

lek 13  
15  
Gg. Drif Blotter

Koninklijk instituut voor Ingenieurs

Sektie voor Tunneltechniek

Studiegroep III : Temperatuursinvloeden op  
tunnelkonstrukties

Samenstelling van de groep :

Ir. J. Brakel : wetenschappelijk hoofdmedewerker T.H.-Delft;  
voorzitter-rapporteur;

Ir. J.M. van Geest : ingenieur Rijkswaterstaat, Directie Sluizen  
en Stuwen; sekretaris;

Ir. R.G.F. van Gelder : hoofdingenieur A, Gemeentewerken 's-Gravenhage,  
hoofd Afd. Konstr. en Bijzondere Projekten;

Ir. H. Kooiker : ingenieur Gemeentewerken Rotterdam, Afd.  
Konstrukties en Research;

Ir. J.Y. Tonnissen : Christiani en Nielsen N.V., Voorburg;

Ir. Ch.J. Vos : Hoofd Waterbouwkundig Ontwerp bureau Hollandse  
Beton Maatschappij N.V., Rijswijk Z-H.

Ir. H. Kooiker is vrijwel van het begin af in de plaats getreden van  
ir. A.B.M. van der Plas van dezelfde dienst.

## Temperatuursinvloeden op tunnelkonstrukties

### Opdracht:

- nagaan welke temperatuursinvloeden tunnelkonstrukties ondergaan;
- een methode ontwerpen voor de berekening van deze invloed op de konstrukties;
- richtlijnen geven voor maatregelen, die bij het ontwerpen kunnen worden getroffen.

Er is verder gesteld, dat het geen volledig afgeronde studie hoeft te zijn, en dat aanbevelingen voor verdergaande studie of onderzoek op prijs zullen worden gesteld.

### Verantwoording

Gezien de vrij beperkte tijd, die voor de studie beschikbaar was - rond één jaar -, heeft de studiegroep gemeend zich te moeten beperken tot het bestuderen van het gedrag van de volledig verharde tunnelkonstruktie onder temperatuursinvloeden van buiten af, en zich niet te moeten bezig houden met de temperatuureffekten, die tengevolge van de ontwikkeling van de hydratatiewarmte en het daarop volgende afkoelingsproces in de konstruktie ontstaan.

De leden zijn zich echter ten volle bewust van het belang van deze laatste studie, maar anderzijds werd een voorafgaande bestudering van dit aanverwante, maar eenvoudiger geval meer zinvol geacht; aansluitend hierop kan dan later worden voortgebouwd.

De bestudering van de meer gekompliceerde temperatuureffekten ten gevolge van het hydratatieproces kunnen als een logische voortzetting van de onderhavige studie worden gezien.

Deze studie moet worden beschouwd als een state-of-art rapport; aan de bestaande opvattingen en zienswijzen zijn dan ook geen nieuwe toegevoegd. Het stuk geeft een overzicht van de kennis op dit ogenblik, waarbij voornamelijk geput is uit publikaties en rapporten van Nederlandse ingenieurs of instanties.

Opvallend is dat er in de literatuur over buitenlandse tunnels vrijwel niets wordt gezegd over temperatuursinvloeden, behalve in een vrij

uitvoerige Duitse publikatie over de tunnel bij Rendsberg (22, 23, 24). Voor de Amerikaanse zinktunnels, met hun doorgaans dubbele stalen huid, is het denkbaar dat temperatuurscheuren, zo ze al optreden, nauwelijks enig schadelijk effect kunnen hebben.

Voor de meeste andere buitenlandse gezonken tunnels, met doorgaans ook een rechthoekige doorsnede, is dit echter beslist niet het geval; de temperatuurkondities zijn vaak extremer dan bij ons (Montreal, Vancouver, Aalborg).

De auteurs pretenderen niet dat ze in het literatuuroverzicht vermelde artikelen en gegevens alle even zorgvuldig hebben bestudeerd; er zal hier en daar echt nog wel iets te vinden zijn dat aan hun aandacht is ontsnapt. De in de literatuur gevonden opvattingen en berekeningswijzen zijn in het algemeen niet uitvoerig herhaald; meestal is volstaan met een korte aanduiding en de bronvermelding.

