterialen in gesegmenteerde boortunnels. (Zie hoofdstukken 10 en 11.) Ook de

gegevens van Tunnelling Accessories - er zijn samples gestuurd en kracht-
 vervormingdiagrammen van drukproeven - waren goed bruikbaar.

De volgende materialen zijn dus naar voren gekomen tijdens het onderzoek naar in de praktijk
 toegepaste materialen en andere mogelijk geschikte materialen:

- Kaubit, AGN 773 (KaubitChemie)
- Triplex (Tunnelling Accessories, TCH e.a.)
- Stokbord (Tunnelling Accessories, Centriforce Ltd./ RET Utrecht)
- Bitumineus vilt (Tunnelling Accessories, Charcon Tunnels)
- Rubber (evt. via Trelleborg Bakker)
- (Hardere) kunststoffen (Shell, Akzo etc.):

Naam	Voluit	druksterkte N/mm ²	treksterkte N/mm ²	E-mod. trek N/mm ²	dichtheid kg/m ³
PVC hard	Polyvinylchloride	onbekend	55-70	2800-3300	13.9
PP 30% glas	Polypropyleen	onbekend	40-70	1100-1600	11.4
PS	Polystyreen	100	45-60	3000-3500	10.5
PC	Polycarbonaat	80	60	2000-2500	12
PA	Polyamide (nylon)	100-140	60-85	1800-3000	14
	Elastomeren (ge vulkaniseerde rubbers)	onbekend	10-30		
	Polyesters				

tabel 8.1: Mogelijk geschikt voegmateriaal

9. Eisen aan voegmaterialen

9.1 Inleiding

Voor voegmaterialen in gesegmenteerde betonnen boortunnels, die dienen om de krachten uit de TBM en de koppelkrachten over te brengen, zijn geen voorschriften. Er zijn geen eisen opgesteld waar het materiaal aan moet voldoen. In de praktijk is gebleken dat de materialen, die nu gebruikt worden (Kaubit, triplex en ook Stokbord (UK)), het beste voldoen. Dit is echter nooit in rekenmodellen aangetoond. Om zinvolle eisen aan (bijvoorbeeld) een voegmateriaal te kunnen stellen, dienen vanaf een hoog abstractieniveau duidelijke eisen gesteld te worden ten aanzien van wat men wil bereiken. Dit kan verduidelijkt worden met een voorbeeld.

9.2 Voorbeeld: algemene eisen → specifieke eisen

Gesteld dat er behoefte is aan een snelle (auto-/trein-)verbinding tussen A en B, echter tussen A en B ligt een barrière, bijv. een rivier:

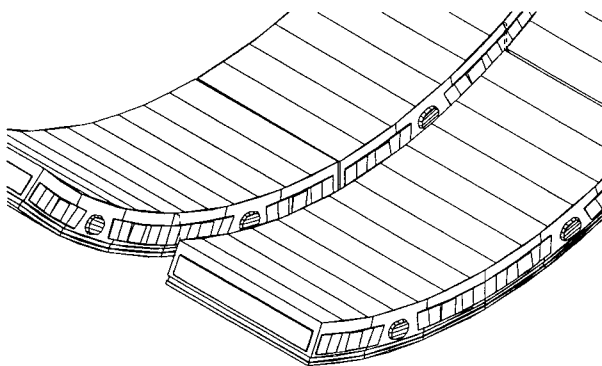
Eis van het hoogste abstractieniveau: er dient een vaste oeververbinding te komen tussen A en B.

Wanneer na allerlei afwegingsprocedures besloten wordt een tunnel aan te leggen, kunnen de eisen geformuleerd worden waaraan deze tunnel moet voldoen.

Bijv. :

- een bepaald profiel van vrije ruimte
- maximale hellingshoeken
- waterdichtheid
- enz.

Via deze eisen kan men dan op een lager abstractieniveau terecht komen bij de eis dat de betonnen segmenten van de tunnel (wanneer dus voor een geboorde, gesegmenteerde en betonnen tunnel gekozen is) niet meer dan 'x mm' mogen verplaatsen ten opzichte van elkaar in een bepaalde richting. Een andere eis kan zijn dat door de grote axiale kracht vanuit de TBM geen schade aan de betonnen segmenten mag ontstaan. Op deze punten komt het voeggedrag in beeld. Zie figuur 9.1.



figuur 9.1 Segmenten Heinenoordtunnel in radiale richting verschoven t.o.v. elkaar (sterk overdreven)

Ten aanzien van de laatste eis (geen schade) kan, een abstractieniveau lager, aan het voegmateriaal de eis gesteld worden dat het onder alle omstandigheden een intermediair moet vormen tussen de segmenten, dat piekspanningen in het beton voorkomt. Het dient daartoe te vervormen, d.w.z. het moet de oneffenheden van het beton uitvlakken. Voor de minimale vervorming kan gesteld worden dat deze ordegrrootte $2 * 0,3\text{mm} = 0,6\text{mm}$ moet bedragen; twee maal de oneffenheid van het

betonoppervlak. Voor de minimale restdikte is geen duidelijke grens aan te geven, vanwege de onduidelijkheid over welke waarde wenselijk is; 0,2 à 0,3mm, d.w.z. beton-op-beton contact (terwijl het materiaal nog steeds piekspanningen voorkomt) of een grotere waarde, zeg: >1,0mm, zodat de krachtsoverdracht discreet ter plaatse van de voegmaterialen plaats vindt. Hierop wordt in het volgende hoofdstuk nader ingegaan.

Een andere eis, die aan het voegmateriaal gesteld kan worden is bijvoorbeeld dat het ervoor dient te zorgen dat de segmenten niet meer dan 'x mm' ten opzichte van elkaar kunnen verplaatsen (in radiale richting).

Hier dient zich echter een probleem aan, want de verschuiving in deze richting is afhankelijk van de optredende koppelkracht, die niet bekend is en bovendien is de afschuifkracht, die het materiaal kan overbrengen afhankelijk van de normaalkracht ten gevolge van de vijzels in de TBM, welke sterk variëren, o.a. met de grondsoort en of er stuurcorrecties worden uitgevoerd. Een dergelijke eis kan dus niet zomaar gesteld worden. Het is daarom de vraag of voegmateriaal alleen wel te allen tijde aan de maximale verplaatsingseis kan voldoen. Het is tenslotte slechts een intermediair tussen twee gladde betonoppervlakken (in het geval van de Tweede Heinoordtunnel).

Mogelijk dat het beter is om voor de opname van de koppelkrachten constructieve deuvets toe te passen. De numerieke analyse zal hier nader inzicht over kunnen verschaffen.

10. Mechanismen en modellen voor gedrag voegmaterialen

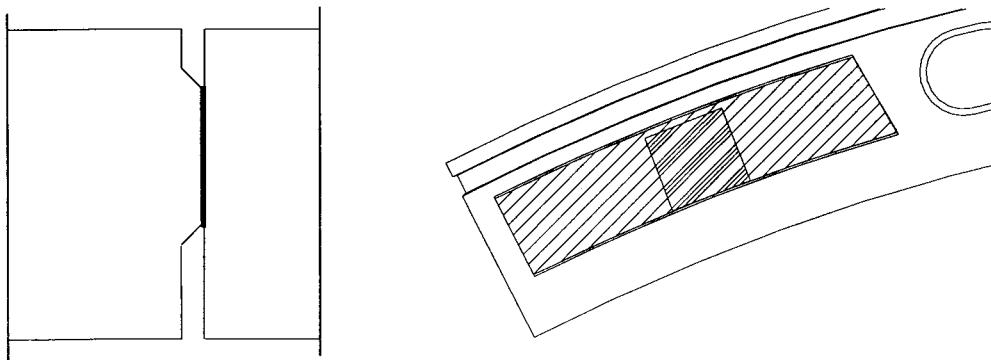
10.1 Inleiding

In dit hoofdstuk zal het gedrag van verschillende soorten voegmaterialen nader bekeken worden.

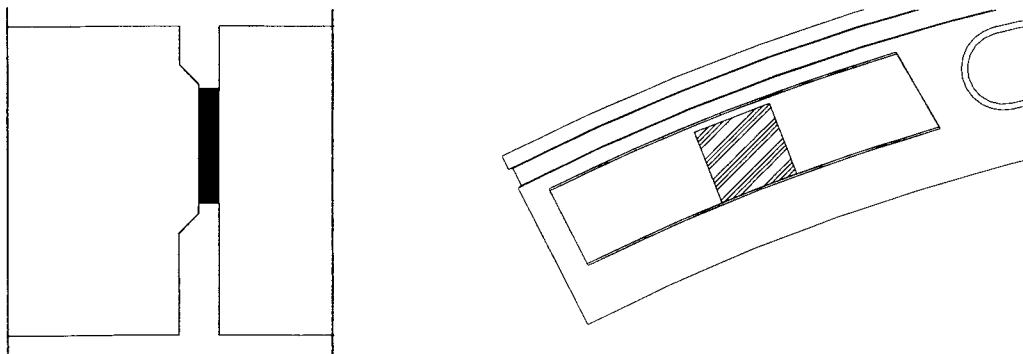
10.2 Mechanismen

Bij het gedrag in de voeg tijdens en na het afzetten van de vijzels zijn er in feite twee mechanismen te onderscheiden:

1. het voegmateriaal vloeit volledig en er ontstaat beton-op-beton-contact, zodat de volledige voeg meewerkt in de krachtsoverdracht. Tussen de betonnen oppervlakken zit voegmateriaal, dat piekspanningen voorkomt. Dit is het geval bij Kaubit (zie figuur 10.1).
2. het voegmateriaal kan de kracht opnemen en vloeit niet, zodat er sprake is van geconcentreerde krachtsoverdracht (normaal- en afschuifkracht) ter plaatse van de vijzelplaten. Dit is het geval bij triplex en andere materialen, die een substantiële restdikte hebben na (langdurige) compressie.

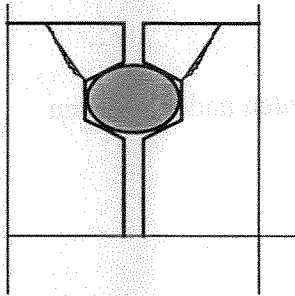


figuur 10.1: Gevloeid voegmateriaal



figuur 10.2: Niet-gevloeid voegmateriaal

Voor het eerste mechanisme is een bitumineus materiaal zeer geschikt voor de genoemde toepassing als vijzelplaat, omdat het materiaal reeds bij een relatief kleine rek vloeit. Dit is in experimenten bij TNO Bouw ook aangetoond.



figuur 10.3: Afspatten van beton a.g.v. te hoge spanning in afdichtingsstrip

Een nadeel van het volledig wegvloeien van het voegmateriaal is overigens dat, doordat de betonnen segmenten op elkaar komen, de spanning op de rubberen afdichtingsstrip te groot kan worden, waardoor de buitenrand van het beton kan afspatten (zie figuur 5.3). Mogelijke oplossingen hiervoor: meer flexibele rubber toepassen, de buitenrand breder dimensioneren.

Het gevaar waar in hoofdstuk 7.3.2 op werd gewezen, namelijk dat op het moment dat de ringen uit de tunnelboormachine komen er nog geen beton-op-beton contact is, doordat het Kaubit nog niet volledig is weggeperst, is waarschijnlijk niet aanwezig, omdat tussen het moment van aanbrengen van (in ieder geval het eerste) segment en het uit de TBM komen van de volledige ring, waar dit segment deel van uit maakt, zeker enkele uren zitten; uit proeven bij TNO [22] bleek dat twee uur na aanbrengen van de normaalkracht het Kaubit volledig was weggeperst.

Voor een product van polyethyleen (bijvoorbeeld Stokbord) geldt een E-modulus van ca. 200 N/mm² (LD, low density) tot ca. 1000 N/mm² (HD, high density). De meeste kunststoffen vloeien bij een rek van zo'n 5%. Bij een kracht van 750 kN zou een dergelijk materiaal een rek van tenminste 17% vertonen ($\frac{F}{x} = \frac{E_c \cdot A}{d}$, x=indrukking, d=2mm, A=150*150mm²), zodat ook dit materiaal zou gaan vloeien. Dit zou met experimenten bevestigd moeten worden.

De treksterkte (over druksterkte is niets bekend) van polyethyleen is slechts 10 N/mm² (LD) tot 20 N/mm² (HD). Ook de sterkte van polypropyleen (ca. 30 N/mm²) is niet groot genoeg om de piekbelasting uit de TBM, resulterend in een spanning op de vijzelplaat van zo'n 60 N/mm², op te kunnen nemen, zonder te vloeien.

Welk mechanisme op zal treden is echter moeilijk te voorspellen. De kracht uit de vijzels wordt zeer snel aangebracht (<1 min.) en of de piekbelasting bereikt wordt, hangt helemaal af van de grond waarin geboord wordt en of er stuurcorrecties worden uitgevoerd. Doordat de belasting snel wordt aangebracht reageert het materiaal relatief stijf (zie hoofdstuk 10.3: Rheologische modellen), zodat het zeer waarschijnlijk niet direct zal gaan vloeien. Polyethyleen vertoont weliswaar een grote kruip, echter na verloop van tijd neemt de axiale kracht af (zie [29,30,31]). Het is dus zeer goed mogelijk dat mechanisme 2 optreedt.

Het zogenaamde bituminous felt, dat in Engeland toegepast wordt, vertoont volgens het kracht-verplaatsingdiagram, verstrekt door TA, een stijf gedrag na een vervorming van ongeveer 0,6 mm en, volgens een mondelinge toelichting van TA, geen grote doorgaande

vervorming (zie hoofdstuk 11.4.4). Een verklaring hiervoor is dat in eerste instantie het bitumen vervormt en daarna de vezels voor het stijve gedrag zorgen. Wanneer inderdaad de vervorming beperkt blijft tot ca. 1,0 mm, en er dus geen beton-op-beton contact optreedt, moet de afschuifstijfheid volledig van het bitumineuze materiaal komen. Aangezien deze stijfheid zeer laag is, afgaande op het onderzoek dat is verricht naar Kaubit [22], zou dit materiaal weinig geschikt zijn voor boortunnels in slappe grond, waar ovalisering van de tunnelbuis een serieus probleem is.

Voor het optreden van mechanisme 2 dient het toe te passen materiaal dus een relatief hoge stijfheid te hebben, zodanig dat de rek beperkt blijft tot ca. 1%.

Voor triplex is aangetoond dat dit mechanisme 2 optreedt [22]. Het bezwaar van triplex is echter de beperkte levensduur.

Factoren, die de duurzaamheid van triplex bepalen zijn:

- dikte van de lagen
- materiaalopbouw (verschillende materialen)
- eigenschappen van de lijm en hoeveelheid lijm

De duurzaamheid kan verhoogd worden door chemische behandeling. Dit kan echter milieuproblemen geven. Voor het gebruik ervan worden aanbevelingen gedaan in [27].

Mechanisme 2 geldt waarschijnlijk ook (afgaande op de waarde voor de E-modulus) voor hard PVC, polypropyleen met 30% glas(vezels), polystyreen en polycarbonaat. Proeven, zoals voorgesteld in hoofdstuk 7.3.2, zullen echter duidelijkheid moeten verschaffen omtrent het werkelijke gedrag.

Zoals gezegd is het overigens onduidelijk welk mechanisme het meest wenselijk is. De maximaal over te brengen schuifkracht is afhankelijk van de normaalspanning op het afschuifvlak en van de oppervlakte van dit afschuifvlak. Dus als, zoals bij Kaubit, de hele ringvoeg mee gaat werken in de krachtsoverdracht, neemt het oppervlak wel toe, maar tegelijk neemt ook de normaalspanning af. Eén en ander dient met een numerieke analyse onderzocht te worden.

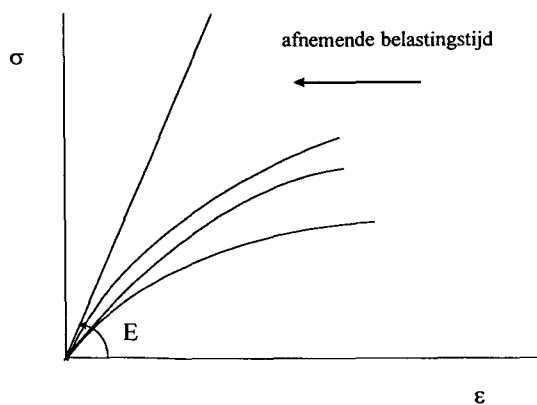
10.3 Rheologische modellen

Voor dit hoofdstuk is gebruik gemaakt van [32] en [33].

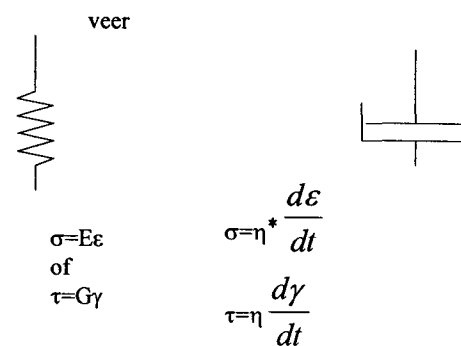
Voor het gedrag van een bepaald materiaal zijn vier variabelen van belang, te weten: belasting, deformatie, tijd en temperatuur. In het geval van belastingen van voegmaterialen in boortunnels is de factor temperatuur minder van belang, aangezien de temperatuur in een tunnel niet spectaculair zal variëren. De andere drie factoren zijn van des te groter belang en vooral de factor tijd is in het kader van onderzoek naar voegmaterialen nog niet veel aandacht aan geschonken. Het is namelijk zo dat bitumineuze mengsels en veel kunststoffen (materialen die in aanmerking komen voor de genoemde toepassing) zich tegelijkertijd visceus-vloeibaar en elastisch kunnen gedragen; ze worden daarom visco-elastisch genoemd. Het gedrag van visco-elastische materialen kan slechts bepaald worden als naast de elasticiteitsmodulus E en de glijdingsmodulus G , de viscositeitscoëfficiënt η bekend is. De

eenheid van viscositeit is $N/m^2 \cdot s$. Ter indicatie: de viscositeit van water is $10^{-3} N/m^2 \cdot s$, die van bitumen bij $0^\circ C$ ca. $3 \cdot 10^8 N/m^2 \cdot s$.

Wanneer op een dergelijk visco-elastisch materiaal een kracht uitgeoefend wordt, kan men dus zowel een elastische als een visceuze responsie verwachten. Dit kan variëren van (vrijwel) volledige terugvering, tot gedeeltelijke terugvering tot (vrijwel) volledige vloeï. Bij een aflopende belastingstijd zal de elasticiteitsmodulus asymptotisch naar een maximum lopen. Bij een dermate korte belastingstijd dat dit maximum bereikt wordt, zal de responsie vrijwel zuiver elastisch zijn; m.a.w. het materiaal heeft geen tijd om te vloeien. Zie figuur 10.4.



figuur 10.4: Toenemende elasticiteitsmodulus bij afnemende belastingstijd (indicatief)



figuur 10.5: Basismodellen voor visco-elastische modellen

De tijdsafhankelijkheid kan ook analytisch zichtbaar gemaakt worden.

Voor de (hoek)deformatie van een ideaal visceus materiaal kan geschreven worden

(zie bijlage J): $\gamma = \frac{\tau \cdot t}{\eta}$

Voor de glijdingsmodulus G geldt: $G = \frac{\tau}{\gamma}$

Voor een visceus materiaal volgt hieruit voor G : $G = \frac{\eta}{t}$

Dat de E-modulus dan ook tijdsafhankelijk is, kan als volgt aangetoond worden:

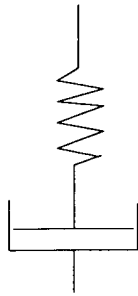
$$E = 2G(1 + \nu) \quad (\text{overigens voor kleine deformaties})$$

Voor rubber en bitumina geldt een ν van 0,5.

Dus: $E = 3G = \frac{3\eta}{t} = \frac{\eta^*}{t}$ (voor zuiver visceuze materialen)

Er bestaan, om het gedrag van visco-elastische materialen te verduidelijken, materiaalmodellen waarin de elastische en de visceuze factor afzonderlijk verwerkt worden. De elastische component wordt voorgesteld door een ideaal elastische spiraalveer. De visceuze component door een zogenaamde 'smoorpot' of 'schokbreker'. Dit is een met een ideaal visceus materiaal gevulde cilinder met een zuiger erin (zie figuur 10.5).

1. Maxwell-model (zie figuur 10.6)



figuur 10.6: Maxwell-model

Hierbij zijn veer en smoorpot in serie geschakeld.
Voor het verband tussen spanning en rek geldt:

$$\text{Veer: } \varepsilon_v = \sigma / E$$

$$\text{Smoorpot: } \dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\eta^*} \text{ ('reksnelheid')}$$

$$\varepsilon_{\text{totaal}}(t) = \varepsilon_v + \varepsilon_s$$

$$\text{oftewel: } \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\varepsilon_v}{dt} + \frac{d\varepsilon_s}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta^*}$$

De tijdsafhankelijke E-modulus kan als volgt

$$\text{geschreven worden: } E_{kr}(t) = \frac{E}{1 + \frac{tE}{3\eta}} \quad [32]$$

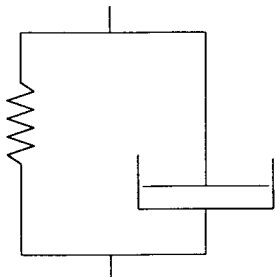
Voor zeer kleine t geldt dus: $E(t) = E$

oftewel zuiver elastische reactie

voor zeer grote t: $E(t) = \frac{3\eta}{t}$

oftewel zuiver visceuze reactie.

2. Kelvin-model (zie figuur 10.7)



figuur 10.7: Kelvin-model

Bij dit model zijn veer en smoorpot parallel geschakeld.

$$\text{Dus: } \sigma_{\text{totaal}} = \sigma = \sigma_v + \sigma_s \text{ en } \varepsilon = \varepsilon_v = \varepsilon_s$$

$$\sigma(t) = E\varepsilon + \eta^* \frac{d\varepsilon}{dt}$$

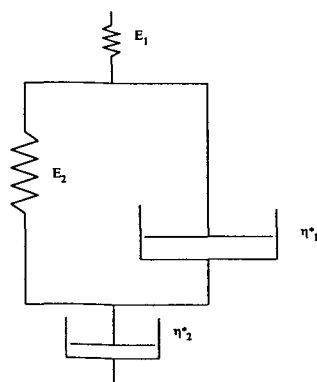
Bij het Kelvinmodel kan de tijdsafhankelijke E-modulus als volgt geschreven worden:

$$E_{kr}(t) = \frac{E}{1 - e^{-\frac{Et}{\eta^*}}} \quad [32]$$

Dit houdt in dat als $t=0$ (zeer kleine belastingtijd) $E_{kr}(t) \rightarrow \infty$. De smoorpot wordt oneindig stijf; er is geen tijd voor vloeï.

Bij grote t ($t \rightarrow \infty$) geldt: $E(t) \rightarrow E$. Alleen de veer werkt dan nog.

3. Burgers-model (zie figuur 10.8)



Het Burgers-model is een combinatie van de twee voorgaande modellen

figuur 10.8: Burgers-model

4. Overige modellen

Hierbij zijn meerdere veren en smoorpotten in verschillende configuraties toegepast.