Ook waar het om interne rapporten gaat, is door de betreffende Nederlandse instanties de toezegging gedaan dat deze voor de serieus geïnteresseerden ter beschikking kunnen worden gesteld.

Wat betreft de inhoud van het rapport werd, naast een algemene inleiding, een verdeling in twee hoofdgroepen als het meest doelmatig gezien, en wel als volgt:

1. Uitgangspunten voor statische berekeningen. Hierin komen de temperatuurgegevens voor, die men aan een niet met tunneltechniek vertrouwd betonkonstrukteur zal verstrekken, en waarmee deze bij de dimensionering van de betonkonstruktie rekening zal moeten houden.
2. Konstruktieve uitwerking. Hierin staat hoe de konstrukteur de in het vorige geformuleerde temperatuurgegevens in zijn statische-en sterkteberekening moet of kan invoeren om tot een verantwoord gedimensioneerde betonkonstruktie te komen, daarbij vanzelfsprekend rekening houdend met andere belastingen; het eigenlijke konstruktiewerk dus.

Aan het slot heeft de studiegroep een aantal konklusies en aanbevelingen geformuleerd, die uit de beschouwingen zijn voortgekomen. Hierbij zijn ook de vragen waarop zij geen bevredigend antwoord heeft gevonden - of waarbij zij de in de literatuur gegeven benadering in twijfel trekt - en die zij voor nadere bestudering of onderzoek aanbeveelt.

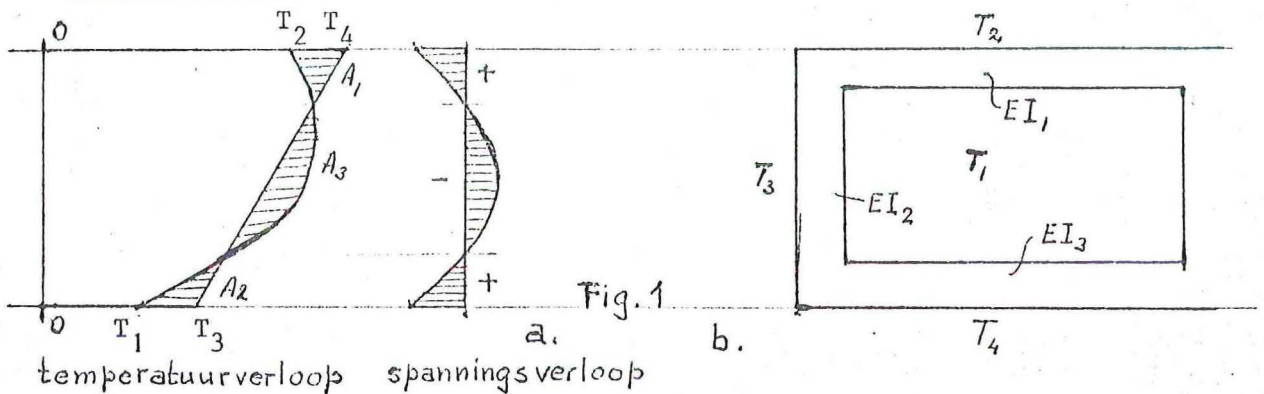
0. Inleiding.

Temperatuurverschillen veroorzaken geen spanningen in een constructie als de bijbehorende vervormingen vrij kunnen optreden.

Er ontstaan wel spanningen in de constructie tengevolge van temperatuurverschillen als het optreden van de bijbehorende vervormingen geheel of gedeeltelijk wordt belemmerd.

In dit verband heeft het zin twee gevallen te onderscheiden (zie ook fig. 1 ):

- 1) verhindering van de ongelijke temperatuurvervormingen van de afzonderlijke vezels van een doorsnede als gevolg van inwendige samenhang (vlakke doorsneden blijven vlak);
- 2) belemmering van de temperatuurvervorming (uitzetting, kromming) van een constructiedeel door samenhang met andere constructiedelen.



In het eerste geval ontstaan in de doorsnede zgn. eigen spanningen, die gekenmerkt zijn door de eigenschap, dat de som ervan over de doorsnede nul is, omdat ze geen momenten, reacties, o.d. in de constructie doen ontstaan.

In het tweede geval ontstaan in statisch onbepaalde constructies tengevolge van het belemmeren van de vervormingen zgn. opgelegde krachten en spanningen, (Du. Zwangskräfte und Zwangsspannungen), die wel momenten, oplegreacties e.d. tot gevolg hebben.

Beide spanningen kunnen met elkaar en met die uit andere belastingen worden gecombineerd.

Geheel analoog met spanningen tengevolge van belemmerde temperatuurvervorming gedragen zich spanningen tengevolge van belemmerde krimpvervorming; alleen zijn ze niet omkeerbaar.

Er is echter een wezenlijk onderscheid tussen spanningen tengevolge van temperatuur - en krimp - en die tengevolge van "normale" belastingen.

De eerste (dus zowel de eigen spanningen als de opgelegde spanningen) lopen sterk terug of verdwijnen nagenoeg bij het optreden van scheuren of het ontstaan van plastische vervormingen; die tengevolge van belastingen blijven

volledig aanwezig, hoewel de doorsnedekrachten in grootte kunnen worden gewijzigd en anders over de constructie verdeeld; als geheel moet echter voortdurend aan de evenwichtsvoorwaarden worden voldaan.

De eigen spanningen kunnen bij een gegeven temperatuurverloop over de doorsnede vrij eenvoudig worden berekend uit de voorwaarden:  $\Sigma N = 0$  en  $\Sigma M = 0$ .

Ze zijn alleen afhankelijk van  $E$ ,  $\alpha$  en  $\Delta T$ , dus van elasticiteitsmodules, warmtegeleidingscoëfficiënt en temperatuurverschil (fig. 1)

De opgelegde spanningen zijn bij een gegeven temperatuurverschil afhankelijk van de weerstand tegen vervorming van de constructie, die een functie is van de stijfheden en de lengten van het betreffende onderdeel en van de aansluitende constructiedelen, dus bijv.  $EI/l$ ,  $EF/l$ ,  $GI_t/l$ , enz.).

Ook kunnen ze afhankelijk zijn van de weerstand van het aangrenzende medium tegen vervorming, bijv. grondwrijving, weerstand van een oplegging, e.d.

Voor de bepaling van de hier bedoelde stijfheden dient rekening te worden gehouden met het wel of niet gescheurd zijn van de doorsnede, de mate van scheurvorming, het wapeningspercentage, de aanhechtingseigenschappen van het staal, gehele of gedeeltelijke voorspanning, enz.; eventueel ook met het niet-rechtlĳnig verband tussen spanningen en vervormingen van beton.

Voor lange-duureffecten kan ook rekening worden gehouden met relaxatie (het afnemen van de spanning met de tijd), met krimp (het toenemen van de vervorming met de tijd) en met de toeneming van  $E_b'$  (of  $G$ ) als functie van de tijd.

In hoofdstuk 2 van deze studie en in de literatuur nrs. 40 e.v. is aan berekening van deze spanningen aandacht besteed.

0.1. Algemene beschouwing over warmtetransport in een lichaam.

Voor de berekening van temperatuurspanningen is in eerste instantie nodig, dat het temperatuurverloop  $T$  in de constructie bekend is, zowel naar plaats als naar tijd:  $T = f(x, y, z, t)$ .

Het temperatuurverloop kan worden berekend met behulp van de wetten van de thermodynamica, met name die van de warmtegeleiding en de warmte-overgang. Vooral de laatste twee decennia is over de berekening van het temperatuurverloop in betonconstructies wel het een en ander aan publicaties verschenen, waarvan door degenen, die ermee te maken krijgen, gebruik kan worden gemaakt (2, 3, 5, 8, 12). Het berekenen van de bijbehorende spanningen in de betonconstructie wordt toegelicht in o.a. (1, 2, 4, 6, 7, 9, 10, 11), en verder in de publicaties onder (80 t/m 94).

Het warmtetransport, en daarmee de temperatuurverdeling in een lichaam kan worden weergegeven met behulp van de differentiaalvergelijking van Fourier voor warmtestroming:

$$\frac{\delta T}{\delta t} = a \cdot \Delta T$$

Hierin is:

- $T$  = de temperatuur
- $t$  = de tijd
- $a$  =  $\lambda/\rho c$  = de temperatuurvereffeningscoëfficiënt.
- $\lambda$  = de warmtegeleidingscoëfficiënt
- $\rho$  = de dichtheid
- $c$  = de soortgelijke warmte

$$\Delta T = \frac{\delta^2 T}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta y^2} + \frac{\delta^2 T}{\delta z^2} = \text{de operator van Laplace.}$$

$x, y, z$  = de coördinaten van het beschouwde punt.