10.4 Conclusies en aanbevelingen

Welk model toepasbaar is op de verschillende voegmaterialen is op dit moment nog onduidelijk, vanwege onbekendheid met de materiaaleigenschappen en met name het materiaalgedrag (zeker op langere termijn). Wel kan een lichte voorkeur uitgesproken worden voor het Maxwell-model (of een variant hierop) daar bij het Kelvin-model de E-modulus bij zeer kleine belastingtijd naar oneindig gaat en dit niet erg waarschijnlijk geacht wordt voor de onderhavige voegmaterialen. Om preciezer te bepalen welk model geschikt is om het gedrag van een bepaald voegmateriaal te beschrijven, zullen proeven gedaan moeten worden, waarbij nauwkeurig het gedrag onder verschillende belastingsnelheden onderzocht wordt (zoals ook is aanbevolen in hoofdstuk 7) en vooral ook het gedrag tijdens en na ontlasten en onder langdurige belasting (kruipgedrag). Wanneer duidelijk is welk model op een bepaald voegmateriaal van toepassing is, kunnen met behulp van formules, die voor elk model beschikbaar zijn, voorspellingen gedaan worden omtrent het gedrag op korte en lange termijn onder een bepaalde belasting.

Aanbevolen wordt dergelijk onderzoek te laten verrichten door iemand met een materiaalkundige achtergrond en bij voorkeur gespecialiseerd in visco-elastisch materiaalgedrag.

Overigens moet opgemerkt worden dat de belastingen, zoals die in een boortunnel op de voegmaterialen werken, zowel tijdens de bouwphase als tijdens de gebruiksfase (nog) niet nauwkeurig voorspeld kunnen worden. Hiernaar is dus eveneens verder onderzoek noodzakelijk.

11. Stijfheden voegmaterialen

11.1 Inleiding

Om de invloed van de voegmaterialen op de krachtwerking te bepalen, worden met een Eindige Elementenprogramma berekeningen uitgevoerd aan een model waarin de voegmaterialen gemodelleerd zijn.

In zowel DIANA als ANSYS (beide Eindige Elementen programma's) is een 3D-model gemaakt van (een deel van) een boortunnel. Het DIANA-model is door TNO Bouw gemaakt t.b.v. predicties voor de Tweede Heinenoordtunnel [6] en wordt in het kort behandeld in het volgende hoofdstuk. Het ANSYS-model is door Holland Railconsult gemaakt t.b.v. de Botlekspoortunnel.

In DIANA worden de voegovergangsmaterialen tussen de segmenten gemodelleerd met behulp van zogenaamde 'Interface Elements'. In de invoerfile worden onder de tabel 'MATERI' (material properties) de lineaire stijfheden (compressie- en afschuifstijfheid) van het materiaal ingevoerd. De dimensie hierbij is spanning per lengte [N/m^3]. In ANSYS worden andersoortige contactelementen gebruikt om het beton-op-beton contact te modelleren, zie hoofdstuk 13.

Het DIANA-model wordt behandeld omdat het oorspronkelijk de bedoeling was de beoogde berekeningen met dit programma uit te voeren. Vanwege de problemen die ontmoet werden, is besloten het ANSYS-model te gebruiken, mede omdat dit model realistischer is (o.a. vanwege de mee gemodelleerde sluitsteen).

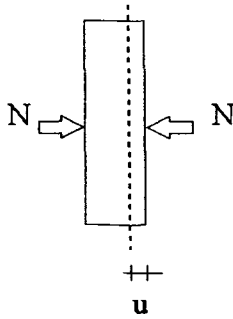
De stijfheden van de voegmaterialen, die in het EEM-model geïmplementeerd dienen te worden, worden bepaald aan de hand van de elasticiteitsmodulus E en glijdingsmodulus G . Echter in het geval van Kaubit is voor het bepalen van de stijfheden uitgegaan van de resultaten (grafieken) van de druk- en afschuifproeven, uitgevoerd door STUVAtec.

11.2 Algemeen

De stijfheid van een materiaal geeft de verhouding weer tussen uitgeoefende kracht en vervorming. Dit kan als volgt genoteerd worden:

$$\begin{bmatrix} N \\ V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u \\ v \end{bmatrix} \quad \text{waarin:} \quad \begin{array}{l} N = \text{normaalkracht} \\ V = \text{dwarskracht} \\ u = \text{verplaatsing in de richting van } N \\ v = \text{verplaatsing in de richting van } V \end{array}$$

De indrukking van een materiaal bij compressie wordt als volgt bepaald (zie figuur 11.1):



$$\text{Voor } u \text{ geldt: } u = \frac{N \cdot d}{EA}$$

$$\text{Hieruit volgt: } N = \frac{EA}{d} \cdot u$$

$$\text{En dus: } K_{11} = \frac{EA}{d}$$

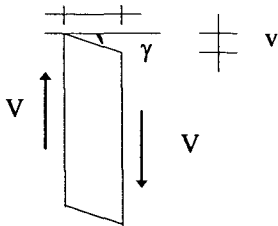
(Wanneer aangenomen wordt dat K_{12} en K_{21} 0 zijn.)

figuur 11.1: Compressie van materiaal

K_{11} is dus te variëren met drie variabelen:

- Elasticiteitsmodulus E (N/m^2)
- Oppervlakte A (m^2)
- Dikte d (m)

Voor de afschuiving geldt (zie figuur 11.2):



figuur 11.2: Afschuiving van materiaal

$$\gamma = \tan \frac{v}{d}$$

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\tau A}{GA} = \frac{V}{GA}$$

$$\text{Voor kleine hoeken geldt: } \tan \gamma = \frac{v}{d} \approx \gamma \Rightarrow \frac{v}{d} = \frac{V}{GA}$$

$$\text{Hieruit volgt: } V = \frac{GA}{d} v$$

$$\text{En dus: } K_{22} = \frac{GA}{d}$$

K_{22} is dus eveneens met drie variabelen te variëren:

- Glijdingsmodulus G (N/m^2)
- Oppervlakte A (m^2)
- Dikte d (m)

In DIANA heten de parameters K_{11} en K_{22} 'D11' en 'D22'; in ANSYS worden de waarden respectievelijk 'KN' en 'KS' genoemd, zie ook hoofdstuk 13.

De dimensie van de parameters D11 en D22 in DIANA is overigens ‘spanning per lengte’ (N/mm³). Deze parameters zijn dus onafhankelijk van de oppervlakte; $D = \frac{E}{d}$.

E-modulus, G-modulus en stijfheid

Het is dus duidelijk dat de toe te passen stijfheden afhankelijk zijn van de elasticiteits-/glijdingsmodulus E, respectievelijk G en de dikte d (en evt. van de oppervlakte A) van het voegmateriaal. In het vorige hoofdstuk is echter besproken dat de E-modulus weer afhankelijk is van de belastingtijd. (Snelle belasting → stijf gedrag, hoge E-modulus). De stijfheid is dientengevolge ook afhankelijk van de belastingtijd. Het probleem is nu dus dat de *E-modulus* onder invloed van de *belastingsnelheid* een bepaald verloop in de tijd vertoont en dat de

stijfheid ($k_n = \frac{E(t)A}{d}$, $k_s = \frac{G(t)A}{d}$) toeneemt (relatief, afgezien van het verloop van E(t)) door de *vervorming* van het materiaal (d neemt af onder compressie).

Het is de vraag of het wel zinvol is een dergelijke stijfheid voor compressie te definiëren, daar de initiële dikte d, waar de stijfheid op gebaseerd wordt, niet meer terugkomt, vanwege het (deels) visceuze karakter van het materiaal en de permanente normaalkracht, die aangebracht wordt. Dit is met name het geval bij een materiaal als Kaubit; bij andere kunststoffen en triplex lijkt de doorgaande vervorming dusdanig klein te zijn dat van een stabiele situatie gesproken kan worden. Bij deze materialen kan het gebruik (in een EEM-pakket) van lineaire stijfheden in interface-elementen wel een voldoende nauwkeurige benadering opleveren. Wanneer in een eindige elementen programma de voegmaterialen als solid elementen worden gemodelleerd, (i.p.v. als interface elementen, zoals nu dus in DIANA en ANSYS) kunnen de ‘echte’ materiaaleigenschappen van het desbetreffende materiaal ingevoerd worden (eventueel verlopend in een gefaseerde berekening) en hoeft niet specifiek een k-waarde opgegeven te worden. Op deze manier kunnen zowel compressie- als afschuivingvervorming van het voegmateriaal zelf bepaald worden. Probleem vormt de *verschuiving* tussen betonnen segment en vizelplaat. Hier zijn weer aparte contactelementen voor nodig tussen het voegmateriaal en de segmenten. In hoofdstuk 13 wordt hier ook op ingegaan.

11.3 Stijfheden in TNO/K100 DIANA-model

De waarden die in de oorspronkelijke berekening zijn aangehouden zijn:
(tussen vierkante haken is de DIANA-syntax weergegeven)

‘dwarsvoegen’ :

compressiestijfheid: $40 \cdot 10^{11}$ N/m³ [D11] = $40 \cdot 10^{-1}$ kN/mm³

afschuifstijfheid: $10 \cdot 10^{10}$ N/m³ [D22] = $10 \cdot 10^{-2}$ kN/mm³

schuifweerstand: ‘friction’: cohesie c [ch] = 25

hoek inwendige wrijving ϕ [tph] = 0,25

dilatatiehoek ψ [tps] = 0,0

De interface-elementen in het DIANA-model hebben de omvang van de betonnen nokken op de Heinenoordsegmenten; er is dus uitgegaan van beton-op-beton contact.

11.4 Stijfheden aantal materialen

11.4.1 Kaubit

De volgende stijfheden zijn afgeleid uit de grafieken van het STUVA-rapport [25].

dikte	temp (°C)	Stijfheid (kN/mm) (druk)		E (N/mm ²) A=10000 N/mm ²	
		1e traject (tot ±150kN)	2e traject (tot 600 kN)	1e traject (tot ±150kN)	2e traject (tot 600 kN)
2	-10	300	1000	60	200
2	0	160	1000	32	200
2	10	170	1000	34	200
2	20	170	1000	34	200
2	30	170	800	34	160
dikte	temp (°C)	Stijfheid (kN/mm) (druk)		E (N/mm ²)	
		1e traject (tot ±150kN)	2e traject (tot 600 kN)	1e traject (tot ±150kN)	2e traject (tot 600 kN)
4	-10	180	450	72	180
4	0	80	600	32	240
4	10	65	650	26	260
4	20	65	500	26	200
4	30	50	500	20	200
dikte	temp (°C)	Afschuifstijfheid (kN/mm)		G (N/mm ²)	
		vervorminggestuurd	krachtgestuurd	vervorming-gestuurd	krachtgestuurd
2	-10	5	5	1	1
2	30	0,2	0,4	0,08	0,08
4	-10	2,5	5	1	2
4	30	0	0,4	0	0,16

tabel 11.1: Stijfheden, E- en G-moduli Kaubit, STUVA

Bovenstaande gegevens, betreffende de van toepassing zijnde E- en G-moduli, zijn bepaald

aan de hand van de formules: $k_c = \frac{EA}{d}$ respectievelijk $k_s = \frac{GA}{d}$

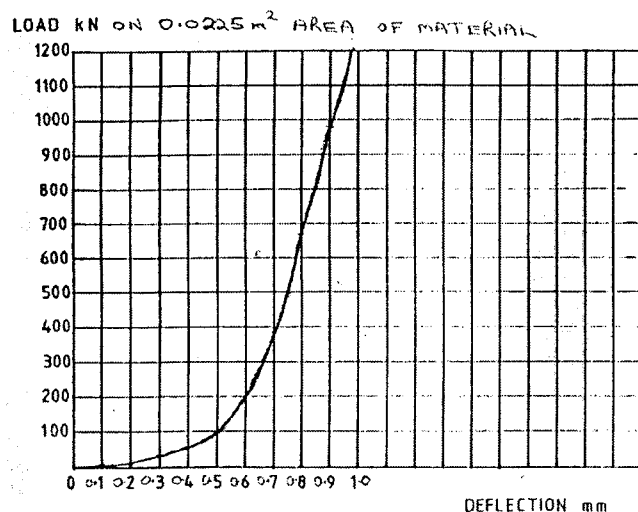
Welke (compressie-)stijfheid aan het Kaubit moet worden toegekend is afhankelijk van in welk stadium het boorproces zich bevindt (tijd-/belastingssnelheidsafhankelijkheid, zie ook hoofdstuk 10). Tijdens en direct na het aanbrengen van de vjzelkrachten gelden mogelijk bovenstaande waarden, die zijn ontleend aan onderzoek, verricht door STUVAtec in Keulen, Duitsland. Echter door de doorgaande vervorming van het materiaal zal op een gegeven moment beton-op-beton contact plaatsvinden. In feite is er dan geen voegmateriaal meer, en wordt de stijfheid geleverd door het omringende beton.

Wellicht ten overvloede wordt vermeld dat uit de resultaten van het STUVA-onderzoek geen gegevens over het Kaubitgedrag in de tijd voortkomen. Deze gegevens zijn echter wel noodzakelijk om het werkelijke gedrag te kunnen beschrijven.

Uit gegevens over bitumen blijkt dat de E-modulus van dit materiaal kan variëren tussen ordegrrootte 0,01 en 1000 N/mm², afhankelijk van belastingstijd, temperatuur en belastinghistorie.

De afschuifstijfheid van het Kaubit zelf is verwaarloosbaar.

11.4.2 Bituminous felt



De firma Tunnelling Accessories heeft op bitumineus vilt drukproeven uitgevoerd (op verzoek van de afnemer), zie figuur 11.3.

figuur 11.3: kracht-ervormingdiagram 'bituminous felt' (TA)

Ook het bitumineuze vilt vertoont, tijdens het aanbrengen van de vijzelkracht, een zeer stijf, elastisch gedrag. Na ca. 0,6 mm is de stijfheid zelfs zo'n 2400 kN/mm. Het is echter te verwachten dat ook dit materiaal, evenals het Kaubit een grote kruip vertoont en zich plastisch zal gaan gedragen. Doordat het materiaal met vezels versterkt is, zal waarschijnlijk wel een significante restdikte overblijven. Welke stijfheid dan in rekening moet worden gebracht is voorsnog onduidelijk.

De afschuifstijfheid van het bitumineuze vilt zal nihil zijn.

11.4.3 Triplex

De stijfheid van het triplex wordt als volgt bepaald. De geschatte E-waarden zijn ontleend aan [27].

E-modulus:

Geschatte E gebruikte houtsoort: 500 N/mm²

Geschatte E gebruikte fineer: 100 N/mm²

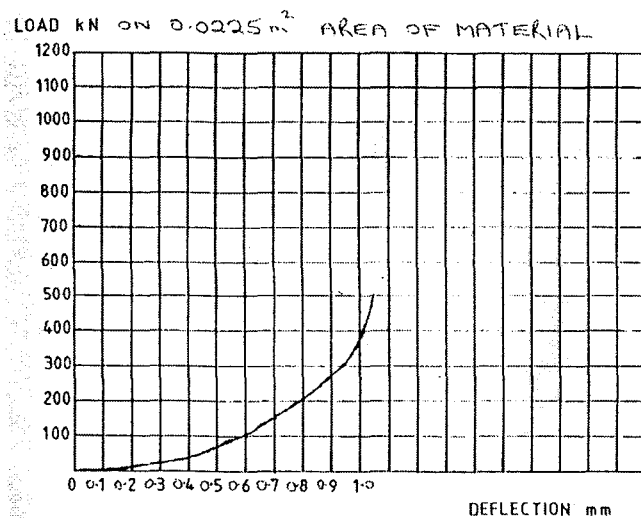
3-laags, t=4 mm; d=1,33 mm per laag

$$E_{eff} = \frac{E_{hout} \cdot d_{hout} + 2 \cdot E_{fineer} \cdot d_{fineer}}{t} = 230 \text{ N/mm}^2$$

Bij een kracht van 1250 kN zou een triplexplaatje van $150 \cdot 150 \cdot 4 \text{ mm}^3$ dan een vervorming hebben van: $\frac{F \cdot l}{E \cdot A} = \frac{1250 \cdot 10^3 \cdot 4}{230 \cdot 150 \cdot 150} = 1,0 \text{ mm}$; de compressiestijfheid is diengevolge:

$$K_n = 1250 \text{ kN/mm} = 1250 \text{ MN/m}$$

Uit een kracht-verplaatsingdiagram van een drukproef op triplex, uitgevoerd door Tunnelling Accessories, (zie figuur 11.4) blijkt een compressiestijfheid van zo'n 500 kN/mm, tot een normaalkracht van ongeveer 300 kN. Hierna neemt de stijfheid toe tot zo'n 2000 kN/mm.



figuur 11.4: kracht-vervormingdiagram triplex (TA)

De afschuifstijfheid kan afgeleid worden uit de resultaten van het TNO-onderzoek naar het afschuifgedrag van ringvoegen [22].

De volgende relatie tussen schuifkracht en verplaatsing wordt gevonden:

$$V = K \cdot v \quad \text{met } K = 1000 \text{ kN/mm} \quad [22]$$

Vanaf een verschuiving van 4 mm is de volgende relatie gevonden:

$$V = 3 \cdot N^{1/3} \quad [22]$$

- K = afschuifstijfheid
- v = verschuiving
- N = normaalkracht

Naar alle waarschijnlijkheid wordt, afgaande op de N-V-grafiek in [22], de volgende formule bedoeld:

$$V = 3 \cdot N^{2/3}$$

Dit betreft een relatie tussen normaalkracht en afschuifkracht *tijdens verschuiven van de voeg*. Het gaat dus niet om een verhouding tussen de afschuifstijfheid en de normaalstijfheid; er

wordt aangenomen dat er geen relatie bestaat tussen normaalkrachtvervorming en afschuifvervorming, zie 11.2.

11.4.4 Stokbord / Centriboard

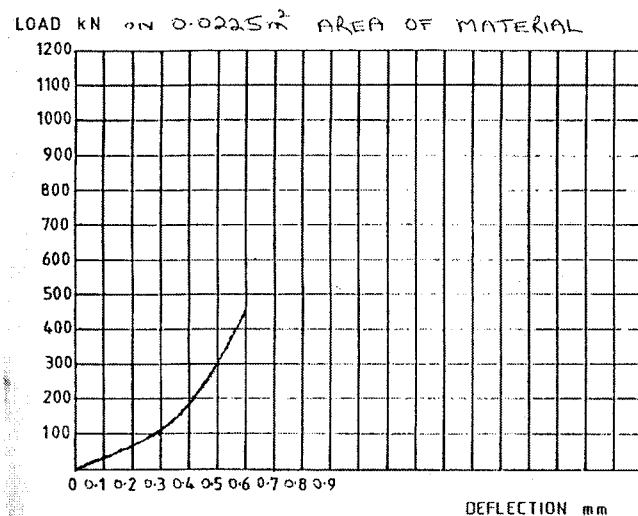
Stokbord heeft een E-modulus van ca. 300 N/mm².

De stijfheid van het materiaal met afmetingen 150*150 mm² bedraagt dan, afhankelijk van de initiële dikte:

$$K_n = \frac{E_c \cdot A}{t}$$

t = 2 mm	$K_n = 3375 \text{ kN/mm}$
t = 3 mm	$K_n = 2250 \text{ kN/mm}$
t = 4 mm	$K_n = 1700 \text{ kN/mm}$

Uit het kracht-verplaatsingdiagram van een drukproef op 3 mm Stokbord (figuur 11.5) valt een stijfheid af te leiden (boven ca. 200 kN) van 1250 kN/mm.



Het is overigens te verwachten dat ook dit polyethyleen-materiaal visco-elastisch gedrag zal vertonen, d.w.z. de E-modulus zal afnemen in de tijd door kruip. Proeven zullen hieromtrent duidelijkheid moeten verschaffen.

De afschuifstijfheid zou als volgt bepaald kunnen worden.

$$k_s = \frac{GA}{d}$$

figuur 11.5: kracht-vervormingdiagram Stokbord (TA)

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Hierin is ν de dwarscontractiecoëfficiënt (verhoudingsgetal van Poisson); deze

waarde is voor kunststoffen 0,4 à 0,5, zodat de G-waarde voor Stokbord zou bedragen $\frac{E}{3} =$

$$100 \text{ N/mm}^2. \text{ Dit houdt een afschuifstijfheid in van } k_s = \frac{GA}{d} = \frac{100 \cdot 22.500}{3} = 750 \text{ kN/mm}.$$

De wrijvingscoëfficiënt μ wordt geschat op 0,3.

11.4.5 Rubber

Voor het bepalen van de stijfheden van rubber is gebruik gemaakt van documentatie van de firma Bakker Trelleborg Rubber BV, waarin ontwerpformules en tabellen met gegevens van standaardproducten zijn te vinden.

De volgende formules zijn overgenomen uit [26].

$$K_n = \frac{P}{i} \quad (\text{enkele laag})$$

waarin: K_n = veerstijfheid rubberoplegging
 P = normaalkracht
 i = indrukking

$$i = \frac{d^3 \sigma}{G \cdot B^2 \cdot R} + \frac{\sigma \cdot d}{C} \quad (\text{enkele laag}) \quad \text{met } C = 1000 \text{ N/mm}^2$$

waarin: d = rubberlaagdikte
 σ = normaalspanning ("vlakedruk")
 G = glijdingsmodulus
 B = breedte oplegging
 C = compressiebiliteitsmodulus
 R = constante

$$R = \left(1 - 0,631 \frac{B}{L} \tanh\left(\frac{L\pi}{2B}\right) \right)$$

$$K_s = \frac{GBL}{d} \quad (\text{enkele laag})$$

K_s = afschuifstijfheid oplegging

Indrukking bij compressie en stijfheden rubber (gebaseerd op bovenstaande formules):

dikte: 2 mm						<u>Compressiestijfheid</u>
P	sigma	indrukking		relatieve indrukking		Kn
25 kN	1,11 N/mm ²	i	0,00 mm	0,16%		7911 kN/mm
405 kN	18,0 N/mm ²	i	0,1 mm	2,6%		7911 kN/mm
780 kN	34,7 N/mm ²	i	0,1 mm	4,9%		7911 kN/mm
1000 kN	44,4 N/mm ²	i	0,1 mm	6,3%		7911 kN/mm
1250 kN	55,6 N/mm ²	i	0,2 mm	7,9%		7911 kN/mm

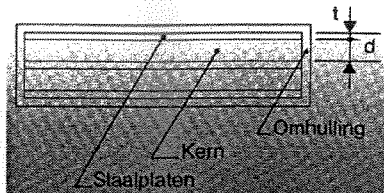
indrukking (mm)	spanning (N/mm ²)						<u>Compressiestijfheid</u>	<u>Afschuifstijfheid</u>
	dikte (mm)	1,11	18,0	34,7	44,4	55,6	Kn (kN/mm)	K _s (kN/mm)
d	2	0,0	0,1	0,1	0,1	0,2	7911	11,3
	3	0,0	0,1	0,2	0,3	0,3	3847	7,5
	4	0,0	0,2	0,4	0,5	0,6	2093	5,6
	6	0,0	0,5	1,0	1,3	1,6	782	3,8
	8	0,1	1,1	2,1	2,8	3,4	363	2,8
	10	0,1	2,1	4,0	5,1	6,4	195	2,3
	12	0,2	3,5	6,7	8,6	10,8	116	1,9

L 150 mm
 B 150 mm

R 0,421 -
 C 1000 N/mm²

G 1 N/mm²

tabel 11.2: Stijfheden rubber (Bakker)



figuur 11.6: standaard rubberoplegging

De stijfheden zijn gebaseerd op een oplegblok / -plaat (zie figuur 11.6) met één laag rubber en waarin opgenomen een staalplaat van 4 à 5 mm. Toepassing van staalplaten is noodzakelijk, daar anders de maximaal toelaatbare spanning op het oplegvlak ca. 5 N/mm² bedraagt.