Voor een ééndimensionale warmtestroming, zoals deze bij vloeren en wanden veelal ten naaste bij kan worden aangenomen, gaat deze vergelijking over in:

$$\frac{\delta T}{\delta t} = a \frac{\delta^2 T}{\delta x^2}$$

Het warmtetransport aan het vrije oppervlak wordt bepaald door geleiding, convectie en straling; de laatste speelt meestal een ondergeschikte rol (in de hier bedoelde gevallen van tunnels onder water; in het bouwdok kan zonbestraling van betekenis zijn).

Over de invloed van zonbestraling op het temperatuurverloop in betonconstructies is weinig bekend. Er kan theoretisch vrij goed naar gerekend worden (3), maar over de mate van overeenstemming van berekende en gemeten waarden in de praktijk is in de literatuur niets gevonden.

Wel zijn er enige temperatuurmetingen in het bouwdok verricht (Leidingtunnel Hollandsch Diep) en ook aan enige brugconstructies ( zie 1.4 ) maar meer dan een aanduiding over de invloed van zombestraling is hier niet uit te halen (zie ook 1.4.2).

Er is, voor zover bekend, hier te lande nog niet aan gerekend.

Bij de overgang van beton naar lucht geldt de voorwaarde, dat de aangevoerde warmte gelijk is aan de afgevoerde warmte, of:

$$\alpha (T_o - T_m) + \lambda \left( \frac{dT}{dx} \right)_{x=0} = 0$$

of:

$$T_o - T_m = - \frac{\lambda}{\alpha} \left( \frac{dT}{dx} \right)_{x=0}$$

Hierin is:

- $\alpha$  = de warmteovergangscoefficient;
- $T_o$  = de temperatuur van het oppervlak;
- $T_m$  = de temperatuur van de omgeving
- $\lambda$  = de warmtegeleidingscoefficient van het beton;
- $\left( \frac{dT}{dx} \right)_{x=0}$  = de temperatuurgradiënt aan het oppervlak.

Voor grote waarden van  $\alpha$  (kleine weerstand aan het oppervlak) is de temperatuur van het betonoppervlak  $\approx$  de temperatuur van de omgeving. In tunnels met flinke langsventilatie ( $\alpha = 20 - 30 \text{ kcal/m}^2 \text{ h } ^\circ\text{C}$ ) is de invloed van de overgangsweerstand vrij gering en wordt hij wel verwaarloosd. Bij stilstaande of nagenoeg stilstaande lucht heeft het zin er wel mee te rekenen.

Nadere beschouwingen hierover zijn te vinden in CUR-rapport nr. 19 (litt. (2) verder o.a. in (3), (11) en de daarin aangehaalde literatuur.

1. Uitgangspunten voor de statische berekeningen.

Beschouwingen over temperatuurinvloeden op tunnelkonstrukties zijn in de regel opgebouwd uit twee hoofdbestanddelen.

Deze zijn:

- a. welke uitgangspunten ten aanzien van de temperatuuraannamen dienen te worden vastgelegd?
- b. op welke wijze moeten de als gevolg van a. gevonden temperatuurwisselingen in konstruktief opzicht worden verwerkt?

In dit hoofdstuk zal het punt a. nader worden uitgewerkt.

Uitgangspunt hierbij is dat temperatuurverschillen in de konstruktie op een bepaald ogenblik, alsmede temperatuurwisselingen over een bepaald tijdsverloop van invloed kunnen zijn op omvangrijke waterbouwkundige konstrukties als tunnels. Deze invloed kan onder bepaalde omstandigheden aanzienlijk zijn.

De konstrukteur die aan de faktor temperatuur bij het konstrueren van tunnels aandacht wil schenken, zal vooral geïnteresseerd zijn in:

1. Het temperatuurverschil dat op een bepaald moment bestaat tussen de binnen- en de buitenzijde van een konstruktiedeel (wand, dak of bodem) van een tunnel, ook wel "gradiënt" genoemd (lineair of gebogen verloop).
2. Het verschil in gemiddelde temperatuur tussen bepaalde konstruktiedelen op een bepaald moment (b.v. tussen dak, vloer en wand).
3. De variatie in gemiddelde temperatuur van bepaalde konstruktiedelen of van de gehele tunnelkonstruktie in afhankelijkheid van de seizoenen (b.v. zomer/winter).

De onder 1 en 2 genoemde temperatuurverschillen zijn vooral van invloed op de statische berekeningen, de bepaling van het wapeningspercentage en de scheurvorming.

De invloed van de temperatuurverschillen genoemd onder punt 3 zijn vooral van belang voor de konstruktieve uitwerking van de tunnelkonstruktie ten aanzien van de dilatatie.



In het nu volgende zal getracht worden een overzicht te geven van de diverse factoren die op het temperatuurverloop van invloed zijn.

### 1.1 Temperatuur buiten de tunnel.

Teneinde te komen tot het vaststellen van de uiteindelijke temperatuurverschillen waarmee door de konstrukteur gerekend dient te worden, moet bepaald worden welke temperaturen in de konstruktie aanwezig zijn of zouden kunnen zijn.

Hiertoe moet worden nagegaan welke temperaturen aan de buitenzijde van de tunnel aanwezig zijn of kunnen gaan optreden en welke factoren daarop van invloed zijn. Evenzo moet dit aan de binnenzijde van de tunnel worden nagegaan.

De temperatuur aan de buitenzijde van de tunnel blijkt in hoofdzaak afhankelijk van een tweetal factoren en wel:

- a. - beïnvloeding door de omgeving;
- b. - beïnvloeding door de temperatuur aan de binnenzijde.

#### 1.1.1 Afhankelijkheid van omgeving.

Bij verschil in temperatuur tussen tunnelkonstruktie en omgeving, c.q. omringende met water verzadigde grond, ontstaat een warmte-uitwisseling tussen beide. De warmtestroom die ontstaat, kan zowel van als naar het tunnellichaam gericht zijn en is bovendien, afhankelijk van de omstandigheden, omkeerbaar.

De tunnel gedraagt zich als het ware als een verwarmingsbuis, respektievelijk koelbuis, in een omgeving waar onder niet verstoorde omstandigheden slechts geringe temperatuurschommelingen zouden optreden. Voor het bepalen van de temperatuur aan de buitenzijde van de tunnel blijkt het dus allereerst van belang te weten welke, meestal geringe temperatuurschommelingen zouden optreden wanneer de tunnelkonstruktie niet als verstorend element op de omgeving zou werken.

Van invloed hierop zijn onder andere de volgende factoren:

- ligt de tunnel niet aangevuld in stromend water, of ligt de tunnel afgezonken in een weer aangevulde zinksleuf?
- bestaat de aanvulling uit zand en is er een behoorlijk kontakt tussen oppervlaktewater en grondwater, of is er nauwelijks sprake van een grondwaterstroming?

Is op grond van eigen waarnemingen of na vergelijking met gegevens van andere tunnels de omgevingstemperatuur of de fluktuatie van deze omgevingstemperatuur vastgesteld, dan moeten voor het bepalen van de temperatuur aan de buitenzijde van de tunnelkonstruktie hierop de gevolgen gesuperponeerd worden van de beïnvloeding door de temperatuur van de binnenzijde van de tunnel.

### 1.1.2 Beïnvloeding door de temperatuur binnen de tunnel.

In het vorenstaande is reeds gesteld dat bij temperatuurverschillen tussen tunnel en omgeving een warmtestroom, d.w.z. een transport van calorieën hetzij in de ene, hetzij in de andere richting zal ontstaan. Het effect hiervan zal zijn dat het oorspronkelijke temperatuurniveau op het contactvlak tussen tunnelkonstruktie en omringende grond zal gaan veranderen.

Afhankelijk van de thermische eigenschappen, zoals warmtecapaciteit en warmtegeleidingsvermogen van de tunnelkonstruktie (beton) en de omgeving (grond), zullen zowel de tunnelkonstruktie als de omgevende grond in een bepaalde verhouding ten aanzien van elkaar wijzigen in temperatuur.