Voor standaard oplegblokken (voor bijvoorbeeld bruggen) wordt een maximale oplegspanning aangehouden van 20 N/mm². Volgens de firma Trelleborg Bakker (rubberfabrikant) is een spanning van 60 N/mm² niet onmogelijk, echter de afschuifspanning is in zo'n geval maatgevend; deze bedraagt maximaal 1 N/mm². Voor het opnemen van een normaalkracht van 1250 kN en een afschuifkracht van 125 kN (richtwaarde), beide per oplegvlak (THT: 150*150mm² triplex) ≡ ¼ vijzelgroep, is volgens berekening van Trelleborg Bakker een oplegblok benodigd van 800*250 mm², de dikte bedraagt dan zo'n 12 mm (incl. staalplaat). Deze afmeting wordt dus bepaald door de over te brengen afschuifkracht.

Vormfactor

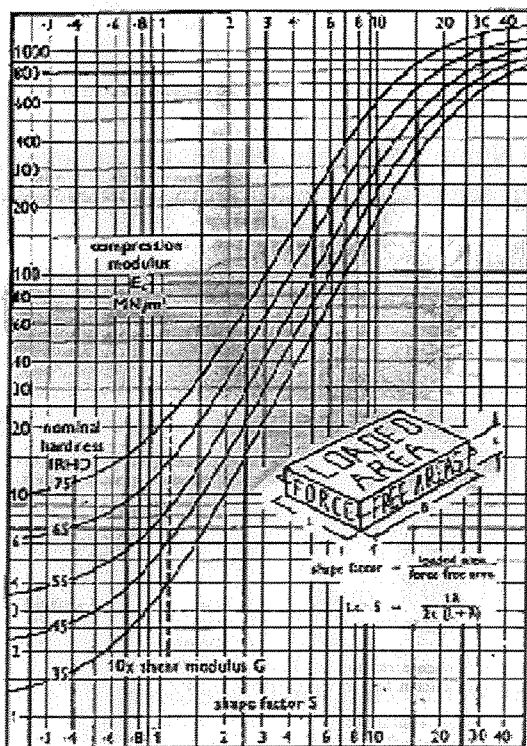
$$S = \frac{L \cdot B}{2t(L + B)}$$

S = vormfactor

t = dikte

L = lengte

B = breedte



figuur 11.7: Vormfactor van rubber bij compressie

Uit de grafiek kunnen E-moduli bij compressie van rubbers van verschillende hardheid bepaald worden.

In tabel 11.3 zijn de compressiemoduli bij verschillende diktes en hardheden gegeven; in tabel 11.4 de stijfheden, die hieruit volgen.

Er is uitgegaan van een oppervlak van 150*150 mm².

dikte	S	E_c (N/mm ²) bij hardheid				
		35	45	55	65	75
2	18,8	450	540	650	800	1000
3	12,5	250	320	400	550	750
4	9,4	160	220	280	400	560
6	6,3	80	110	150	210	330
8	4,7	50	70	90	140	200
10	3,8	33	45	60	95	145
12	3,1	21	30	42	65	100

tabel 11.3: E_c -moduli rubber bij verschillende dikte en hardheid

dikte	S	Kn (kN/mm) bij hardheid					75 gemiddeld	
		35	45	55	65			
2	18,8	5063	6075	7313	9000	11250	7740	
3	12,5	1875	2400	3000	4125	5625	3405	
4	9,4	900	1238	1575	2250	3150	1823	
6	6,3	300	413	563	788	1238	660	
8	4,7	141	197	253	394	563	309	
10	3,8	74	101	135	214	326	170	
12	3,1	39	56	79	122	188	97	

tabel 11.4: Stijfheden rubber bij verschillende dikte en hardheid

Deze waarden komen redelijk overeen met die, die gevonden waren met behulp van de gegevens van firma Trelleborg Bakker.

Voor de wrijvingscoëfficiënt wordt een schatting gemaakt van $\mu = 0,3$.

11.4.6 Hard PVC

De E-modulus van dit materiaal bedraagt ca. 3000 N/mm². Wanneer dezelfde afmetingen als van de kaubitplaatjes aangehouden wordt, resulteert een compressiestijfheid

$$\text{van: } k_c = \frac{E \cdot A}{t} = \frac{3.000 \cdot 22.500}{2} = 33.800 \text{ kN/mm}$$

$$\text{Voor de afschuifstijfheid geldt } k_s = \frac{GA}{d}.$$

$$\text{Voor de glijdingsmodulus: } G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \text{ Bij een dwarscontractiecoëfficiënt } \nu \text{ van } 0,4 \text{ à } 0,5,$$

zou de G-waarde voor hard PVC zou bedragen: $\frac{E}{3} = 1000 \text{ N/mm}^2$. Dit houdt een

$$\text{afschuifstijfheid in van } k_s = \frac{GA}{d} = \frac{1000 \cdot 22.500}{2} = 11.250 \text{ kN/mm}.$$

Over de wrijvingscoëfficiënt is weinig bekend. Hier wordt een μ van 0,2 gekozen.

11.4.7 Polypropyleen met 30% glas(vezels)

Met een E-modulus van ca. 1500 N/mm^2 zou de stijfheid van dit materiaal, bij een dikte van 4 mm uitkomen op $k_n = 8500 \text{ kN/mm}$.

Voor μ wordt een waarde van 0,2 aangenomen.

11.4.8 Polystyreen

De E-modulus en dus de (compressie-) stijfheid is vergelijkbaar met die van hard PVC. Aangenomen wordt dat de wrijvingscoëfficiënt ook overeenkomt.

11.4.9 Polycarbonaat

Polycarbonaat heeft een E-modulus van ca. 2200 N/mm^2 . Bij een dikte van 4 mm en afmetingen van $150 \times 150 \text{ mm}^2$, levert dit een stijfheid van $k_n = 12500 \text{ kN/mm}$.

12. Resultaten (beknopte) DIANA-analyse 3D model Tweede Heinenoord Tunnel

12.1 Inleiding

In het kader van dit afstudeeronderzoek naar het gedrag van voegmaterialen is gebruik gemaakt van het beschikbare 3D-DIANA-model, dat door TNO Bouw is ontwikkeld voor predicties voor de Tweede Heinenoordtunnel. In eerste instantie is de opzet van de invoerfiles bekeken en welke elementen bepaalde segmenten en interfaces bevatten. Hiervan zijn enkele plots gemaakt. Dit met de bedoeling om enige 'feeling' te krijgen met het model. Hierna is getracht de berekeningen, zoals die zijn uitgevoerd door TNO Bouw te reproduceren.

12.2 Invoerfiles

Opbouw model

Onderzoeken van de invoerfiles leverde informatie op omtrent de opbouw van het model en de indeling van de files, benodigd voor de DIANA-berekening. Het model is opgebouwd uit 13719 20-knoops brickelementen [CHX60] en 3248 16-knoops interface elementen [CQ48I]. De betonnen segmenten zelf zijn gemodelleerd met de 20-knoops elementen, de langs- en dwarsvoegen van deze segmenten en de groutlaag zijn apart gemodelleerd met de 16-knoops interface-elementen.

Aldus zijn twee halve ringen (gehalveerd in axiale richting) gemodelleerd (zie ook hoofdstuk 6.2 en [6]).

Belasting

Voor het aanbrengen van een axiale belasting op de twee ringen is op één knoop een kracht in axiale richting gezet en is vervolgens de verplaatsing van die knoop opgelegd aan alle knopen in datzelfde (x-y-)vlak; de axiale richting is de z-richting. Tevens is hydrostatische belasting loodrecht op de lining aangebracht. Verder effectieve grond- en eigen gewicht belasting.

Voegen

Naar de modellering van de groutlaag is verder niet gekeken; wel naar die van de voegen; in het model van TNO [6] wordt ervan uitgegaan dat de gehele (beton)voeg meewerkt in de krachtsoverdracht en als zodanig zijn aan de interface elementen tussen de twee ringen, die gemodelleerd zijn, afmetingen gegeven die ongeveer -passend in het stramien van het elementenmodel- overeenkomen met die van de betonnen nokken (*niet* de montage-deuvels) op de betonsegmenten. De stijfheid die aan deze interface elementen wordt toegekend is van invloed op het voeggedrag van de tunnel. De stijfheid dient een hoge waarde te hebben om het beton-op-beton contact te simuleren. Bij de modellering van voegmateriaal zouden aan de stijfheden waarden toegekend kunnen worden die voor het betreffende voegmateriaal gelden.

Berekeningen (pogingen daartoe)

Bij de berekeningen, die door TNO zijn uitgevoerd ten behoeve van het K100-onderzoek, zijn om praktische redenen de 20-knoops elementen omgezet in 8-knoops elementen (zonder de

oorspronkelijke invoerfiles te wijzigen). De rekentijd en de database-omvang bleven hierdoor binnen de perken. Deze vertaalslag blijkt echter tot op heden niet door derden reproduceerbaar. Rekensessies met de 20-knoops elementen lopen tot nu toe uit op hardware errors en tevens worden negatieve diagonale termen in de stijfheidsmatrix gegenereerd. De TNO-berekeningen blijken zo moeilijk te controleren.

12.3 Nieuw TNO-model

In een nieuw (in ontwikkeling zijnde) model van TNO lijkt één en ander beter te modelleren te zijn. Er is een halve ring gemodelleerd, dit uit symmetrieoverwegingen en met het oog op de rekentijd. Hoe de voegen en vooral de voegmaterialen gemodelleerd zijn, is niet geheel duidelijk. Wel is duidelijk dat het model niet beschikbaar is voor dit afstudeeronderzoek (binnen het tijdsbestek dat hiervoor staat). Er wordt daarom besloten de beoogde berekeningen met ANSYS uit te voeren.

13. ANSYS-berekeningen

13.1 Inleiding

Vanwege de problemen met de DIANA-modellering en het reproduceren van de TNO-uitkomsten wordt besloten om de benodigde berekeningen uit te gaan voeren met het eindige elementen pakket ANSYS. Dit programma is ontwikkeld in de Verenigde Staten en wordt in Nederland gebruikt door een aantal gespecialiseerde ingenieursbureaus, waaronder Holland Railconsult. In ANSYS is een model gemaakt oorspronkelijk voor de Botlekspoortunnel; later zijn in ditzelfde model de uitgangspunten van de HSL-tunnel onder het groene hart geïmplementeerd. Deze uitgangspunten gelden ook in het model dat voor dit afstudeeronderzoek gebruikt wordt. In dit model kan de contactproblematiek realistisch gemodelleerd worden. In het kader van dit onderzoek zijn in dit (dus reeds bestaande) model de parameters gevarieerd die betrekking hebben op de compressie- en de afschuifstijfheid en de wrijvingscoëfficiënt. Tevens zijn enkele kleine aanpassingen aan het model verricht. Eerst zal in dit hoofdstuk een beschrijving worden gegeven van het ANSYS-model, de opbouw, de randvoorwaarden en de belastingen. Ook wordt de contactproblematiek en de modellering hiervan behandeld. In paragraaf 3 van dit hoofdstuk wordt ingegaan op de algemene aanpassingen, die aan het model zijn gedaan en de aanpassingen met betrekking tot de modellering van het voegmateriaal (vijzelplaatjes). Vanwege de duur van de berekeningen (enkele uren) en vanwege het feit dat sommige materialen elkaar in veerstijfheid niet veel ontlopen, wordt besloten niet voor alle, in het vorige hoofdstuk genoemde materialen een analyse uit te voeren, maar voor vier stuks in verschillende configuraties. Hierop wordt in 13.4 ingegaan; ook zullen hier in een grafiek gepresenteerd worden de k_N - en k_S -waarden, uitgezet tegen de E-moduli van de verschillende voegmaterialen. Dit om het gebied aan te geven waarbinnen de berekeningen plaats zullen vinden. In 13.5 zullen de resultaten gepresenteerd worden, waarna in hoofdstuk 13.5 deze resultaten geanalyseerd zullen worden. Tevens worden in deze laatste paragraaf de conclusies vermeld, die uit de analyses getrokken kunnen worden.

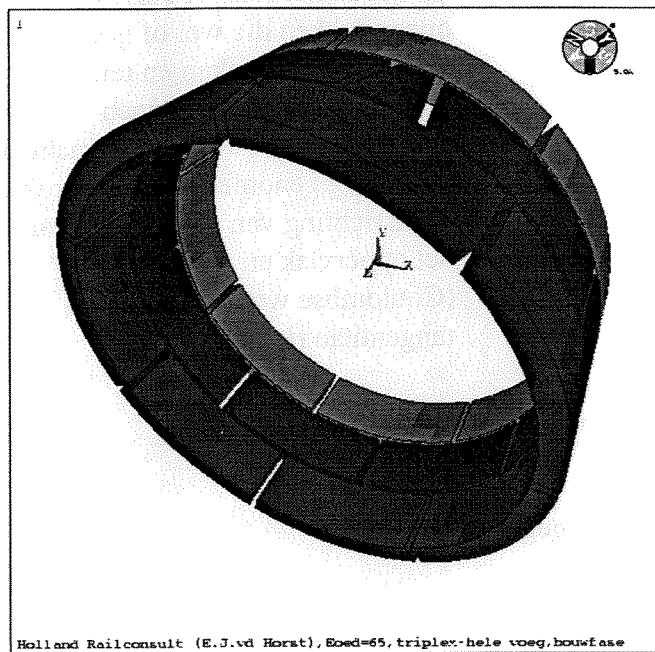
13.2 Beschrijving ANSYS-model

13.2.1 Geometrie

Het model is door Holland Railconsult ontwikkeld ten behoeve van de Botlekspoortunnel en later ook toegepast voor de boortunnel onder het groene hart voor de toekomstige HSL-lijn. De afmetingen, randvoorwaarden en belastingen zijn gebaseerd op het ontwerp voor deze tunnel.

De afmetingen en materiaolgegevens zijn als volgt:

Straal tunnelbuis (uitwendig):	$R = 5,20\text{m}$
Dikte segmenten:	$D = 0,45\text{m}$
Breedte segmenten:	$B = 1,5\text{m}$
Beton B45:	$E_{\text{beton}} = 33.500 \text{ N/mm}^2$



```

MAY 7 1998
12:01:28
PLOT NO. 1
ELEMENTS
TYPE NUM
XV =1
XV =2
EV =2
*DIST=12.484
*ZF =-.065475
*YF =-.36869
*ZF =2.352
CORNE=30
FACE HIDDEN
EDGE

```

Er zijn in dit model, op basis van volume-elementen, drie ringen gemodelleerd, die elk bestaan uit 7 segmenten met een sluitsteen, zie figuur 13.1.

De 5 gelijke segmenten ('A-segmenten') zijn symmetrisch van opzet. Hierdoor staan in z-richting, wanneer de tweede ring een half segment gedraaid wordt, gelijkvormige elementen in elkaars verlengde. Belangrijker is dat dan ook de knopen recht tegenover elkaar staan, zodat

figuur 13.1: 3D-ANSYS model boortunnel

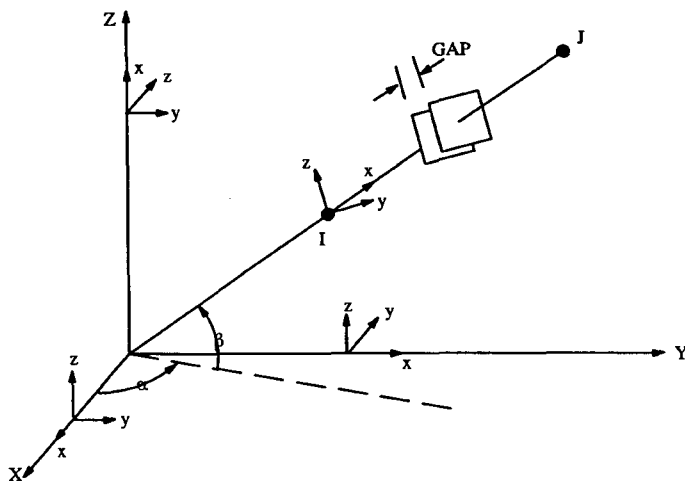
de contactelementen, die tussen de ringen geplaatst worden, in de z-richting georiënteerd staan. De twee segmenten aan weerszijde van de sluitsteen ('B-' en 'C-segment') zijn fijner gemeshed om de spanningen rond de sluitsteen ('K-segment') nauwkeurig te kunnen analyseren. Dit levert een probleem op met de oriëntatie van de contactelementen, wanneer een C-segment in ring 1 en een A-segment in ring 2 gedeeltelijk in elkaars verlengde liggen; voor dit afstudeeronderzoek is dit opgelost, zie paragraaf 13.3.

Voor het modelleren van de betonnen segmenten zijn ANSYS-elementen SOLID45 gebruikt. Dit zijn 8-knoops 3D-elementen. In [4] is geconcludeerd dat deze elementen voldoende nauwkeurige resultaten opleverden t.o.v. 20-knoops SOLID95 elementen (voor het model dat daar werd onderzocht: eveneens betonnen tunnelsegmenten). De rekestijd met deze elementen nam met een factor van ca. 3 toe t.o.v. SOLID45 elementen. Het beton wordt als lineair-elastisch materiaal gemodelleerd. Kruip wordt buiten beschouwing gelaten.

Voor het modelleren van het contact tussen de segmenten in zowel axiale als tangentiële richting is gebruik gemaakt van CONTACT52 elementen (3D point-to-point), zie volgende paragraaf.

13.2.2 Contactproblematiek

Het grootste probleem in de modellering vormt de interactie tussen de segmenten in zowel tangentiële als axiale richting. Voor het modelleren van deze interactie zijn contactelementen, CONTACT52 geheten, gebruikt, zie figuur 13.2.



Dit element (of eigenlijk: een aantal van deze elementen) simuleert het contact tussen twee oppervlakken die wel of geen fysiek contact maken en ten opzichte van elkaar kunnen verschuiven. De volgende krachten kunnen opgenomen worden: druk in de richting van de normaal van het oppervlak en schuifkracht (Coulombse wrijving) in tangentiële richting.

figuur 13.2: CONTACT52 3D Point-to-Point Contact Element

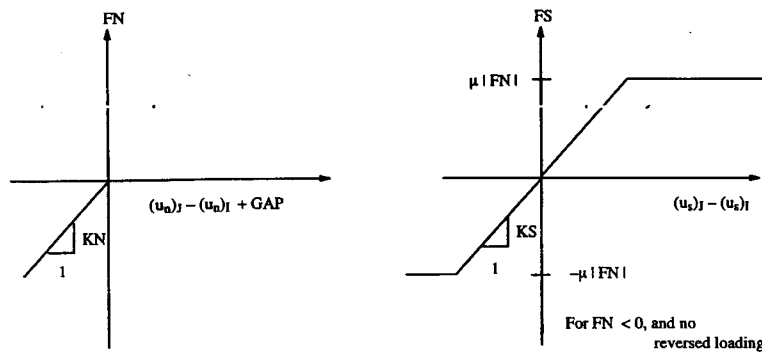
Voor dit element dienen de volgende gegevens opgegeven te worden:

- twee knopen i en j
- normaalstijfheid, KN
- afschuifstijfheid, KS (default gelijk aan KN)
- initiële opening, GAP
- startparameter (om vóór de eerste rekenstap te weten of het element open danwel gesloten is en of element al dan niet glijdt), START
- wrijvingsweerstand μ , MU

Wanneer de normaalkracht negatief is (druk), zijn de oppervlakken in contact en reageert het element als een lineaire veer. Bij trekkrachten wordt het contact verbroken en worden geen krachten overgedragen.

In de tangentiële richting, bij normaaldrukkracht ($FN < 0$) en een absolute waarde van de tangentiële kracht (FS) kleiner dan $\mu |FN|$, blijft het element als het ware 'kleven' en reageert

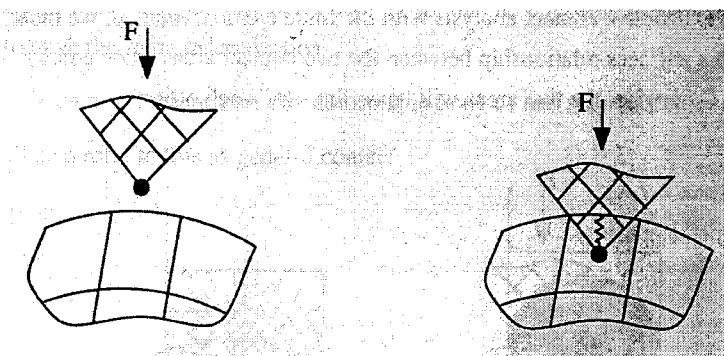
eveneens als lineaire veer (afschuiving). Bij $FS = \mu |FN|$ (en $FN < 0$) treedt verschuiving op, zie figuur 13.3.



figuur 13.3: kracht-ervormingdiagram CONTACT52

Contactelementen worden dus toegepast om contact tussen twee, elkaar rakende oppervlakken te modelleren, omdat anders de volumes 'door elkaar heen' zouden bewegen. Hoewel dus met deze elementen direct contact tussen de oppervlakken (of tussen de knopen die deze oppervlakken beschrijven) wordt gemodelleerd, moet er een fysieke afstand tussen de knopen bestaan, vanwege de oriëntatie van de contactelementen.

De veer die tussen de oppervlakken geplaatst wordt, zal een zekere afstand Δ ingedrukt worden, dusdanig dat evenwicht (convergentie) wordt bereikt; $F = k_N \cdot \Delta$ met k_N als (normaal-)veerstijfheid. Wanneer twee oppervlakken op elkaar komen, is penetratie (buiten de vervormingen van de volume-elementen om) uiteraard ongewenst, dus is een oneindig hoge stijfheid ideaal. Het programma zal dan echter geen evenwicht vinden. De stijfheid moet dus zo geschat worden, dat er niet te veel penetratie ontstaat, door een te lage k -waarde, en er ook geen stabiliteitsproblemen optreden, door een te hoge k -waarde.



figuur 13.4: Schets contactprobleem EEM-modellen

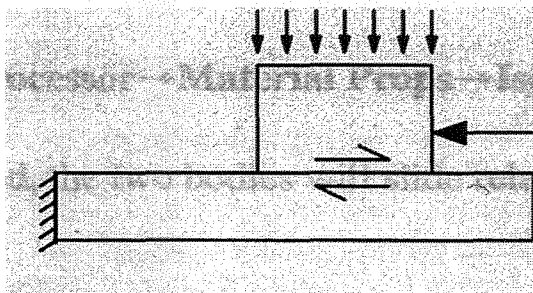
De waarde van k_N wordt in principe gebaseerd op de stijfheden van de oppervlakken die contact maken. In de ANSYS-handleiding wordt een waarde aanbevolen voor solid elementen van $0,1 \cdot E$ tot $10 \cdot E$. Bij beton-op-beton contact, zoals dat in het uitgangsmodel van Holland Railconsult is gemodelleerd, is gekozen voor een k -waarde van $1,0 \cdot E_{\text{beton}}$.

Wanneer echter zich tussen de oppervlakken een interface-materiaal bevindt, zoals bijvoorbeeld triplex of andere materialen tussen betonnen segmenten in boortunnels, waar in dit afstudeeronderzoek dus sprake van is, bieden de contactelementen de (onbedoelde) mogelijkheid om dit materiaal te modelleren met een bepaalde k -waarde, omdat hier 'penetratie' wel gewenst is, namelijk de indrukking van het voegmateriaal. (Dit zou je met een Hollandse uitdrukking 'van de nood een deugd maken' kunnen noemen). Een beperking van deze truc is dat hele stijve voegmaterialen (bijv. staal) niet op deze manier gemodelleerd

kunnen worden, daar anders instabiliteitsproblemen op zouden kunnen treden. Echter voor de te onderzoeken materialen zijn deze problemen niet te verwachten.

Een andere beperking is dat voor de voegmaterialen lineair elastisch gedrag (onder compressie) moet worden aangenomen. Er bestaat wel een mogelijkheid om multi-lineair gedrag te modelleren, waarbij de (normaal-)stijfheid toeneemt bij doorgaande compressie, door meerdere contactelementen over twee knopen heen te leggen, elk met een andere initiële opening (GAP). Hiermee wordt, doordat achtereenvolgens de gaps dichtgedrukt worden, een toenemende stijfheid gesimuleerd (zie ook [4]). Modelling van plastisch of visco-elastisch gedrag (van de voegmaterialen zelf) is op deze manier uitgesloten.

Voor afschuiving geldt een soortgelijk verhaal. Met de contactelementen wordt Coulombse wrijving gemodelleerd. Coulombse wrijving (in een reële fysieke situatie) houdt in dat wanneer twee contact makende oppervlakken onderworpen worden aan een schuifkracht (zie

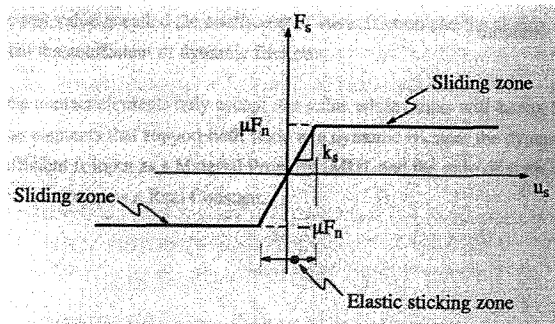


figuur 13.5), er een wrijvingskracht ontstaat tussen de oppervlakken, maar dat er geen verschuiving optreedt totdat de maximale wrijvingskracht ($\mu \cdot F_N$) wordt overschreden. Hierna treedt verschuiving op met deze maximale wrijvingskracht.

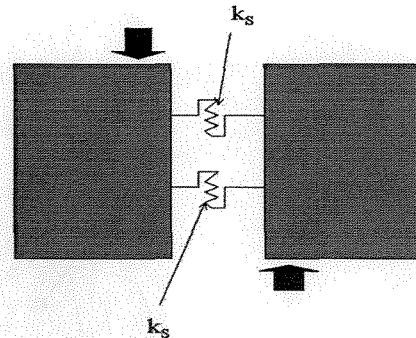
Het gebied tot aan de verschuiving wordt de 'sticking zone' (NL: 'kleefzone') genoemd. Hier wordt dus een kracht aangebracht terwijl de verplaatsing nul blijft; dit vereist een veer met een

figuur 13.5: Schuifkracht tussen twee oppervlakken

oneindig grote stijfheid. Tenminste, wanneer je dit gedrag met een veer wilt nabootsen, wat dus het geval is bij CONTACT52 (en andere elementen als CONTACT12, CONTACT48, CONTACT49). De zogenaamde kleefzone



figuur 13.6: 'Kleef-' en 'glijzones'



figuur 13.7: Modelling 'kleefzone'

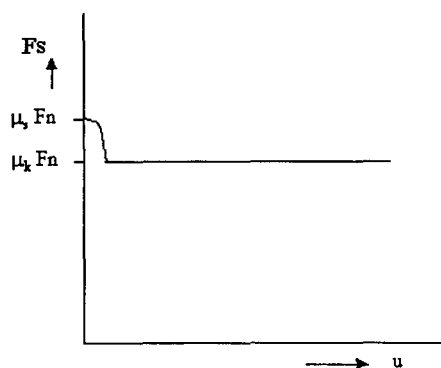
wordt dus in feite behandeld als een *elastische* kleefzone, zie figuren 13.6 en 13.7.

Wederom moet er dus een stijfheid (KS) gekozen worden, die niet te hoog is, waardoor een zeer lange rekentijd (of zelfs instabiliteit bij extreem hoge waarden) ontstaat en ook niet te laag, waarbij sneller convergentie optreedt, maar mogelijk ook niet-realistische spanningen en vervormingen. Wanneer KS niet expliciet opgegeven wordt, neemt ANSYS deze gelijk aan KN.

Ook in het tangentiële vlak doet zich nu de mogelijkheid voor (analoog aan het geval bij normaalkrachtvervorming) om afschuifvervorming van materiaal, dat zich tussen de

oppervlakken bevindt, te modelleren met behulp van de veren met stijfheid KS. Er gelden dezelfde beperkingen als bij de normaalkrachtveren, met als belangrijkste het verplicht aannemen van lineair-elastisch gedrag onder afschuiving, hoewel dit waarschijnlijk een voldoende nauwkeurige aanname is.

Overigens is het zo dat bij de meeste materialen de wrijvingsweerstand bij 'niet verschuiven' μ_s (statisch) hoger is dan die tijdens glijden μ_k (kinetisch), zie bijvoorbeeld [34]. Het gedrag is dan als geschetst in figuur 13.8.



Dit wordt echter buiten beschouwing gelaten, daar bij de contactelementen slechts één μ -waarde opgegeven kan worden.

figuur 13.8: Werkelijk schuifgedrag

13.2.3 Randvoorwaarden

Grond

De grond rond een boortunnel treedt op als zowel ondersteuning als belasting. De grond als belasting komt in de volgende paragraaf aan de orde, voor de grond als ondersteuning wordt uitgegaan van Duddeck [9], oftewel veren rondom met verschillende veerstijfheden, die de verschillende grondlagen aangeven, waar de tunnel zich in zou kunnen bevinden. Grond modelleren als veren i.p.v. als een continuüm is in dit geval een toegestane aanname, aangezien de ITA (International Tunnelling Association) in *Guidelines for tunnel lining design* aangeeft dat voor $25.000 \text{ kN/m}^2 < E_{\text{oed}} < 100.000 \text{ kN/m}^2$ toepassing van grondveren is toegestaan en hier voor de elasticiteitsmodulus van de grond (E_{oed}) is uitgegaan van: $E_{\text{oed}} = 65.000 \text{ kN/m}^2$.

De tophoek van 90° wordt geacht niet ondersteund te zijn; hier geldt: $E_{\text{oed}} = 1000 \text{ kN/m}^2$. Deze waarde is niet nul, omdat in de stijfheidsmatrix dan te grote verschillen zouden ontstaan en de afrondingsfouten te groot zouden worden.

Er worden drie grondlagen onderscheiden, die overigens in dit model dezelfde eigenschappen bezitten.

De beddingsconstante wordt als volgt bepaald: $k_r = E_{\text{oed}}/R$

met R = straal tunnelbuis

De beddingsconstante bedraagt dus (m.u.v. de tophoek):

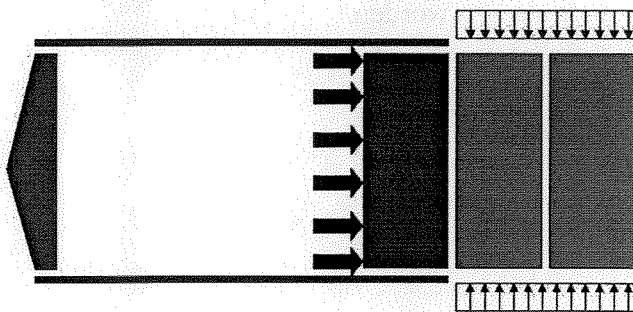
$$k_r = 65.000/5,20 = 12.500 \text{ kN/m}$$

De grondveren zijn gerepresenteerd door COMBIN14 elementen. COMBIN14 is een 3-dimensionaal veer-demper element met zowel longitudinale als torsie-capaciteiten. Voor het element is alleen een veerstijfheid opgegeven, dus de dempingcapaciteit is geëlimineerd.

Er wordt onderscheid gemaakt tussen twee situaties, te weten:

1. bouwfase
2. eindfase

In de eindfase zijn alle drie de ringen op gelijke wijze ondersteund (en belast, zie volgende paragraaf); in de bouwfase is er sprake van een afwijkende situatie. Een deel van de lining bevindt zich nog in de mantel, terwijl 'de rest' reeds door grond en grout omringd en belast wordt (zie figuur 13.9).

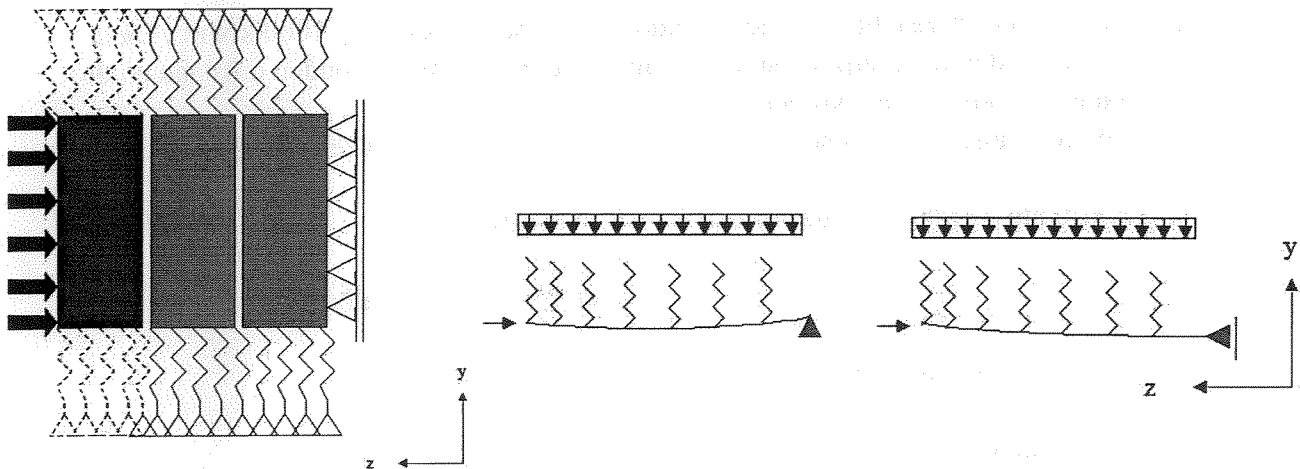


Voor de bouwfase-situatie is de grondondersteuning van de laatste ring weggenomen (d.w.z. gelijk gemaakt aan die van de tophoek). De geschetste situatie levert de meest ongunstige situatie op voor de vervormingen en dwarskrachten in de ringvoeg.

figuur 13.9: Situatie bouwfase (sterk geschematiseerd)

Eindopleggingen

De achterste (rechtse) ring is glijdend opgelegd, met alleen een verhinderde verplaatsing in z -richting, zie figuur 13.10. Op deze manier wordt de maximale verplaatsing in het verticale vlak gevonden. Een ander uiterste is een oplegging met in elke richting een verhinderde verplaatsing, zie figuur 13.11. De achterste ring zal in de werkelijke situatie aan de eerder geplaatste ringen 'hangen', echter deze ringen zullen een gelijksoortige verplaatsing / vervorming ondergaan als de achterste, gemodelleerde ring. Een glijdende oplegging is daarom een goede aanname.



figuur 13.10: Opleggingen

Figuur 13.11: Eindoplegging vast/glijdend

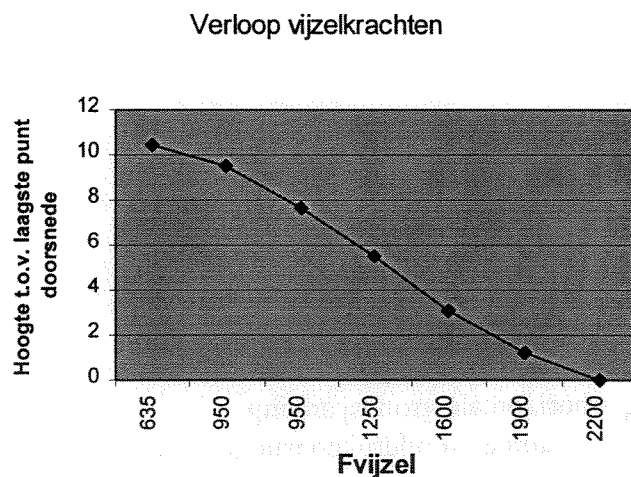
13.2.4 Belastingen

Zoals reeds vermeld is er ook wat betreft de belastingen onderscheid in bouwfase en eindfase. In de eindfase zijn de drie ringen gelijk belast door grond en waterdruk. In de bouwfase is de derde ring niet belast (bevindt zich in mantel), m.u.v. eigen gewicht belasting, zie ook figuur 13.9.

De verschillende belastingen, die kunnen worden onderscheiden zijn:

- a. vijzelkrachten
 - b. grond- en waterdruk (Duddeck-belasting)
- a. Voor de vijzelkrachten is een representatieve set krachten genomen, die gemeten zijn tijdens metingen aan de Tweede Heinenoordtunnel. Zie figuur 13.12 voor een grafische weergave van de vijzelkrachten over de hoogte van de tunnel. In de TBM werken 14 vijzels, gemiddeld 2 per segment. Zie bijlage C.2. voor een plot van de vijzelkrachten, zoals die in het model zijn aangebracht. De groottes van de afzonderlijke krachten bedroegen (afgerond) achtereenvolgens met de klok mee, te beginnen bij de sluitsteen:

1. 635 kN
2. 635 kN
3. 950 kN
4. 950 kN
5. 1250 kN
6. 1600 kN
7. 1900 kN
8. 2200 kN
9. 2200 kN
10. 1900 kN
11. 1600 kN
12. 950 kN
13. 950 kN
14. 950 kN

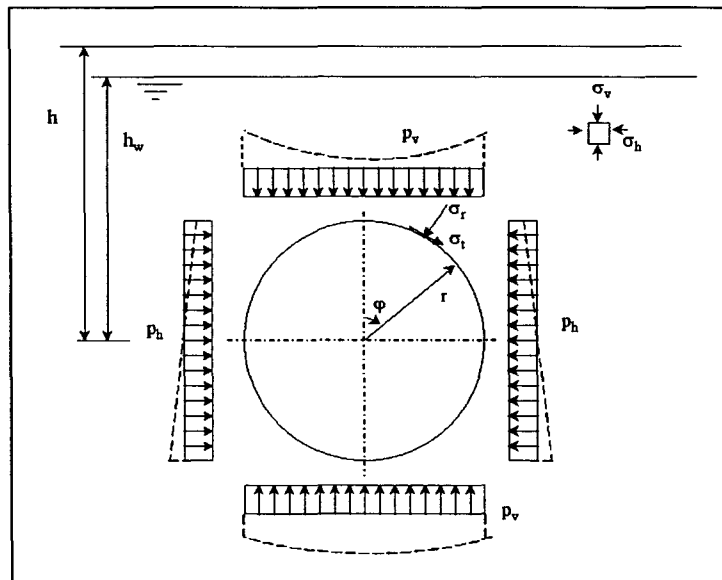


Figuur 13.12: Verloop vijzelkrachten

Voor de vijzelkrachten is uitgegaan van gelijkmatig over de hoogte van een segment verdeelde belasting. Een excentrisch aangebrachte kracht kan invloed hebben op de krachtswerking, echter dit wordt hier niet gemodelleerd.

- b. De belasting door grond en water is aangebracht als aangegeven in figuur 13.13.

Dit is de belasting volgens de theorie van Duddeck [9,37].



$$\gamma_{\text{grond,nat}} = 21 \text{ kN/m}^3$$

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

$$h = 26\text{m}$$

$$h_w = 22\text{m}$$

$$K_0 = 0,4$$

$$\sigma_{v,\text{eff}} = (21-10) \cdot 22 = 245 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_w = 10 \cdot 22 = 220 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_v = \sigma_{v,\text{eff}} + \sigma_w$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_{v,\text{eff}} + \sigma_w$$

Figuur 13.13: Belasting volgens Duddeck

In poolcoördinaten:

Radiale belasting:

$$\sigma_r = 0,5 \cdot \sigma_{v,\text{eff}} \cdot (1 + K_0) + 0,5 \cdot \sigma_{v,\text{eff}} \cdot (1 - K_0) \cdot \cos(2\varphi) + \sigma_w$$

Tangentiële belasting:

$$\sigma_t = 0,5 \cdot \sigma_v \cdot (1 - K_0) \cdot \sin(2\varphi)$$

Hierin is: $\sigma_{v,\text{eff}}$ = effectieve verticale grondspanning

σ_w = waterspanning

σ_v = totale verticale grondspanning

σ_h = horizontale grondspanning

K_0 = neutrale gronddrukconstante = $(\sigma_h - \sigma_w) / \sigma_{v,\text{eff}}$

13.3 Aanpassingen aan het model (modellering voegmateriaal)

13.3.1 Inleiding

Met het model, dat voor dit afstudeeronderzoek is gebruikt, zijn uiteraard reeds eerder berekeningen uitgevoerd [35,36]. Dit betrof een modellering met Kaubit als voegmateriaal, waarbij dus beton-op-beton contact optrad (zie hoofdstuk 10). Met het oog op de berekeningen aan een model met vijzelplaatjes, is een aantal aanpassingen doorgevoerd. Deze wijzigingen hebben met name betrekking op de modellering van de vijzelplaatjes. Dit betreft ook de aan de contactelementen toe te kennen stijfheden, in aanvulling op hoofdstuk 11, waar de stijfheden van de eigenlijke vijzelplaten bepaald zijn.

13.3.2 Modellering voegmateriaal

Oriëntatie contactelementen

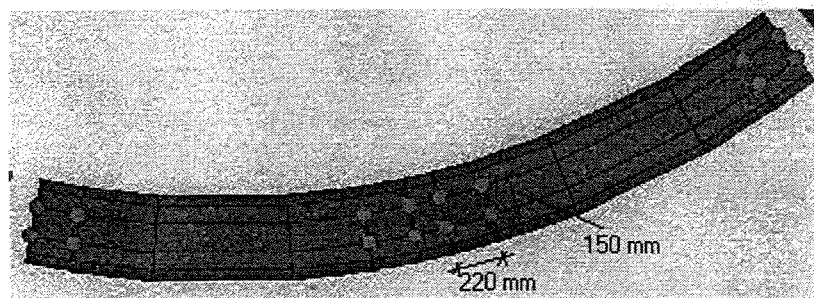
Een eerste wijziging betreft de oriëntatie van de contactelementen tussen de segmentenringen. In het begin van dit hoofdstuk is het probleem aangehaald van niet recht tegenover elkaar liggende knopen, waardoor contactelementen niet parallel aan de z-as lopen. De elementen hebben dan een stijfheid in een andere richting dan beoogd. Bij beton-op-beton contact is dit niet zo'n probleem, daar de stijfheid 'gewoon hoog' moet zijn en de stijfheden in axiale en tangentiële/radiale richting gelijk mogen zijn, zie paragraaf 13.2.2. Bij modellering van voegmaterialen is het wel van belang dat de stijfheden in de goede richting werken, omdat hier sprake is van samendrukking en afschuiving in onderling loodrechte richtingen met verschillende stijfheden.

Overigens zal de invloed van deze aanpassing niet zeer groot zijn, daar de meeste elementen al recht stonden en de stijfheden voor samendrukking en afschuiving niet spectaculair verschillen.

Locatie van vijzelplaten

Elke vijzelplaat wordt gemodelleerd met 4 contactelementen. In figuur 13.14 is aangegeven waar op een segment deze zich bevinden. In bijlage A.2. zijn de contactelementen die vijzelplaten voorstellen in een hele ring weergegeven.

In het uitgangsmodel waren over de hele ring contactelementen aanwezig; voor de locaties van de vijzelplaten zijn de nschappen gewijzigd en aan de overige elementen is een gap van 3 mm toegekend, zodat hier gegarandeerd geen krachtsoverdracht plaatsvindt.



Figuur 13.14: Locatie vijzelplaatjes op segment

Overigens zijn de afmetingen van de gemodelleerde 'vijzelplaten' niet geheel accuraat. De elementen staan in tangentiële richting ca. 220 mm uit elkaar, in radiale richting 150 mm. Voor de berekeningsresultaten zal dit echter weinig verschil maken.

13.3.3 Stijfheden

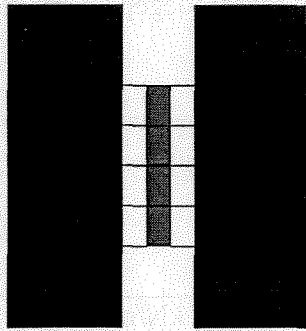
Eerst zal een overzicht gegeven worden van de stijfheden van de verschillende materialen, zoals die bepaald zijn in hoofdstuk 11.

Materiaal	Opp. (mm ²)	Dikte (mm)	E-mod. (N/mm ²)	k _N (kN/mm)	k _S (kN/mm)	μ
Kaubit	22.500	2	¹⁾	150 ¹⁾	0,15 ¹⁾	0,003
Triplex	22.500	4	230	1250	1000	0,4
Polypropyleen	22.500	4	1500	8500	2800	0,2
Beton B45 ²⁾	22.500	-	33.500	²⁾	²⁾	0,4

- 1) De elasticiteitsmodulus van Kaubit is niet zo te bepalen. Deze is afhankelijk van temperatuur, belasting, vervorming en belastinghistorie. Stijfheden, zoals die in verschillende proeven gevonden zijn (zie hoofdstuk 7), zijn waarschijnlijk niet representatief voor een situatie die optreedt tijdens boren van een tunnel. Om toch de invloed van Kaubit, vooral op de afschuiving, te kunnen bepalen (als ondergrens), is voor de normaalveerstijfheid een waarde genomen waarbij de indrukking net geen 3mm bedroeg (de gap van de open voeg), zodat het beton geen krachten over gaat brengen en voor de afschuifstijfheid de (zeer lage) waarde die gevonden is door STUVAtec in Duitsland [25]. Voor μ is tenslotte een waarde van vrijwel nul gekozen om een situatie te creëren waarbij in het geheel geen interactie plaats vindt tussen de ringen in tangentiële en radiale richting.
- 2) In hoofdstuk 11 is de stijfheid van de betonnen voeg niet behandeld, vanwege de onduidelijkheid over te kiezen stijfheden. Na bestudering van de ANSYS-handleiding is dus gebleken dat die stijfheid gelijk aan E_{beton} gekozen mag worden, tot een maximum van ca. $10 \cdot E$. In de berekeningen wordt de situatie meegenomen met betonnen nokken ter plaatse van de vijzelplaten. De stijfheid die dan gekozen zou moeten worden, op basis van de formule: $k = EA/d$ bedraagt: $k = 33.500 \cdot 22.550 / 4 = 1,88 \cdot 10^8$ kN/m. Invoering van een dergelijke stijfheid levert zeer lange rekestijden op. Uit proefberekeningen bleek dat invoering van $k = E$, ook in de situatie van betonnen nokken, acceptabel kleine verplaatsingen opleverde van minder dan 1 micrometer.

Rubber is uiteindelijk niet gemodelleerd, omdat slechts lineaire veerstijfheden ingevoerd kunnen worden. De echte eigenschappen van rubber en de mogelijke invloed daarvan op de krachtswerking kunnen op deze manier niet bepaald worden.

Om rubber (en in feite ook de andere materialen) realistisch te kunnen modelleren, zouden aan



Figuur 13.15: Realistische modellering voegmateriaal

het voegmateriaal fysieke afmetingen gegeven moeten worden, met contactelementen tussen het voegmateriaal en de betonnen segmenten, zoals schematisch weergegeven in figuur 13.15. Aan de elementen die het voegmateriaal weergeven kunnen dan reële eigenschappen (bijv. visco-elasticiteit) meegegeven worden. De stijfheid die in deze situatie aan de

contactelementen moet worden toegekend wordt gebaseerd op de E-modulus van het voegmateriaal en is weer een kwestie van inschatting en experimenteren. De ANSYS-handleiding raadt aan te beginnen met een k die gelijk is aan de E van het materiaal met laagste E -waarde.

Evenals rubber zijn ook stijvere materialen dan glasvezelversterkt polypropyleen niet meegenomen in de berekeningen, daar de stijfheden de waarde benaderen die de ANSYS-handleiding aangeeft voor beton-op-beton, zodat modellering van dergelijke materialen weinig toevoegt.

In dit ANSYS-model zijn alle waarden in kN en m weergegeven. De veerstijfheden dienen dus in kN/m te worden opgegeven.

Vijzelplaten (voegplaatjes)

Per vijzelplaat zijn 4 contactelementen gebruikt (zie figuur 13.14). De stijfheid van elk van deze 4 elementen moet dan zijn als in onderstaande tabel.

Voor Kaubit geldt een ander verhaal. De normaalveerstijfheid moet niet de berekende waarde bedragen, daar anders de verplaatsing ruim 1 cm bedraagt, terwijl de gap van de open voeg 3 mm is (zie ook voetnoot bij tabel in 13.3.3). Dit leverde ernstige convergentieproblemen op. De berekende waarde zou zijn: $1,5 \cdot 10^5 / 4 = 3,75 \cdot 10^4$. De maximale kracht per element bedraagt ca. 400 kN. Er is gekozen voor een (veilige) stijfheid van $400/0,002 = 2,0 \cdot 10^5$ kN/m. Voor de duidelijkheid: de normaalstijfheid respectievelijk afschuifstijfheid van de vijzelplaten, zoals bepaald in hoofdstuk 11, wordt aangeduid met k_N , respectievelijk k_S , de stijfheden die aan de afzonderlijke contactelementen worden toegekend, worden aangeduid met KN en KS.

Triplex:	$k_N = 1,25 \cdot 10^6$ kN/m	KN = $1,25 \cdot 10^6 / 4 = 3,15 \cdot 10^5$ kN/m
	$k_S = 1,0 \cdot 10^6$ kN/m	KS = $1,0 \cdot 10^6 / 4 = 2,5 \cdot 10^5$ kN/m
Kaubit:	$k_N = 1,5 \cdot 10^5$ kN/m	KN = $2,0 \cdot 10^5$ kN/m
	$k_S = 1,5 \cdot 10^2$ kN/m	KS = $1,5 \cdot 10^2 / 4 = 3,75 \cdot 10^1$ kN/m
Polypropyleen:	$k_N = 8,5 \cdot 10^6$ kN/m	KN = $8,5 \cdot 10^6 / 4 = 2,1 \cdot 10^6$ kN/m
	$k_S = 2,8 \cdot 10^6$ kN/m	KS = $2,8 \cdot 10^6 / 4 = 7,0 \cdot 10^5$ kN/m

Volledige voeg

Voor de situatie dat voegmateriaal over de volledige voeg wordt toegepast, worden de afzonderlijke stijfheden als volgt bepaald.

Per segment zijn er 48 contactelementen. Het oppervlak van de voeg van een segment bedraagt ca. 1,6 m² (het gebied waar de contactelementen zich bevinden).

$$KN = (k_N/0,0225 \cdot 1,6)/48$$

Triplex:	$k_N = 1,25 \cdot 10^6$ kN/m	$KN = 1,9 \cdot 10^6$ kN/m
	$k_S = 1,0 \cdot 10^6$ kN/m	$KS = 1,5 \cdot 10^6$ kN/m
Kaubit:	$k_N = 1,5 \cdot 10^2$ kN/m	$KN = 2,2 \cdot 10^2$ kN/m
	$k_S = 1,5 \cdot 10^{-1}$ kN/m	$KS = 2,2 \cdot 10^{-1}$ kN/m
Polypropyleen:	$k_N = 8,5 \cdot 10^6$ kN/m	$KN = 1,3 \cdot 10^7$ kN/m
	$k_S = 2,8 \cdot 10^6$ kN/m	$KS = 4,1 \cdot 10^6$ kN/m

De waarde van de normaalstijfheid van polypropyleen nadert die die voor beton ingevoerd is. (factor <3). Een berekening met deze stijfheid voor de contactelementen gaf minieme verschillen te zien in de bouwfase t.o.v. de berekening met beton-op-beton contact. Deze berekening wordt dan ook niet uitgevoerd voor de eindfase. De momenten die uit een dergelijke berekening zouden komen, worden ingeschat aan de hand van de momenten in de beton-op-beton situatie (zie 14.2.1).

13.3.4 Stijfheden en convergentieproblemen

Tijdens de rekensessies is duidelijk geworden dat de aan de contactelementen toegekende stijfheden een grote invloed hebben op de rekestijd. Het probleem van de contactvlakken is al besproken in 13.2.2: de veer, die noodgedwongen tussen de vlakken (op knopen) geplaatst wordt, moet een voldoende hoge stijfheid hebben; echter wanneer de stijfheid (KN-waarde) te groot wordt, neemt de rekestijd excessief toe. Dit wordt veroorzaakt door het feit dat er zeer veel iteraties uitgevoerd moeten worden om convergentie te krijgen (het maximum aantal iteraties is overigens op 200 gesteld) en wanneer de stijfheid naar oneindig nadert, wordt er überhaupt geen evenwicht gevonden (geen convergentie). Wanneer wel convergentie wordt bereikt, kunnen de gevonden uitkomsten incorrect zijn, doordat de numerieke afrondingsfouten onacceptabel hoge waarden kunnen aannemen.

Die noodgedwongen veer werkt in dit geval, waarin voegmaterialen slapper dan beton worden onderzocht, in het voordeel, omdat een slappere veer sneller convergentie oplevert. M.a.w. hoe slapper je voegmateriaal, hoe sneller je som verloopt.

De snelheid waarmee convergentie wordt bereikt is ook in sterke mate afhankelijk van de convergentietolerantie die men opgeeft. Standaard controleert het programma krachten-convergentie door de wortel van de som van de kwadraten (SRSS, square root sum of the squares) van de 'krachten-onbalans' te vergelijken met het product van de SRSS van de aangebrachte belastingen en de tolerantie, die standaard 1‰ (0,001) bedraagt. Controle op verplaatsingen-convergentie kan desgewenst toegevoegd worden. Aangeraden wordt in iedereen geval altijd controle op krachten-convergentie te gebruiken, daar in voorkomende

gevallen toepassing van alleen verplaatsingen-convergentie checking tot foutieve uitkomsten kan leiden (ANSYS Structural Analysis Guide, H8). Om sneller tot convergentie te komen, is bij de berekeningen een tolerantie voor de controle op krachten-convergentie van 1% (0,01) toegepast. Dit leverde voldoende nauwkeurige resultaten op voor het onderzoeksdoel. De spanningen die gevonden werden met een berekening, waarbij de nauwkeurigheid op 1% was ingesteld leverde slechts weken slechts weinig af van de spanningen uit een berekening met een nauwkeurigheid van 1%.

Om een stabielere som te krijgen (met het oog op de niet-lineaire contactelementen) is Automatic Time Stepping toegepast.

13.4 Overzicht uitgangspunten en aannames

Voor de uit te voeren berekeningen zijn dus de volgende aannames gedaan en vereenvoudigingen toegepast.

- De contactelementen hebben lineair-elastisch materiaalgedrag, zowel bij normaalkracht- als bij afschuifvervorming.
- Een vijzelplaatje (van elk materiaal) van $150 \times 150 \text{ mm}^2$ wordt weergegeven door 4 contactelementen, die gezamenlijk de stijfheid van dit plaatje hebben.
- Het afschuifgedrag is vereenvoudigd. Er geldt: $F_s = \mu \cdot F_n$. Bij de meeste materialen is de wrijvingsweerstand bij 'niet verschuiven' μ_s (statisch) hoger is dan die tijdens glijden μ_k (kinetisch). Dit onderscheid wordt hier niet gemaakt.
- Bij de grondbelasting wordt ervan uitgegaan dat het grout is verhard over beide belaste ringen.
- De grond wordt gemodelleerd met veren (Duddeck-theorie), i.p.v. als continuüm.
- Kruip van het beton en/of het voegmateriaal wordt niet meegenomen.
- Aangenomen wordt dat de homogene SOLID45-elementen een realistische weergave geven van de gewapend betonnen segmenten.
- De spanningen (ringmomenten) die gevonden zijn voor de bouwphase, worden opgeteld bij de spanningen (ringmomenten) die volgen uit de eindfase-berekening. Er wordt aangenomen dat dit een goede indicatie is van de spanningen die in de uiteindelijke situatie zullen optreden.
- Voor de bepaling van de momenten wordt uitgegaan van een gelijkmatig over de hoogte van het segment verdeelde spanning.
- Vijzelkrachten grijpen centrisch aan op een segment.
- Voor de achterste ring (die het verst van de directe vijzelkrachten verwijderd is) wordt een glijdende oplegging in verticale richting aangenomen.
- Invloed van eventueel aanwezige bouten wordt niet meegenomen.
- Eigen gewicht van de segmenten wordt buiten beschouwing gelaten.

13.5 Uitgevoerde berekeningen

Bij de berekeningen zijn veel verschillende situaties meegenomen, zoals uit voorgaande paragrafen is gebleken. Om enig overzicht te houden wordt eerst in een schema aangegeven welke berekeningen zijn uitgevoerd.

Materiaal	Bouwfase		Eindfase	
	<i>Hele voeg</i>	<i>Vijzelplaatjes</i>	<i>Hele voeg</i>	<i>Vijzelplaatjes</i>
Kaubit	X	X	X	X
Triplex	X	X	-	X
Polypropyleen	X	X	-	X
Beton-beton	X	X	X	X

- Wanneer over 'vijzelplaatjes' gesproken wordt, worden bedoeld plaatjes van 150*150 mm² en enkele millimeters dik, waarvan er per segment vier geplaatst worden. Via deze plaatjes worden de vijzelkrachten in de lining doorgegeven. In het model zijn de vijzelplaatjes elk met vier contactelementen gemodelleerd.
- '*Hele voeg*' houdt in dat het materiaal over de gehele ringvoeg aangebracht wordt, m.a.w. al de contactelementen, die in het uitgangsmodel beton-op-beton contact simuleerden, krijgen de eigenschappen van het betreffende voegmateriaal.
- De betonnen nokken worden omwille van de eenvoud ook '*vijzelplaatjes*' genoemd.
- Het aanvankelijke plan om een berekening uit te voeren, voor een bepaalde situatie, met een afwijkende set belastingen (bijvoorbeeld aan de zijkanten grotere vijzelkrachten dan aan de onderzijde) kon wegens tijdgebrek geen doorgang vinden.

14. Analyse berekeningsresultaten

14.1 Inleiding

Vanwege het aantal berekeningen dat uitgevoerd is voor de verschillende situaties, zijn zeer veel resultaten beschikbaar. In bijlage D zijn, voor alle berekende combinaties, de 3D-plots weergegeven van verplaatsingen in x- y- en z-richting, spanningen in x- en z-richting en de vervormde constructies. De spanningen en verplaatsingen zijn weergegeven in isometrisch overzicht; voor sommige gevallen de spanningen ook in perspectief voor elke ring afzonderlijk, zodat het verloop van de spanningen zowel van binnen als van buiten goed zichtbaar is. Voor enkele situaties zijn ook (grafisch) de krachten in de contactelementen weergegeven (FN en FS). Dit betreft krachten in het locale assenstelsel van elk element afzonderlijk. Hier worden voor de rest geen conclusies aan verbonden.

In de volgende paragrafen worden uit de spanningen de maximale ringmomenten berekend en worden deze weergegeven in een tabel en in grafieken voor de verschillende configuraties. Ditzelfde wordt gedaan voor de verplaatsingen (zij het dat deze niet berekend worden, maar zo goed mogelijk ingeschat uit de verplaatsingsplots). Hier zal een toelichting op gegeven worden, waarna voor de eventuele gevonden verschillen een verklaring gezocht zal worden aan de hand van de verplaatsings-, spannings- en vervormingsplots voor de verschillende situaties.

Verder worden andere opvallende verschillen in spanningen / verplaatsingen / vervormingen tussen de verschillende situaties aangegeven en wordt gepoogd deze te verklaren.

Met nadruk wordt erop gewezen dat de beschreven effecten en verklaringen hiervoor hypothesen zijn, op basis van berekeningen aan een *model*. Er kan niet zomaar gesteld worden dat deze verschijnselen ook in de werkelijkheid op zullen treden.

14.2 Analyse

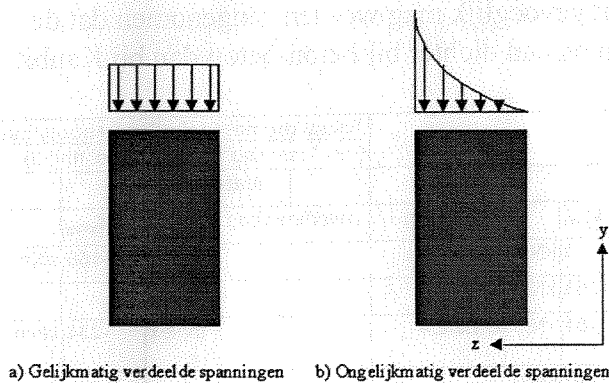
Om de invloed die het voegmateriaal kan hebben vast te stellen wordt ten eerste voor de bouwfase, per materiaal, het maximale ringmoment bepaald voor de derde, niet door de grond belaste ring. Deze kan belast worden door de overige, wel door grond belaste ringen, zie Intro: *Montagespanningen* in 14.2.2. Om het totale moment te krijgen voor de eindsituatie, moet dit maximale moment in de initieel onbelaste ring opgeteld worden bij het moment zoals dat bepaald wordt aan de hand van de spanningen in de eindfase. In feite leveren de berekeningen voor bouwfase en eindfase deelspanningen op (montagespanningen en spanningen die op zouden treden als de tunnel slechts door grond belast is (geweest)) die gesommeerd moeten worden.

- Deze benadering is in feite een 'poor-man's-oplossing', i.v.m. aanvaardbare rekentijd. Beter zou zijn om een gefaseerde berekening uit te voeren waarbij in eerste instantie de constructie opgelegd en belast wordt als in de bouwfase en vervolgens in een volgende rekenstap als in de eindsituatie, omdat dit beter de reële situatie nabootst. Hier zou eventueel in verder onderzoek aandacht aan besteed kunnen worden.-

14.2.1 Bepaling maximale momenten en verplaatsingen

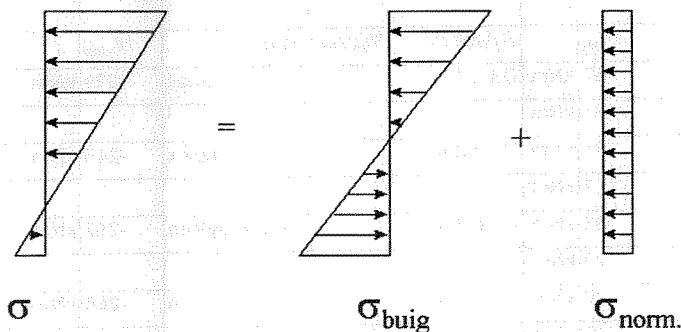
Het maximale ringmoment wordt voor de ringen 1 en 3 bepaald direct rechts van de sluitsteen (gekeken in negatieve z-richting). Met name in en rond de sluitsteen zijn de spanningen (σ_x) niet gelijkmatig over de breedte van het segment verdeeld. Zie bijvoorbeeld bijlage D.I.b.1.4. In figuur 14.1 is één en ander nog verduidelijkt. Wanneer er geen gelijkmatige spanningsverdeling is, zal een gemiddelde genomen worden over de breedte van het segment (dus waar de hoogste spanningen optreden).

Deze ongelijkmatige spanningsverdeling in axiale richting toont eens te meer de beperkingen aan van conventionele ringmodellen, die hier geen rekening mee houden.



figuur 14.1: Spanningsverdeling over segment in z-richting

Er wordt uitgegaan van een vlakke spanningstoestand (Bernoulli) en tevens van een gelijkmatig verdeelde spanning over de hoogte van de doorsnede (zie figuur 14.2).



figuur 14.2: Spanningsverdeling over hoogte doorsnede

De buigspanning (σ_{buig}) wordt bepaald door het gemiddelde te nemen van de maximale spanning boven (σ_b) en onder (σ_o).

$$\sigma_{\text{buig}} = \frac{M}{W} \rightarrow M = \sigma_{\text{buig}} \cdot W \quad W = \frac{1}{6}bh^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{dus: } M = \frac{\sigma_b + \sigma_o}{2} \cdot \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0,45^2$$

De gevonden momenten zijn dus gemiddelden en in feite ook schattingen vanwege het feit dat ze gebaseerd zijn op de spanningen die per *range* met een kleur zijn aangegeven in de 3D-ANSYS-plots.

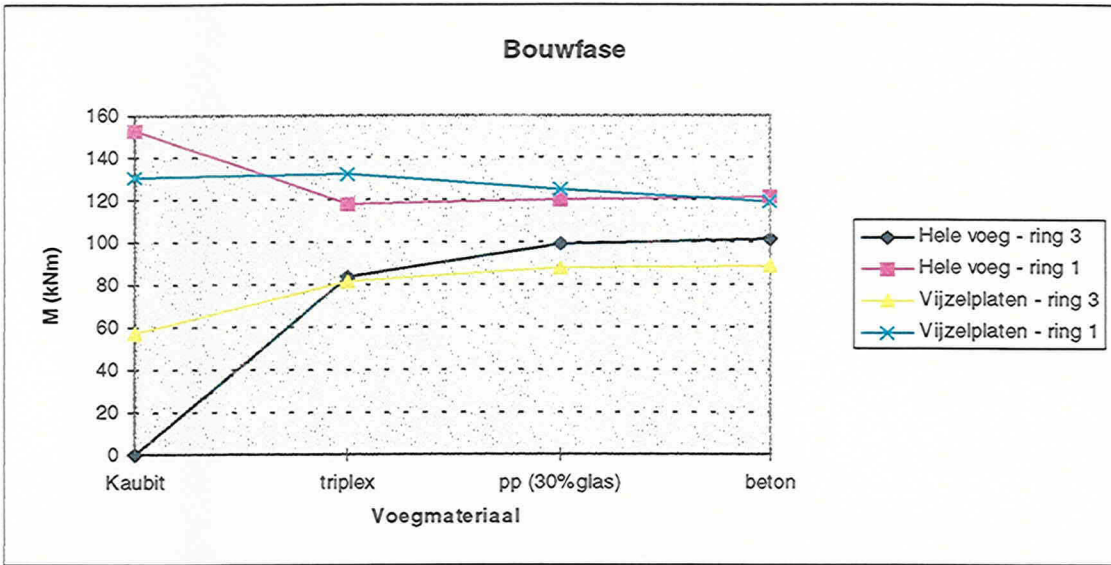
In onderstaande tabel zijn de ringmomenten weergegeven voor de verschillende configuraties. Apart zijn vermeld de waarden die gevonden zijn voor de eindfase, voor de bouwphase ring 3 (de ring in de mantel) en ring 1 en die voor de eind- en bouwphase (ring 3) gesommeerd. Per situatie is vermeld in welke bijlage de grafische weergave van de spanningen in omtreksrichting (σ_x) te vinden zijn. In bijlage E zijn alle spanningen weergegeven waar de berekende ringmomenten op gebaseerd zijn.

De momenten in de eindfase voor de situaties triplex en polypropyleen over de volledige voeg zijn ingeschat, aangezien deze berekeningen niet zijn uitgevoerd. De momenten voor Kaubit en beton-op-beton liggen zo dicht bij elkaar dat gevoeglijk mag worden aangenomen dat de waarden voor triplex en pp hier tussenin liggen en dan dichterbij beton-beton dan bij Kaubit.

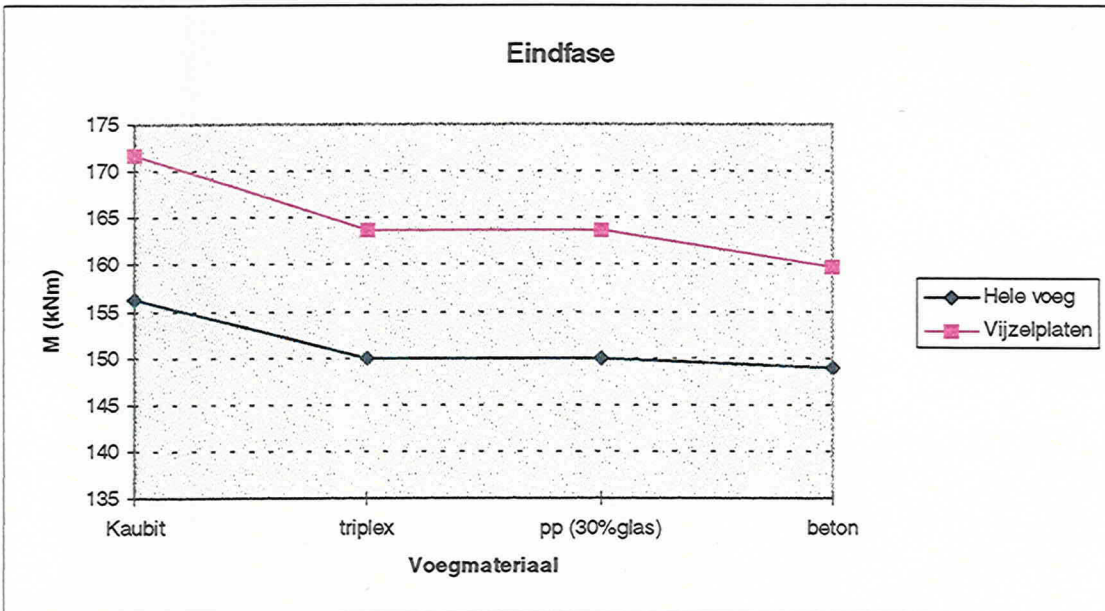
Eindfase			Bouwphase			Totaal moment (eindfase + bouwphase) (eindfase: ring 1 + bouwphase: ring 3)		
Volledige voeg						Materiaal		
	M_{max} ring 1	Bijlage nr.		M_{max}	Bijlage nr.	Volledige voeg	M_{totaal}	
Kaubit	-156 kNm	D.II.a.1.4	ring 3	0 kNm	D.I.a.1.4	Kaubit	-156 kNm	
			ring 1	-153 kNm				
triplex	-150 kNm	- (geschat)	ring 3	-84 kNm	D.I.a.2.4	triplex	-234 kNm	
			ring 1	-118 kNm				
polypropyleen	-150 kNm	- (geschat)	ring 3	-99 kNm	D.I.a.3.4	polypropyleen	-249 kNm	
			ring 1	-120 kNm				
beton-beton	-149 kNm	D.II.a.4.4	ring 3	-101 kNm	D.I.a.4.4	beton-beton	-250 kNm	
			ring 1	-122 kNm				
Vijzelplaatjes								
	M_{max} ring 1	Bijlage nr.		M_{max}	Bijlage nr.	Vijzelplaatjes	M_{totaal}	
Kaubit	-172 kNm	D.II.b.1.4	ring 3	-57 kNm	D.I.b.1.4	Kaubit	-229 kNm	
			ring 1	-131 kNm				
triplex	-164 kNm	D.II.b.2.4	ring 3	-81 kNm	D.I.b.2.4	triplex	-245 kNm	
			ring 1	-132 kNm				
polypropyleen	-164 kNm	D.II.b.3.4	ring 3	-88 kNm	D.I.b.3.4	polypropyleen	-252 kNm	
			ring 1	-122 kNm				
beton-beton	-160 kNm	D.II.b.4.4	ring 3	-88 kNm	D.I.b.4.4	beton-beton	-248 kNm	
			ring 1	-119 kNm				

tabel 14.1: Overzicht ringmomenten

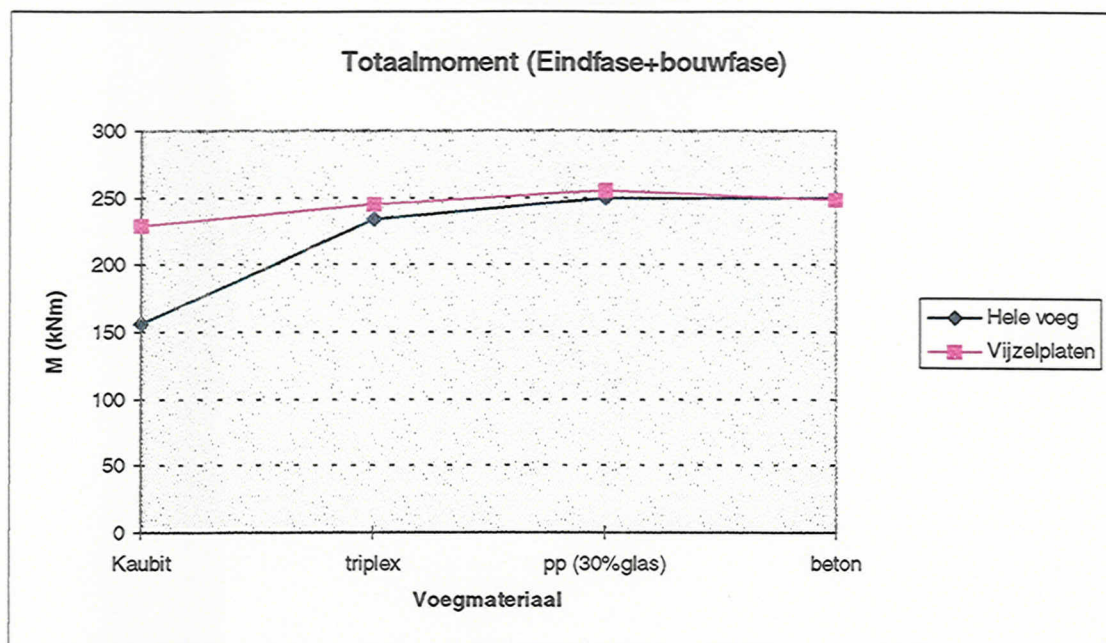
In de figuren 14.3 t/m 14.5 zijn de verschillende momenten in grafieken uitgezet: respectievelijk voor de bouwphase, eindfase en deze gesommeerd.



figuur 14.3: Ringmomenten bouwfase



figuur 14.4: Ringmomenten eindfase



figuur 14.5: Ringmomenten bouwphase + eindfase

In onderstaande tabel worden de verplaatsingen in y-richting (zakkingen) weergegeven die volgen uit de berekeningen voor de verschillende configuraties.

Achtereenvolgens zijn bepaald voor zowel bouw- als eindfase:

- maximale verplaatsing top linkerszijde 3^e ring (linker ring wanneer gekeken in negatieve x-richting, zie bijv. bijlage D.I.a.4.8)
- maximale verplaatsing top 1^e ring

Beide voor het betreffende voegmateriaal toegepast over de volledige voeg en als vijzelplaatjes. Vanwege het waargenomen vervormingsgedrag wordt in de eindfase-berekeningen voor ring 3 de maximale verplaatsing bepaald en voor ring 1, die het verst van de directe vijzelkrachten verwijderd is, de minimale verplaatsing. In de bouwphase-berekeningen wordt juist voor ring 3 de minimale verplaatsing bepaald en voor ring 1 de maximale. Hierop wordt later in dit hoofdstuk ingegaan.

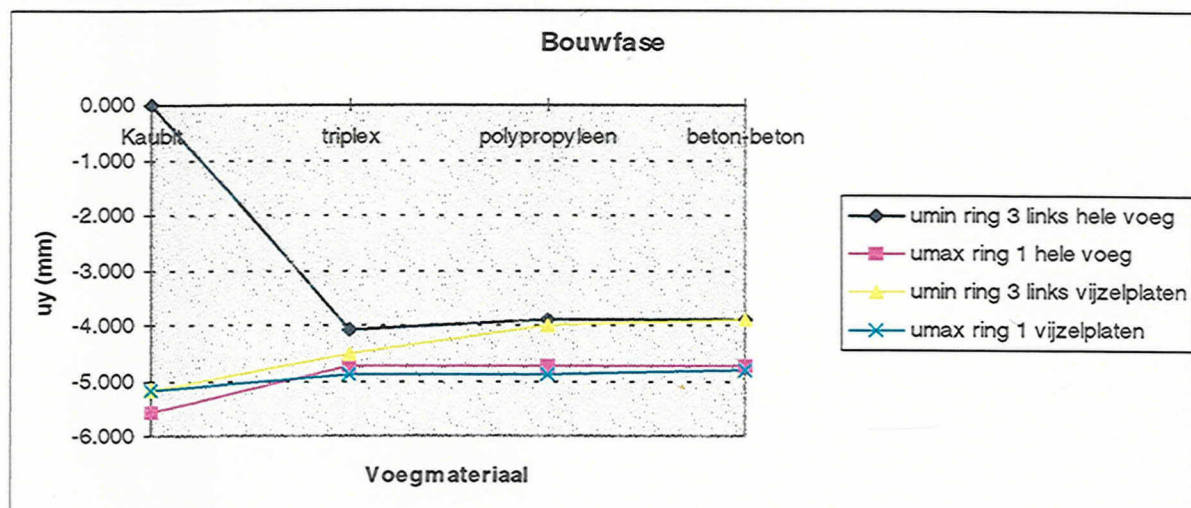
Aangezien de eindfase-berekening niet is uitgevoerd voor triplex en polypropyleen over de hele voeg worden deze verplaatsingen geschat.

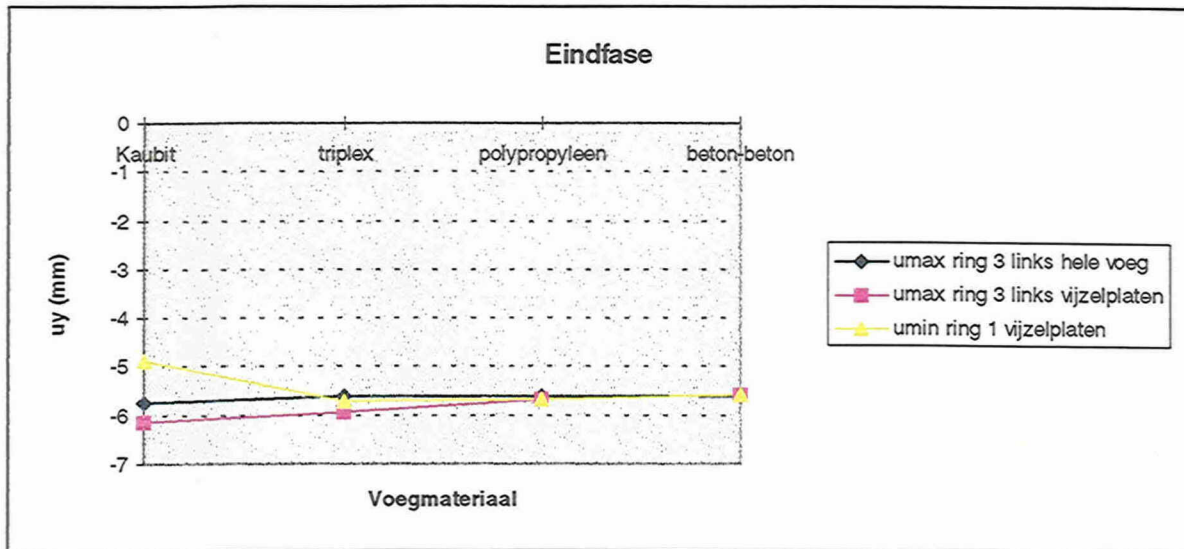
	Eindfase			
<u>Volledige voeg</u>				
	<u>u_{max} ring 3 links</u>	<u>u_{min} ring 1</u>		<u>Bijlage nr.</u>
Kaubit	-5,742	-5,742	mm	D.II.a.1.2
triplex	-5,6	-5,6	Mm (geschat)	-
polypropyleen	-5,6	-5,6	Mm (geschat)	-
beton-beton	-5,603	-5,603	mm	D.II.a.4.2
<u>Vijzelplaatjes</u>				
	<u>u_{max} ring 3 links</u>	<u>u_{min} ring 1</u>		<u>Bijlage nr.</u>
Kaubit	-6,135	-4,900	mm	D.II.b.1.2
triplex	-5,955	-5,100	mm	D.II.b.2.2
polypropyleen	-5,667	-5,667	mm	D.II.b.3.2

beton-beton	-5,585	-5,585	mm	D.II.b.4.2
Bouwfase				
<u>Volledige voeg</u>				
	u_{\min} ring 3 links	u_{\max} ring 1		<u>Bijlage nr.</u>
Kaubit	0,000	-5,564	mm	D.I.a.1.2
triplex	-4,084	-4,722	mm	D.I.a.2.2
polypropyleen	-3,900	-4,718	mm	D.I.a.3.2
beton-beton	-3,900	-4,714	mm	D.I.a.4.2
<u>Vijzelplaatjes</u>				
	u_{\min} ring 3 links	u_{\max} ring 1		<u>Bijlage nr.</u>
Kaubit	-5,165	-5,165	mm	D.I.b.1.2
triplex	-4,500	-4,876	mm	D.I.b.2.2
polypropyleen	-4,000	-4,862	mm	D.I.b.3.2
beton-beton	-3,900	-4,787	mm	D.I.b.4.2

tabel 14.2: Verplaatsingen u_y

De hierboven vermelde waarden worden ook in grafieken gepresenteerd in de figuren 14.6 en 14.7.

figuur 14.6: Verplaatsingen u_y - bouwfase



figuur 14.7: Verplaatsingen u_y - eindfase

14.2.2 Invloed voegmateriaal op montagespanningen (bouwphase)

Intro: Montagespanningen

Dit betreft een hypothese die opgesteld is naar aanleiding van metingen aan de Tweede Heinenoordtunnel [7,36]. De momenten in de initieel onbelaste ring worden zeer waarschijnlijk veroorzaakt door het feit dat de andere, wel belaste ringen als het ware aan deze ring gaan ‘hangen’. Deze situatie treedt alleen op tijdens de bouw- of montagefase en betreft dus de zgn. ‘montagespanningen’. Bij de evaluatie van de metingen aan de Tweede Heinenoordtunnel [7] is gebleken dat deze spanningen blijvend zijn en een grote invloed hebben op de krachtswerking in de tunnel.

Bij de berekeningen met het uitgangsmodel (Jovanovic [35,36]) is deze hypothese reeds bevestigd. In dit onderzoek wordt o.a. nagegaan welke invloed toepassing van voegmateriaal heeft op de montagespanningen.

In figuur 14.3 is te zien dat toepassing van polypropyleen vrijwel dezelfde momenten oplevert als de beton-op-beton situatie. Bij triplex worden het maximale ringmoment iets gereduceerd (max.-15%). Voor de situatie dat Kaubit over de volledige voeg toegepast is, is het moment in ring 3 nul. Dit wordt veroorzaakt doordat er vrijwel geen interactie is in radiale/tangentiële richting tussen de ring in de mantel (ring 3, niet belast door grond) en de daarnaast gelegen ringen; er wordt geen belasting ‘overgenomen’ van de twee belaste ringen. Dit brengt met zich mee dat deze twee belaste ringen dus ook geen belasting af kunnen dragen en dus is het moment in deze ringen tijdens de bouwphase hoger dan wanneer er volledige interactie is tussen de ringen (ca. 25% hoger).

Dit brengt overigens wel met zich mee dat er grotere (verschil-)verplaatsingen zijn tussen de belaste en onbelaste ring. In figuur 14.6 is te zien dat de verplaatsingen bij Kaubit over de hele voeg in de onbelaste ring (ring 3) nul zijn en in de belaste ring (ring 1) ca. 5,5mm. Zoals te zien in bijlage D.I.a.1.2. geldt dit ook voor de middelste ring (2), zodat tussen ring 2 en 3 een sprong in de verplaatsingen optreedt. De vervormingen die dit oplevert, zijn zichtbaar in bijlage D.I.a.1.8. Dit kan nadelige gevolgen hebben voor eventueel aanwezige nokken, zoals in de Tweede Heinenoordtunnel (THT). Hier is schade opgetreden als gevolg van afschuiven van ringen in de vlakke ringvoeg, terwijl hier overigens triplexplaatjes zijn toegepast. Zaken die invloed hebben op het al dan niet verschuiven van ringen zijn o.a.:

- grond- en groutbelasting
- grondstijfheid
- vijzelkrachten
- montagenauwkeurigheden
- eigenschappen voegmateriaal

Figuur 14.3 geeft dus te zien dat naarmate het contact tussen de ringen beter wordt (hogere afschuifstijfheid, betere wrijving) het moment in de initieel onbelaste ring groter wordt en dat in de belaste ringen kleiner.

14.2.3 Invloed geconcentreerde krachtsoverdracht (bouwphase)

De invloed van geconcentreerde krachtsoverdracht op de spanningen in axiale richting is zichtbaar in bijlage D.I.b.2.5 (triplex, vjzjelplaatjes). In de segmenten ontstaan trekspanningen in tangentiële richting (splitspanning). Deze trekspanningen blijven overigens beperkt (ca. 1,8 N/mm²). Vergelijk dit spanningsbeeld met bijv. bijlage D.I.a.4.5. (beton-beton, volledige voeg).

In figuur 14.3 is te zien dat bij toepassing van vjzjelplaten (- geconcentreerde krachtsoverdracht -) het maximale moment in de onbelaste ring minder groot is dan bij contact over de volledige voeg (m.u.v. Kaubit, hierover later meer); verschil gemiddeld ca. 8%. M.a.w. er wordt bij geconcentreerde krachtsoverdracht minder moment 'overgedragen' aan de ring in de mantel. Dientengevolge is het moment in de eerste (wel door grond belaste) ring in de bouwphase hoger bij de toepassing van vjzjelplaatjes als voegmateriaal.

Een verklaring voor dit verschijnsel kan zijn dat, gezien het feit dat de *maximale* momenten bekeken worden en deze optreden in de buurt van de sluitsteen (top) en aangezien in de situatie van toepassing van vjzjelplaatjes op de sluitsteen altijd beton-op-beton contact is gemodelleerd (alleen op de korte zijde!), de vjzjelplaatjes direct naast de sluitsteen gaan verschuiven zodat minder kracht overgedragen kan worden. Dit is te zien in bijlagen D.I.b.2.1. en D.I.b.2.2, waar de verplaatsingen in x- resp. y-richting zijn weergegeven voor triplexplaatjes in de bouwphase. Op de voegovergang tussen ring 2 en 3, zijn sprongen te zien in de verplaatsing. Dit betekent dat de ringen zijn verschoven danwel afgeschoven (ca. 0,6mm). Dit verschil in verplaatsingen wordt niet veroorzaakt doordat het beton meer krachten over zou kunnen brengen (de wrijvingscoëfficiënt is immers gelijk (gekozen) voor beton en triplex en bovendien treedt het verschijnsel ook op bij betonnen nokken), maar doordat het oppervlak waarbij beton-op-beton contact optreedt (op de korte zijde van de sluitsteen in ring 3) groter is dan dat van een vjzjelplaatje (150*150mm²). Vertaald in aantal contactelementen: beton-op-beton op korte zijde sluitsteen: 16 elementen, voegmateriaal op sluitsteen lange zijde (of eigenlijk in het midden van het segment ter rechterzijde van de sluitsteen in ring 3): 4 elementen. Zie bijlage A.2.

Wanneer er over de volledige voeg contact is, treedt er geen verschuiving op (er zijn nu in totaal 48 contactelementen per segment) en zal er meer belasting overgedragen kunnen worden en dus resulteert dit in een groter maximaal moment in de initieel onbelaste ring. In bijlage D.I.a.2.2. is inderdaad te zien dat de verplaatsingen in y-richting gelijkmatig over de ringen verlopen. In bijlage D.I.a.4.2. is te zien dat voor de situatie beton-op-beton de onbelaste ring meer 'meegetrokken' wordt, oftewel de verplaatsingen in y-richting zijn groter (gelijkmatiger over het segment in z-richting) dan bij geconcentreerde krachtsoverdracht, i.c. betonnen nokken (bijlage D.I.b.4.2). Dit is ook bij polypropyleen over de volledige voeg en bij pp-vjzjelplaatjes te zien (resp. bijlage D.I.a.3.2 en D.I.b.3.2). In D.I.a.4.8 en D.I.b.4.8 (beton-op-beton) is ook (miniem) het verschil in vervormingen te zien tussen 'volledige-voeg-contact' en geconcentreerde krachtsoverdracht.

Opvallend is dat het verschil in maximaal moment in ring 3 tussen de situaties 'hele voeg' en 'vjzjelplaten' voor beton en polypropyleen groter is dan voor triplex. Het zou veroorzaakt kunnen worden doordat bij 'triplexplaatjes', in tegenstelling tot 'triplex over de volledige voeg', kanteling van de onbelaste ring optreedt (zie volgende paragraaf), waardoor de segmenten aan de bovenzijde van de ring "platter" komen te liggen dan aan de onderzijde. Dit zou een verhoging van het maximale moment met zich mee kunnen brengen. Bij

‘polypropyleen’ en ‘beton-op-beton’ is er geen verschil in kanteling van de 3^e ring tussen de situaties ‘hele voeg’ en ‘vijzelplaten’ waarneembaar.

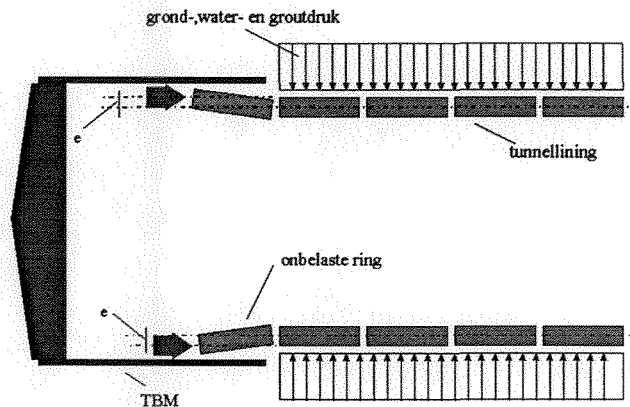
Het zou echter ook kunnen berusten op ‘toeval’, daar de spanningen waarop de ringmomenten gebaseerd zijn een zekere spreiding vertonen, d.w.z. spanningsintervallen worden met een kleur grafisch weergegeven, dus je weet alleen tussen welke waarden de spanningen op een bepaalde plaats liggen. Om nauwkeuriger de momenten te kunnen bepalen zouden voor alle elementen in het te analyseren gebied de spanningen bekeken moeten worden.

Genoemde onzekerheid omtrent de maximale momenten geldt dus voor alle verschijnselen die gesignaleerd en redelijkerwijs verklaard zijn.

14.2.4 Invloed voegmateriaal op 2^e orde effecten (bouwphase)

De vervormingen die in genoemde plots (D.I.a.4.8 en D.I.b.4.8) zichtbaar zijn, worden dus veroorzaakt door het feit dat de belaste ringen aan de onbelaste gaan hangen en versterkt door een 2^e orde-effect, veroorzaakt door de vijzelkrachten. Dit fenomeen wordt het 'trompeteffect' genoemd. Dit verschijnsel is reeds voorspeld door Blom en Van Oosterhout [7,36] n.a.v. metingen aan de Tweede Heinenoordtunnel en bevestigd met berekeningen door Jovanovic [35,36].

In figuur 14.8 wordt getoond hoe dit *trompeteffect* ontstaat.

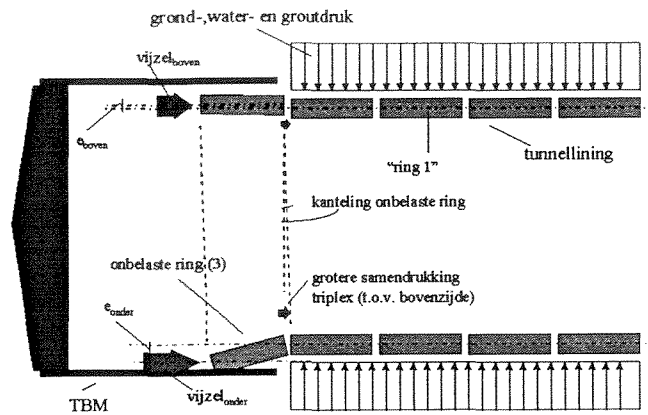


Door de interactie tussen de belaste ringen en de onbelaste gaan de segmenten in de laatste ring roteren. De vijzelkrachten staan hierdoor niet meer recht op de lining, maar er iets buiten. Hierdoor ontstaat een additioneel moment, wat zorgt voor een verdere rotatie van de segmenten in de laatst geboorde ring totdat evenwicht ontstaat.

figuur 14.8: 'Trompeteffect'

Triplex

Een afwijkend beeld t.o.v. beton-beton en polypropyleen treedt op bij triplexplaatjes. Hier zijn de verplaatsingen in y-richting in de onbelaste ring (3) juist groter dan bij triplex over de volledige voeg (vgl. bijlagen D.I.b.2.2. (triplexplaatjes) en D.I.a.2.2. (volledige voeg)), terwijl de momenten kleiner zijn (zij het zeer weinig), zie figuur 14.3 en tabel 14.1. Dit wordt veroorzaakt door de grotere vijzelkrachten onderin, waardoor de triplexplaatjes daar meer samengedrukt worden dan bovenin, zodat de laatst geboorde ring gaat kantelen. Dit is zichtbaar in de vervormingsplot in D.I.b.2.8., waar in de negatieve x-richting gekeken wordt. De excentriciteit van de vijzelkracht onderin wordt vergroot, zodat het 2^e orde-effect hier verder versterkt wordt. Bovenin wordt de excentriciteit juist verkleind door de kanteling van de onbelaste ring, zodat hier de verplaatsingen in y-richting gelijkmatiger zijn over het segment in z-richting, zie bijlage D.I.b.2.2. Het verschil in vervorming en mate van 2^e orde-verplaatsing tussen boven- en onderzijde van de onbelaste ring is ook goed zichtbaar in de vervormingsplot in bijlage D.I.b.2.8., gekeken in z-richting (vgl. D.I.a.2.8. (triplex hele voeg) en ook D.I.a.4.8. (beton-beton)). Het genoemde verschijnsel is ook te 'volgen' in figuur 14.6 (u.): het verschil tussen de linkerzijde van ring 3 en ring 1 voor triplexplaatjes is kleiner dan voor bijvoorbeeld beton-op-beton: er is minder *trompeteffect* aan de bovenzijde (en meer aan de onderzijde). Het verschil in verplaatsing in z-richting tussen boven- en onderzijde bedraagt ca. 2,2mm. In figuur 14.9 is nogmaals schematisch weergegeven de situatie zoals die waarschijnlijk optreedt bij toepassing van triplexplaatjes.



figuur 14.9: 2^e orde-effect bij triplexplaatjes

uiterst linkse zijde (zie figuur 14.9) van de onbelaste ring betreft. Hoe groter deze waarde (absoluut gezien), hoe minder trompeteffect er zal ontstaan, althans aan de bovenzijde. Nauwkeuriger gezegd: hoe dichter deze verplaatsing komt in de buurt van die van ring 1, hoe minder trompeteffect.

De gevonden vervormingen zijn sterk afhankelijk van de gebruikte stijfheid. Bij toepassing van een materiaal met een hogere stijfheid dan triplex (polypropyleen) is de kanteling veel minder sterk en dus ook het verschil tussen excentriciteit van de vijzelkrachten boven en onder. Zie bijlagen D.I.b.3.2. (u_y - polypropyleen-vijzelplaatjes) en D.I.b.3.8. (vervormingen).

Kaubit

Ook bij Kaubit als vijzelplaatjes treedt een afwijkend beeld op. Doordat op de sluitsteen beton-op-beton contact gemodelleerd is en hier behoorlijke krachten kunnen worden overgedragen (in vergelijking met het Kaubit), wordt hier lokaal belasting aan de initieel onbelaste ring afgegeven. De twee belaste ringen 'hangen' als het ware via de sluitsteen aan de onbelaste ring. De vervormingen in deze situatie zijn goed zichtbaar in bijlage D.I.b.1.8. Vanwege ontbreken van volledige interactie tussen de belaste en onbelaste ringen is hier dus geen sprake van een *trompeteffect*. In bijlage D.I.b.1.2 is ook duidelijk de sprong in verplaatsingen in y-richting tussen ring 2 en 3 zichtbaar.

In figuur 14.3 is te zien dat bij Kaubit als vijzelplaatjes zich in ring 3 een moment ontwikkelt (ca. 60 kNm), in tegenstelling tot Kaubit over de volledige voeg, waar in het geheel geen interactie is en er dus geen moment ontstaat in de onbelaste ring.

In figuur 14.6 is zichtbaar dat voor 'Kaubit - hele voeg' de top van de derde ring niet verplaatst in y-richting in de bouwfase; er is geen contact in radiale/tangentiële richting met de overige ringen. In bijlage D.I.a.1.2 is te zien dat de hele derde ring ook vrijwel helemaal niet vervormt. De eerste ring daarentegen zakt meer (ca. 15%) dan bij de overige voegmaterialen, juist doordat de ringen niet aan elkaar 'hangen'.

Voor de situatie 'Kaubit-vijzelplaatjes' is in figuur 14.6 te zien dat de top van ring 3 wel degelijk zakt en wel evenveel als de overige twee ringen. Dit wordt veroorzaakt door het contact op één geconcentreerde plaats (sluitsteen) in de top van de ring, waardoor aan de bovenzijde de zakking gelijkmatig is, terwijl aan de onderzijde er een sprong in de verplaatsingen zichtbaar is, zie bijlagen D.I.b.1.2. en D.I.b.1.8.

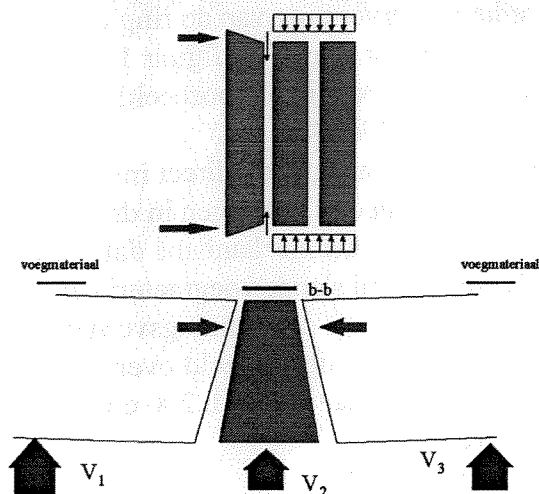
Het effect van de kanteling van de laatst geboorde ring is ook zichtbaar in de verplaatsingengrafiek in figuur 14.6. De grafiek voor 'ring 3-vijzelplaten' (geeldriehoekjes) vertoont een dalende lijn van beton-beton naar kaubit, terwijl de grafiek voor 'hele voeg' (blauw-ruitjes) praktisch gelijk blijft (m.u.v. kaubit). Deze dalende lijn geeft de steeds sterkere kanteling weer bij slapper voegmateriaal. In de grafiek wordt dus, zoals eerder vermeld, de minimale zakking weergegeven, omdat het hier de

14.2.5 Spanningen sluitsteen

Bouwfase

In bijlage D.I.b.2.4. (σ_x triplexplaatjes) is te zien dat voor de bouwfase de sluitsteen in ring 3 in omtreksrichting aan de smalle zijde meer belast wordt dan aan de brede zijde.

Dit wordt waarschijnlijk in hoofdzaak veroorzaakt door het trompeteffect. De segmenten in de door de belaste ringen vervormde 3^e ring gaan als het ware 'uitwaaiëren'. Dit is enigszins



figuur 14.10: spanningen sluitsteen

zichtbaar in bijlage D.I.b.2.8. (vervormde constructie vijzelplaatjes, gekeken in negatieve y-richting, 'van boven'). Hierdoor wordt de uiterst linkse zijde van de 'trompet' (tevens de kant van de brede zijde van de sluitsteen) in tangentiële richting minder belast, of zelfs ontlast. Dit wordt schematisch weergegeven in figuur 14.10.

Het effect is sterker naarmate het voegmateriaal slapper is, vergelijk bijvoorbeeld triplexplaatjes (bijlage D.I.b.2.4.) en betonnen nokken (D.I.b.4.4.). De oorzaak hiervoor ligt in het feit

dat bij toepassing van vijzelplaatjes op de smalle zijde van de sluitsteen beton-op-beton contact is gemodelleerd, dus wanneer aan weerszijde een slapper voegmateriaal (bijv. triplex) is aangebracht, zal er op deze plaatsen meer vervorming in z-richting zijn dan op de sluitsteen. Hierdoor roteren de segmenten aan weerszijde van de sluitsteen a.h.w. om de y-as, daarmee deze sluitsteen extra belastend aan de smalle zijde. De rotatie van de segmenten aan weerszijde van de sluitsteen wordt op haar beurt weer versterkt door een hogere vijzelkracht op (één van) deze segmenten dan op de sluitsteen zelf. Overigens zijn deze rotaties te klein om duidelijk zichtbaar te zijn in bijlage D.I.b.2.3. (u_z voor triplexplaatjes). Wel is hier te zien dat de verplaatsingen aan de rechterzijde (gekeken in negatieve z-richting) van het segment rechts van de sluitsteen in ring 3 groter zijn dan aan de linkerzijde. Het verschil bedraagt ca. 0,2mm.

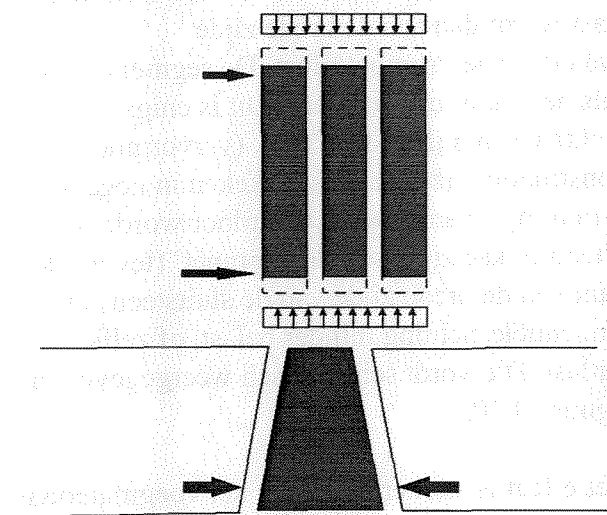
De ongelijkmatige belasting van de sluitsteen is ook te zien in bijlage F, waar de spanningen in x-richting voor de schuine vlakken van de sluitsteen in ring 3 worden weergegeven voor triplexplaatjes en beton-op-beton. Voor beton-op-beton zijn deze spanningen ook nog weergegeven voor ring 1, alwaar een gelijkmatige verdeling te zien is in z-richting.

Bij toepassing van vijzelplaatjes is het effect sterker te zien dan bij contact over de volledige voeg, vergelijk bijvoorbeeld D.I.a.4.4. (beton-beton) en D.I.b.4.4. (betonnen nokken). Dit heeft twee oorzaken:

- bij vijzelplaatjes of (betonnen) nokken is het trompeteffect groter, zie 14.2.3, dus meer uitwaaiëring.
- bij de situatie met vijzelplaatjes is op de sluitsteen beton-op-beton contact gemodelleerd, zodat het hierboven beschreven mechanisme optreedt en bij de situatie 'volledige voeg' is ook op de sluitsteen het betreffende voegmateriaal geplaatst, zodat het mechanisme niet optreedt.

Eindfase

In de eindsituatie treedt er voor beton-op-beton contact geen trompeteffect op, aangezien de



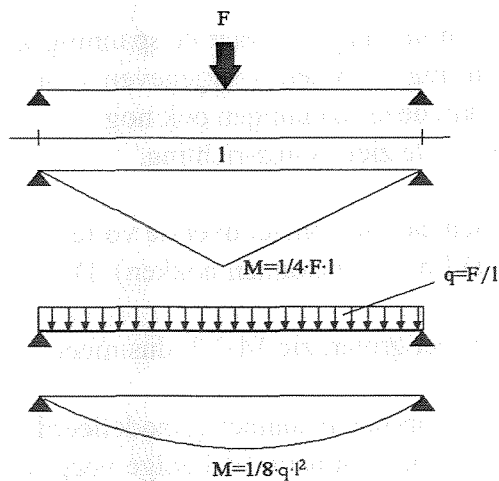
figuur 14.11: spanningen sluitsteen bij vervormen ring

drie ringen gelijkmatig belast worden. De tangentiële spanningen in de sluitsteen gaan dan ook hoofdzakelijk door de lange zijde doordat bij vervorming van de ring deze zijde het meest belast wordt, zie figuur 14.11. Deze situatie is zichtbaar in bijvoorbeeld bijlage D.II.a.4.4 en D.II.b.4.4.

Het voegmateriaal heeft indirect invloed op het verloop van de spanningen in de sluitsteen. Door het mechanisme dat optreedt in de eindfase bij slappe voegmaterialen (zie paragraaf 14.2.6) is de spanningsverdeling ongeveer gelijkmatig verdeeld over de sluitsteen, zie bijlagen D.II.b.2.4. en D.II.b.1.4.

14.2.6 Invloed geconcentreerde krachtsoverdracht (eindfase)

In de eindfase zijn de maximale ringmomenten groter bij toepassing van vizelplaatjes dan bij contact over de volledige voeg, zie figuur 14.4. Het verschil bedraagt ca. 10%. Dit in tegenstelling tot de bouwphase waar geconcentreerde krachtsoverdracht van de belaste, naar de onbelaste ring *kleinere* momenten in deze laatste ring oplevert. Een mogelijke verklaring hiervoor is dat puntlasten grotere momenten en verplaatsingen opleveren dan gelijkmatig verdeelde belastingen. Dit is in ieder geval zo bij een ligger op twee steunpunten, zie figuur 14.12.



Verskil in verplaatsingen is echter nauwelijks merkbaar, zie figuur 14.7.

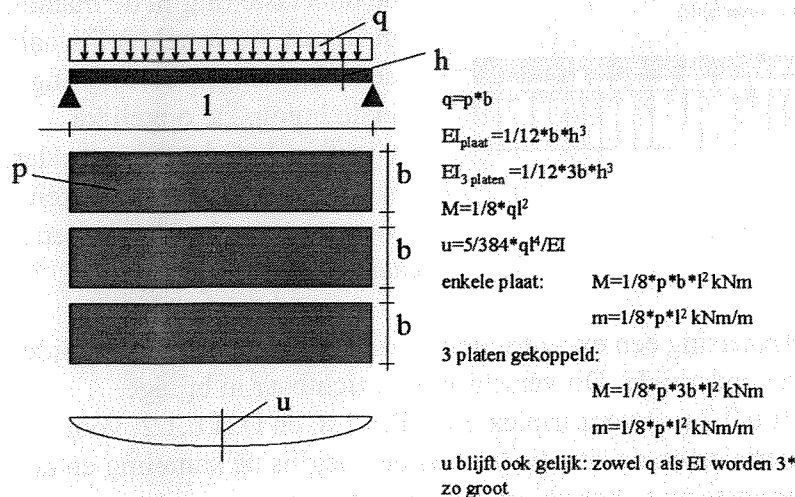
figuur 14.12: Puntlast versus verdeelde belasting

14.2.7 Invloed voegmateriaal (eindfase)

In figuur 14.4 is te zien dat voor de eindfase geldt: hoe stijver het voegmateriaal, hoe kleiner het maximale ringmoment. Met als twee uitersten 'Kaubit' en 'beton-op-beton'. Het verschil tussen deze twee bedraagt voor zowel de situatie 'hele voeg' als voor de situatie 'vijzelplaten' (dus geconcentreerde krachtsoverdracht) ca. 5%.

Een aannemelijke verklaring hiervoor is dat bij toepassing van een voegmateriaal anders dan Kaubit door de samenwerking die ontstaat tussen de ringen, de maximale momenten in de ringen kleiner zijn.

Op het eerste gezicht lijkt dit vreemd, aangezien alle drie de ringen dezelfde belasting te verduren krijgen. Het zou voor het moment niet uit moeten maken of de ringen samenwerken. Vergelijk dit bijvoorbeeld met drie platen die gelijk belast worden, figuur 14.13. Ware het niet



figuur 14.13: Moment en doorbuiging 3 gelijke platen

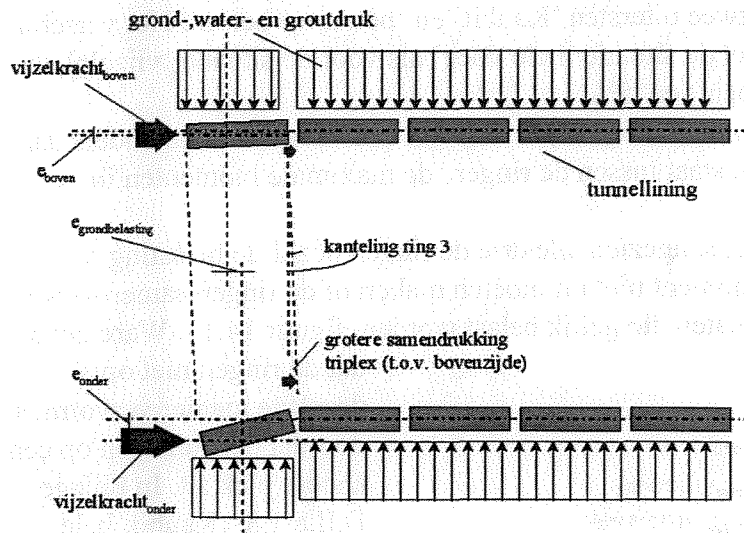
dat de ringen niet op dezelfde manier vervormen doordat de sluitsteen op een andere plek zit. In bijlage D.II.a.1.8. (Kaubit, hele voeg, vervormde constructie) is (enigszins) te zien dat de drie ringen in deze situatie onafhankelijk van elkaar vervormen. Het verschijnsel is nog iets beter zichtbaar in bijlage D.I.a.1.8-2 en 3 voor de twee belaste ringen in de bouwphase. Vergelijk dit bijvoorbeeld met bijlage

D.II.b.2.8 (triplex, vijzelplaten) en D.I.a.4.8 (beton-op-beton, bouwphase) waar een zekere mate van samenwerking waarneembaar is (onafhankelijk van het fenomeen wat bij triplex zichtbaar gemaakt wordt en hierna besproken wordt). Deze onafhankelijke vervorming is ook goed zichtbaar in de verplaatsingsplots D.II.a.1.1 (u_x) en D.II.a.1.2 (u_y) en in D.II.a.1.4 (σ_x).

Wanneer dus de sluitsteen ter linkerzijde van de top ligt (bijlage D.II.a.1.8-2), zal de ring asymmetrisch naar links vervormen, wanneer deze ter rechterzijde van de top ligt, zal de ring naar rechts vervormen. Wanneer er samenwerking is tussen de ringen zal er een meer symmetrische 'Duddeck-vervorming' [9] zijn en zijn de momenten kleiner.

'(Deels) omgekeerd trompeteffect'

Een ander fenomeen dat veroorzaakt wordt door slap voegmateriaal betreft een situatie die



figuur 14.14: 2^e orde effect eindfase-berekening

grondbelasting, zie figuur 14.14.

Er ontstaat nu door de 2^e orde verplaatsing een excentriciteit 'naar binnen' aan de bovenzijde van de ring en 'naar buiten' aan de onderzijde. Dit verschijnsel is zichtbaar in bijlage D.II.b.2.8. (vervormingen) en D.II.b.2.2 (u_y) voor triplex en D.II.b.1.8. en D.II.b.1.2. voor kaubitplaatjes. Bij de overige materialen en de situatie 'volledige voeg' is de kanteling en de daaruit voortvloeiende 2^e orde verplaatsing te gering om zichtbaar te zijn.

De sluitsteen wordt in de situatie die geschetst is in figuur 14.14 ongeveer gelijkmatig belast, zie bijlagen D.II.b.1.4 (σ_x , kaubit) en D.II.b.2.4. (σ_x , triplex). Dit wordt veroorzaakt door de 2^e orde verplaatsing 'naar binnen' aan de bovenzijde van de ring.

Zoals gezegd is dit in feite geen reële situatie: in werkelijkheid is de gedrukte ring ondersteund door de ringen die naderhand geplaatst zijn. Genoemde kanteling zal nagenoeg niet optreden. Voor een reëlere eindfase-berekening met slappe voegmaterialen (bijv. triplex) heb je meer ringen nodig.

waarschijnlijk in de werkelijkheid niet op zal treden, maar in feite veroorzaakt wordt door een beperking van het model. De kanteling van ring 3, die bij de bouwphase-berekeningen was gesignaleerd, treedt in de eindfase-berekening ook op. Alleen nu is ring 3 niet meer de onbelaste ring in de mantel, maar een 'gewone', gelijk aan de andere ringen belaste ring in de lining. De ongelijke vijzelkrachten boven en onder, die de kanteling veroorzaken, versterken deze ook nog eens, daarbij geholpen door de

14.2.8 Invloeden op eindsituatie (bouwphase en eindfase gesommeerd)

In figuur 14.5 zijn de totale maximale ringmomenten weergegeven voor bouwphase en eindfase gesommeerd. Aangezien uit de metingen aan de Tweede Heinoordtunnel is gebleken dat de montagespanningen blijvend zijn [7], is het reëel deze invloeden bij elkaar op te tellen. In de grafiek is te zien dat de invloed op de maximale ringmomenten, m.u.v. Kaubit, van zowel de geconcentreerde krachtsoverdracht (toepassing van vijzelplaatjes) als van toepassing van een voegmateriaal gering is (tot ca.5% verschil). Daarbij is het zo dat bij toepassing van triplex (≡ een materiaal dat de eigenschappen heeft, die hier gemodelleerd zijn) het maximale ringmoment lager is dan bij beton-op-beton contact.

Bij Kaubit over de volledige voeg is het ringmoment aanzienlijk lager (ca. 35%), doordat de montagespanningen niet optreden (als gevolg van ontbrekende samenwerking tussen de ringen; spanningen door de vijzelkrachten zijn er uiteraard wel).

Nogmaals wordt erop gewezen dat het materiaal dat hier 'Kaubit' genoemd wordt, *niet* de werkelijke eigenschappen van dit materiaal representeert. In de werkelijkheid zal Kaubit weggeperst worden, zodat beton-op-beton contact ontstaat; hier is de normaalveerstijfheid dusdanig dat er net *geen* beton-op-beton contact ontstaat, om zodoende niet-samenwerkende ringen te modelleren.

15. Conclusies en aanbevelingen

15.1 Conclusies m.b.t. laboratoriumproeven en eigenschappen voegmaterialen

Wat betreft de verschillen tussen de onderzoeken naar het gedrag van Kaubit die gedaan zijn in Duitsland (STUVA/Hochtief) en die in Nederland (TNO) kan het volgende geconcludeerd worden. Het grootste verschil, betreffende de restdikte en de gevonden stijfheden, wordt veroorzaakt door het feit dat bij het STUVA-onderzoek geen rekening wordt gehouden met tijdsafhankelijke effecten. Hierbij is namelijk direct na het aanbrengen van de normaalkracht de restdikte gemeten en heeft men deze kracht niet gedurende een bepaalde tijd vastgehouden. De gemiddelde waarde voor de restdikte die men vindt (0,8mm), stemt ongeveer overeen met wat men bij het TNO-onderzoek heeft gevonden (0,9mm, direct na aanbrengen van de normaalkracht. Dit ondanks het feit dat de normaalspanning bij het STUVA-onderzoek aanzienlijk hoger was (60 N/mm^2) dan bij het TNO-onderzoek (18 N/mm^2). Dit verschijnsel zou veroorzaakt kunnen worden door het feit dat in het STUVA-onderzoek de belastingssnelheid hoger was, $1,0 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ tegen $0,6 \text{ N/mm}^2/\text{min}$ bij TNO. Kaubit vertoont visco-elastisch materiaalgedrag. Dit betekent dat de E-modulus en dus de stijfheid afhankelijk is van o.a. de belastingssnelheid. Aangezien het tijdsaspect bij het Duitse onderzoek niet is meegenomen, verklaart dit het verschil in de gevonden stijfheden.

In het TNO-onderzoek is een meer reële situatie in een boortunnel nagebootst, waarbij de normaalkracht, na de maximale waarde te hebben bereikt (in dit geval $405 \text{ kN} = 18 \text{ N/mm}^2$), gedurende enige tijd, i.c. 120 minuten, wordt vastgehouden. De resterende dikte van de 2 millimeter dikke kaubitplaatjes bleek veelal niet groter te zijn dan 0,2 mm.

Concluderend kan gesteld worden dat de resultaten uit het TNO-onderzoek meer realiteitswaarde hebben, omdat in dit onderzoek een meer reële situatie is nagebootst (echte afmetingen vijzelplaten, constante belasting gedurende een bepaalde tijd, reële waarde normaalkracht). Dit in tegenstelling tot het onderzoek van STUVAtec (en ook het andere Duitse onderzoek naar Kaubit, uitgevoerd door Hochtief A.G.[13]), dat is uitgevoerd in opdracht van KaubitChemie en met name de temperatuurafhankelijkheid van de materiaaleigenschappen onderzoekt.

Bij het gedrag in de voeg tijdens en na afzetten van de vijzels zijn er twee mechanismen te onderscheiden:

1. het voegmateriaal vloeit volledig en er ontstaat beton-op-beton-contact, zodat de volledige voeg meewerkt in de krachtoverdracht. Tussen de betonnen oppervlakken zit voegmateriaal, dat piekspanningen voorkomt. Dit is het geval bij Kaubit en mogelijk ook bij triplex, stobord en rubber, zij het dat volledig vloeien pas na langere tijd optreedt door een kleinere kruip.
2. het voegmateriaal kan de kracht opnemen en vloeit niet, zodat er sprake is van geconcentreerde krachtoverdracht (normaal- en afschuifkracht) ter plaatse van de vijzelplaten. Dit is het mogelijk het geval bij triplex en andere (stijvere) materialen, die een substantiële restdikte overhouden na compressie.

15.2 Conclusies m.b.t. eindige elementen berekeningen

De gebruikte contactelementen (CONTAC52) zijn niet bedoeld om voegmateriaal tussen twee oppervlakken te modelleren, maar om alleen het contact tussen deze (gladde) oppervlakken te simuleren. Daar dit gedaan wordt door zowel in normaalrichting als in de richting loodrecht daarop een veer te plaatsen met een te variëren stijfheid, kunnen deze elementen gebruikt worden om een voegmateriaal te modelleren wanneer hiervan de stijfheid bekend is. Bijkomend voordeel is dat wanneer een relatief slap voegmateriaal wordt gemodelleerd sneller convergentie wordt bereikt en dus de rekentijd wordt bekort.

De totale rekentijd kan ook drastisch beperkt worden door de convergentie-tolerantie te verhogen. In het uitgangsmodel bedroeg deze (standaard) 1‰ (0,001), wat rekentijden van 8 uur of meer opleverde. Door deze op 1% (0,01) te zetten, werd de rekentijd teruggebracht tot maximaal 2 à 3 uur. Gecombineerd met een slap voegmateriaal bedroeg de rekentijd ca. 30-50 minuten. T.o.v. de berekening met 1‰ nauwkeurigheid leverde de berekening met 1% nauwkeurigheid voor beton-op-beton hetzelfde spanningsbeeld op en weken de spanningen slechts weinig af. De nauwkeurigheid voor een kwalitatief onderzoek als dit is voldoende.

15.3 Conclusies m.b.t. invloed voegmateriaal

Bouwfase/montagespanningen

Toepassing van voegmateriaal levert t.o.v. de beton-op-beton situatie kleinere (tangentiële) montagespanningen op, maar pas bij materialen met een zeer lage afschuifstijfheid / wrijvingscoëfficiënt worden deze spanningen sterk gereduceerd (tot nul met Kaubit als extreme situatie met wrijvingscoëfficiënt bijna nul, ervan uitgaande dat de eventueel aanwezige bouten geen krachten overbrengen).

Dit brengt met zich mee dat er grotere (verschil-)verplaatsingen zijn tussen de belaste en onbelaste ring, oftewel er is een sprong in de verplaatsingen.

Toepassing van triplexplaatjes levert t.o.v. van beton-op-beton contact een reductie van het maximale moment in de onbelaste ring op van ca. 15%. Dit in tegenstelling tot de eindfase, waar toepassing van vijzelplaatjes zorgt voor grotere momenten t.o.v. contact over de volledige voeg. Verschillen in verplaatsingen zijn slecht zichtbaar, maar liggen in de orde van tienden van millimeters.

Toepassing van Kaubit (voor de situatie waarbij dit *niet* wordt weggeperst) zorgt ervoor dat de ring in de mantel vrijwel niet door de vervormende ringen belast wordt. Hierdoor worden de ringen direct achter de onbelaste ring meteen volbelast: er kan geen belasting afgedragen worden.

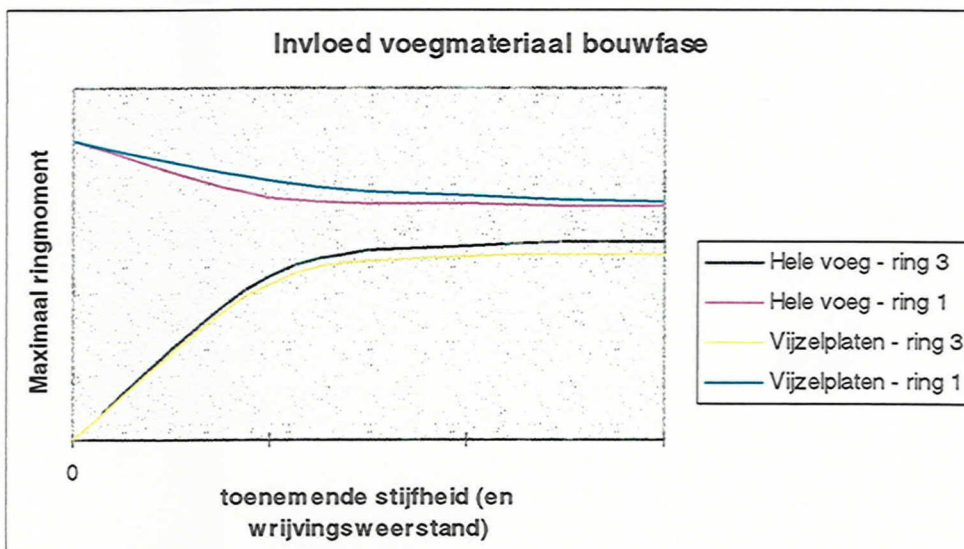
Het zogenoemde 'trompeteffect' zorgt ervoor dat in de bouwfase de sluitsteen in de gedrukte ring in tangentiële richting aan de smalle zijde belast wordt, in tegenstelling tot wanneer dit segment recht zou liggen (evenwijdig aan z-as), dan wordt deze namelijk aan de brede zijde het meest belast door de vervorming van de ring.

Toepassing van triplexplaatjes (met de eigenschappen zoals ze hier gemodelleerd zijn) als voegmateriaal heeft tot gevolg dat, als gevolg van grotere vijzelkrachten onderin dan bovenin, de laatste ring gaat kantelen, waardoor de 2^e orde verplaatsing aan de bovenzijde van de ring reduceert, terwijl deze aan de onderzijde toeneemt. Bij polypropyleen en betonnen nokken als

voegmateriaal en bij contact over de volledige voeg is de kanteling te klein om zichtbare veranderingen in 2^e orde verplaatsingen te geven.

Het is onzeker of deze kanteling een toename van het maximale moment in de onbelaste ring oplevert. Het is wel zo dat voor de situatie waarbij deze kanteling tamelijk sterk optreedt (triplexplaatjes) het verschil in maximaal ringmoment met de situatie 'triplex over de volledige voeg' kleiner is dan dit verschil tussen 'beton-beton, hele voeg' en 'betonnen nokken'. Bij beide situaties (beton en triplex) is het zo dat 'hele voeg' hogere maximale ringmomenten oplevert dan 'vijzelplaatjes/nokken'.

Wanneer ervan wordt uitgegaan dat ook bij toepassing van kaubitplaatjes er in het geheel geen interactie is tussen de ringen (dus geen beton-op-beton contact op de sluitsteen) kan de invloed van het voegmateriaal op de verschillende ringmomenten in de bouwfase als volgt weergegeven worden.



Naarmate de samenwerking tussen de ringen steeds beter wordt (tot aan monoliete constructie), zullen de lijnen elkaar steeds verder naderen.

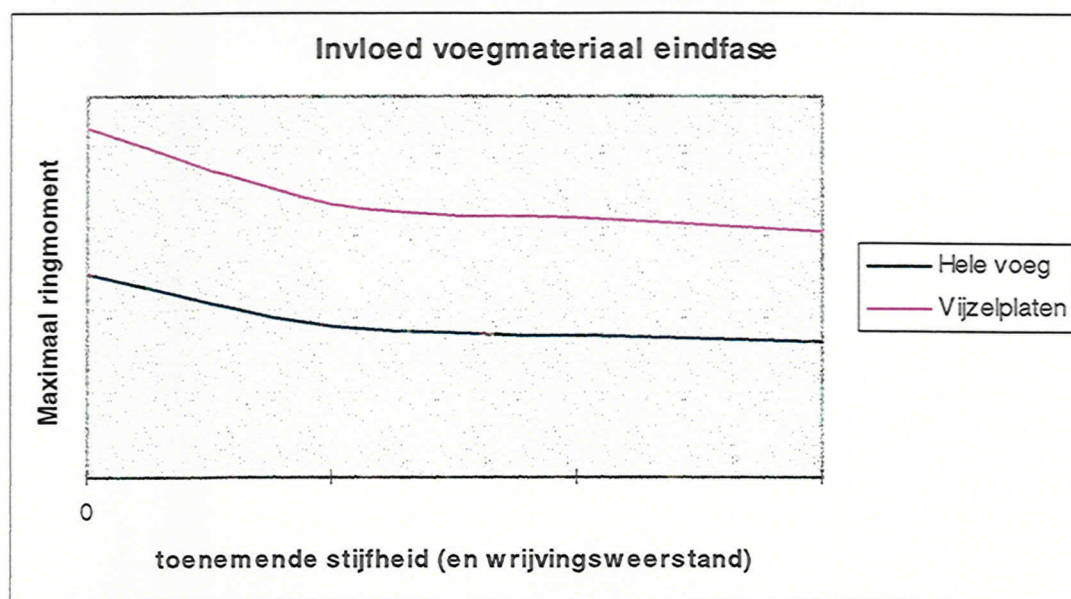
figuur 15.1: Invloed voegmateriaal op ringmomenten - bouwfase (ring 3=onbelaste ring)

Eindfase

In de eindfase-berekeningen blijkt toepassing van vijzelplaten bij elk materiaal hogere ringmomenten op te leveren. Het verschil bedraagt ca. 10%. Dit, terwijl bij de bouwphase bleek dat vijzelplaten (geconcentreerde krachtsoverdracht) ca. 10% lagere momenten opleveren (in de onbelaste ring). Hieruit blijkt dat de bouwphase en de eindfase twee totaal verschillende belastingsituaties zijn, die nauwkeurig geanalyseerd dienen te worden.

Verder blijkt uit de eindfase-berekeningen dat hoe beter de samenwerking tussen de ringen, hoe kleiner de maximale ringmomenten. Bij goede interactie worden de onderling ongelijke vervormingen 'gelijk getrokken', zodoende het maximale ringmoment verlagend. Bij ongekoppelde ringen zijn de maximale ringmomenten het hoogst en de vervormingen afhankelijk van de positie van de sluitsteen.

De invloed van het voegmateriaal in de eindfase kan als volgt weergegeven worden.



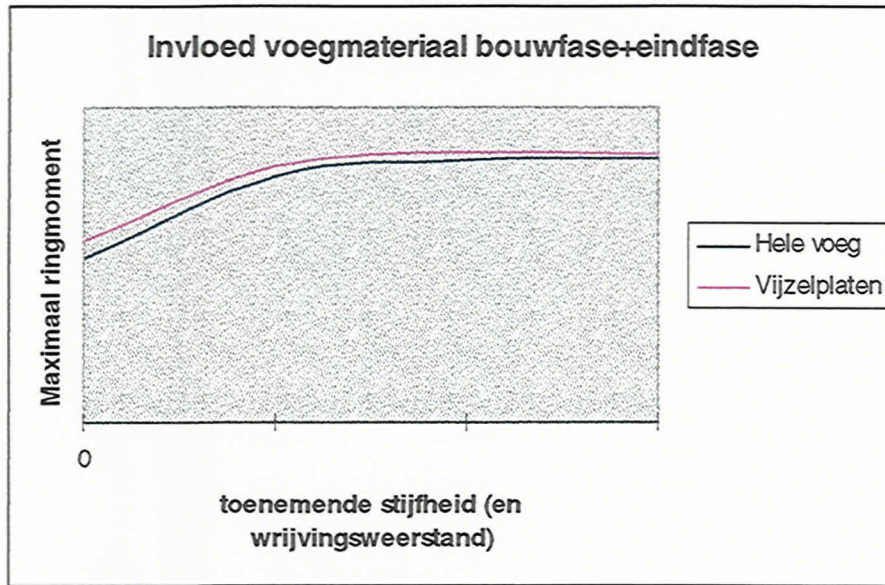
figuur 15.2: Invloed voegmateriaal op ringmomenten - eindfase

Eind- en bouwphase gesommeerd

Wanneer de invloed van het voegmateriaal bekeken wordt voor de uiteindelijke eindsituatie, blijkt het maximale ringmoment licht toe te nemen bij toepassing van een stijver voegmateriaal (hogere E-modulus). Bij een zeer lage (afschuif-) stijfheid en wrijvingsweerstand is het maximale ringmoment wel belangrijk lager dan bij toepassing van een voegmateriaal waarbij een goede interactie tussen de ringen ontstaat.

Voor elk voegmateriaal geldt dat toepassing over de volledige voeg iets kleinere momenten oplevert dan toepassing als vijzelplaatjes. Dit verschil wordt kleiner naarmate het contact tussen de ringen beter wordt, als gevolg van een hogere stijfheid van het voegmateriaal.

De invloed kan als volgt zichtbaar gemaakt worden.



figuur 15.3: Invloed voegmateriaal bouwfase+eindfase

Er wordt met nadruk op gewezen dat de gevonden resultaten met de nodige omzichtigheid benaderd dienen te worden. De gevonden conclusies zouden als voorlopige conclusies gezien kunnen worden, op basis van spanningen die visueel zichtbaar gemaakt zijn door het ANSYS-programma. Voor meer definitieve conclusies zouden de spanningen nauwkeuriger geanalyseerd dienen te worden en zou ook de hele momentenlijn bepaald moeten worden. Ook dienen de gebruikte aannames en vereenvoudigingen in het oog gehouden te worden. Met name het feit dat alle gemodelleerde voegmaterialen lineair-elastisch materiaalgedrag hebben (voor afschuiving: tot aan het punt van verschuiven) en dus het verschil tussen het gemodelleerde triplex en beton-op-beton zit in een grotere stijfheid van de lineaire veer. T.o.v. Kaubit is er ook een verschil in schuifweerstand.

15.4 Aanbevelingen

De volgende aanbevelingen worden gedaan.

Eindige elementen methode

- Het ontwikkelen van een eindige elementen model waarbij met verschillende rekenstappen de bouwfase in de eindfase ‘overgaat’. Op deze manier wordt de werkelijkheid beter benaderd, namelijk door het model eerst te berekenen in de bouwfase-situatie en vervolgens in de eindfase-situatie met de resultaten uit de bouwfase als uitgangspunt. Zodoende wordt de onzekere factor van “momenten van twee afzonderlijke berekeningen bij elkaar optellen” weggenomen.
- Het voegmateriaal op een meer realistische manier modelleren, nl. door de plaatjes fysieke afmetingen te geven, zodat aan de elementen die het voegmateriaal voorstellen reële eigenschappen gegeven kunnen worden bijv. plasticiteit of visco-elasticiteit.

Voegmaterialen

- Onderzoeken van de lange termijn effecten van voegmateriaal onder hoge druk. Met name belangrijk hierbij zijn:
 - duurzaamheid
 - doorgaande vervorming (kruip)
- Onderzoeken van de effecten van een snellere of langzamere belasting van de voegmaterialen. De belastingsnelheid is namelijk sterk bepalend voor het gedrag van visco-elastische materialen.

Bijvoorbeeld het gedrag van Kaubit onder een zeer snelle belasting zou onderzocht moeten worden, aangezien de belasting tijdens de bouw van de tunnel d.m.v. de vijzels van de TBM ook zeer snel (<1 min.) aangebracht wordt. Met name van belang is *wanneer* goed beton-op-beton contact plaatsvindt; is dit nog niet het geval op het moment dat de ringen, waartussen de betreffende voeg zich bevindt, het TBM-schild verlaten, kan dit aanleiding geven tot grote vervormingen, aangezien op dit moment de éne ring de volledige grondbelasting te verwerken krijgt, terwijl de andere ring zich nog binnen het schild bevindt en geen belasting (afgezien van eigen gewicht) ondervindt.
- Tevens is het zinvol het gedrag van Kaubit onder druk te onderzoeken bij verschillende maximale belastingen (eveneens bij verschillende belastingsnelheden). Met name van belang is het gegeven of bij een hogere maximale belasting *eerder* beton-op-beton-contact ontstaat en zo ja (dit is te verwachten) *hoeveel eerder*.

Aanbevelingen n.a.v. STUVA-onderzoek

- Er zou onderzocht moeten worden of een verlaging van de maximaal opneembare afschuifkracht van het Kaubit bij een hogere temperatuur veroorzaakt wordt door de temperatuurafhankelijkheid van de gebruikte lijm of door die van het Kaubit. Resultaten van dergelijk onderzoek zijn vooral van belang bij het bepalen van de toe te passen lijmsoort bij voegmaterialen, die een restdikte overlaten na compressie.
- Bij afschuifonderzoek van voegmaterialen die niet volledig wegvloeien zou het gedrag bij verschillende lijmsoorten, of verschillende manieren van toepassen van de lijm (zie [25]) bekeken moeten worden. Bij een materiaal als Kaubit is dit niet interessant, aangezien de afschuifstijfheid van Kaubit verwaarloosbaar is.

- Ook wordt aanbevolen contact te onderhouden met Tunnelling Accessories in Engeland. Dave Morgan is de verantwoordelijke persoon hier. De firma is leverancier van onder andere in dit rapport genoemde voegmaterialen en doet hier geregeld proeven mee. Men is bereid proeven uit te voeren, wanneer hier een goed voorstel voor gedaan wordt.

Literatuur

1. ir.R.J.van Beek, ir.J.C.S.Roelands - Liggerwerking tunnelbuis, werkrapport K100-W-019, april 1996
2. ir.P.S.Jovanovic - Tangentiële interactie tussen segmenten, K100-W-010, maart 1996
3. ir.R.A.Vonk - Axiale interactie tussen segmenten, K100-W-11, januari 1996
4. ir.N.D.Joustra, ing. F.Vahle - Voeggedrag gesegmenteerde betonnen tunnelling, Holland Railconsult, Utrecht, augustus 1997
5. KIVI, Boren van tunnels voor rail- en wegverbindingen, augustus 1993
6. ir.M.A.T.Visschedijk - Ring behaviour of a segmented lining, K-100-W-22, mei 1996
7. ir.C.B.M.Blom, dr.ir.G.P.C. van Oosterhout - Tweede orde evaluatie tunnelconstructie Tweede Heinenoordtunnel, juni 1997
8. dr.ir.D.A.Hordijk, ir.F.B.J.Gijsbers, Laboratoriumproeven tunnelsegmenten – TNO Bouw, juni 1996
9. Prof.Dr.-Ing.H.Duddeck, Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein - TU Braunschweig, 1980
10. P.Janßen, Tragverhalten von Tunnelausbauten mit Gelenktübbings - TU Braunschweig, 1983
11. B.Maidl, M.Herrenknecht, L.Anheuser - Maschinelles Tunnelbau im Schildvortrieb, 1995
12. ir.K.J.Bakker e.a. - Predictierapport Tweede Heinenoordtunnel, COB K100-04, januari 1997
13. Kompressionsversuche an Kaubitstreife und -platten, Prüfungsbericht nr.85/2/93, Hochtief AG, mei 1993
14. Prof.ir.A.F. van Tol, Fundering en Constructie - dictaat g81, TU Delft, maart 1996
15. Dr.-Ing.J.Erdmann, Vergleich ebener und Entwicklung räumlicher Berechnungsverfahren für Tunnel, TU Braunschweig, 1983
16. ir.P.S.Jovanovic, Bored railwaytunnels in the Netherlands - Study of literature, K100-W-008, augustus 1995
17. ir.D.Postma, ir.R.G.A.de Waal, dr.ir.C.van der Veen, Analytische rekenmodellen voor geboorde tunnels, Cement, oktober 1997
18. J.O.Bickel, Tunnel engineering handbook, Van Nostrand Reinhold Company Inc., 1982
19. K.Terzaghi, Geologic aspects of soft ground tunneling, uit: Applied Sedimentation, J.Wiley & Sons, 1950
20. N.van Empel, Liggerwerking gesegmenteerde boortunnels, afstudeerverslag TU Delft, mei 1998
21. J.J.Altenburg, Invloed aantal segmenten op ringgedrag boortunnels, afstudeerverslag TU Delft, december 1997
22. dr.ir.D.A.Hordijk, ir.F.B.J.Gijsbers, Experimenteel onderzoek naar het afschuifgedrag van ringvoegen, TNO Bouw, december 1997
23. T.Baumann, Tunnelauskleidungen mit Stahlbetontübbingen, Bautechnik 69 Heft 1, 1992
24. Dipl.-Ing.J.Dahl, Dipl.-Ing.G.Nußbaum, Neue Erkenntnisse zur Ermittlung der Grenztragfähigkeit von Tübbings im Bereich der Koppelfugen, Taschenbuch für den Tunnelbau 1997 - Kap.1, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. Essen, 1997
25. Dr.-Ing.J.Schreyer, Dr.-Ing.W.Meyeroltmanns, Versuche mit Kaubitplatten, 4RF-KE14, STUVAtec, september 1997
26. Documentatie Bakker Rubber, Industriële Polymeren Producten, Standaard opleggingen, juni 1988

- 27.G.Steck, Wood-based panels - Plywood, STEP lecture A10, Timber Engineering, Centrum Hout Almere, 1995
- 28.H.J.Sächtling, Kunststoff Taschenbuch, 24. Ausgabe, Hanser Verlag, 1989
- 29.dr.ir.G.P.C. van Oosterhout, ir.P.C. van Staalduinen, Meetrapport meetring Noord in de Tweede Heinenoordtunnel - Periode 3 tot en met 16 april 1997, K100-W-60, mei 1997
- 30.dr.ir.G.P.C. van Oosterhout, ir.P.C. van Staalduinen, Meetrapport meetring Noord in de Tweede Heinenoordtunnel - Periode 17 april tot en met 12 juni 1997, K100-W-63, juni 1997
- 31.dr.ir.G.P.C. van Oosterhout, ir.P.C. van Staalduinen, Meetrapport meetring Zuid in de Tweede Heinenoordtunnel - Periode 3 tot en met 26 november 1997, K100-W-68, december 1997
- 32.Prof.dr.ir.Y.M.de Haan, Materiaalmechanica - collegedictaat b13, TU Delft, oktober 1995
- 33.Prof.dr.ir.Y.M.de Haan, dr.ir.A.L.A.Fraaij, prof.dr.J.M.J.M. Bijen, Materiaalkunde, collegedictaat u1, TU Delft, december 1993
- 34.M.Alonso, E.J.Finn, Fundamentele natuurkunde – Mechanica, mei 1989
- 35.ir.P.S.Jovanovic, Three-dimensional analyses of segmented tunnel lining, Holland Railconsult, Utrecht, 1996
- 36.ir.C.B.M.Blom, ir.H.C.W.Duurland, ir.P.S.Jovanovic, dr.ir.G.P.C. van Oosterhout, Analyses of measurements data from COB (The Second Heinenoord Tunnel) by three-dimensional FEM model of tunnel lining (Holland Railconsult), abstract for 4th European Congress on Numerical Methods in Geomechanics, Udine-Italy, oktober 1998
- 37.Prof.Dr.-Ing. H.Ahrens, Dr.-Ing. E.Lindner, Dr.-Ing. K.H.Lux, Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den “Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)”, Die Bautechnik 8, 1982