Voor tunnels onder Nederlandse omstandigheden, d.w.z. een ter plaatse gebouwde of een afgezonken tunnel in een met zand aangevulde zinksleuf (in beide gevallen met water verzadigd), kan blijkens diverse onderzoeken worden aangenomen dat op een afstand van ca. 2 m van de tunnelkonstruktie de warmtestroom uit de tunnel nagenoeg geen invloed meer heeft op de temperatuur van het grondwater (26).

De grondwatertemperatuur werd vroeger als een konstante waarde van ca. 10 °C aangenomen. Een schommeling van enige graden hier om heen, b.v. van 6 °C tot 14 °C is echter zeer goed mogelijk. Metingen, o.a. bij de Maastunnel (fig. 1.2) en de IJ-tunnel hebben dit aangetoond.

Binnen het genoemde grondmassief van 2 m rondom de tunnel zal deze grondwatertemperatuur dan worden beïnvloed door de temperatuur binnen de tunnel.

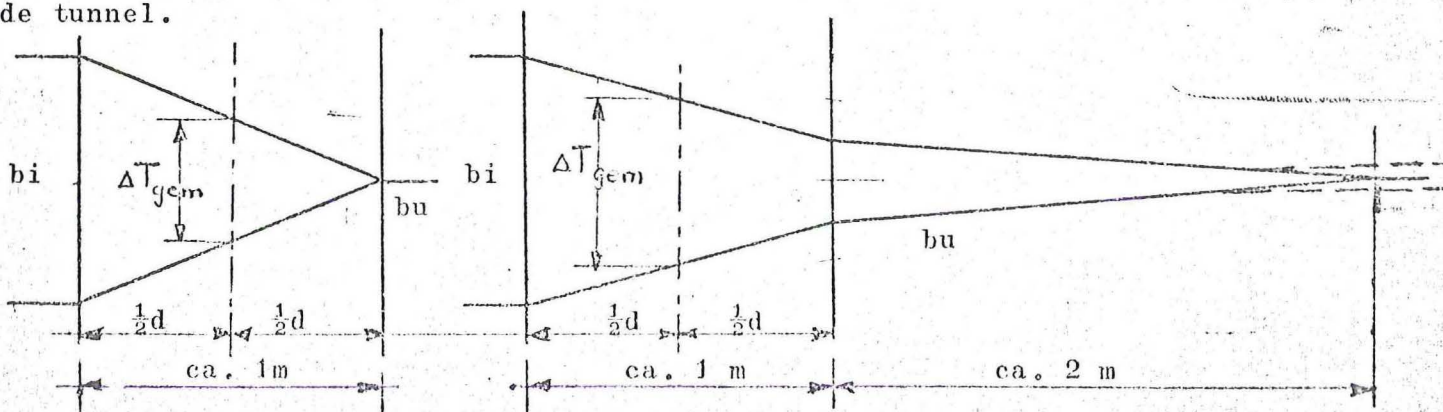


Fig. 1.1 Konstante en niet-konstante temperatuur aan de buitenzijde van de tunnel

Een en ander is, zoals reeds gesteld, gebleken uit metingen aan tunnels (21, 26, 30) en uit onderzoekingen aan een elektrisch model (26, 44, 45).

Uit fig. 1.1 blijkt dat in het algemeen de gradiënt kleiner zal zijn dan bij de vroegere gedachte waarbij de temperatuur aan de buitenzijde van de tunnel geacht werd konstant te zijn.

Een gevolg hiervan is dat de fluktuatie van de gemiddelde temperatuur van het konstruktiedeel groter is dan vroeger werd aangenomen (rechter situatie t.o.v. linker situatie). Deze fluktuatie wordt nog versterkt als de temperatuur van het grondwater met de seizoenen op en neer gaat (fig. 1.2).

Teneinde tot een kwantificering van de optredende temperatuurverschillen te komen zal in het navolgende worden ingegaan op de temperatuur binnen de tunnel en op de factoren die daarop van invloed zijn.

## 1.2 Temperatuur binnen de tunnel.

Van belang voor de konstrakteur van tunnels, die met temperatoureffekten rekening moet houden, is het kennen van de extreme temperaturen aan de binnenzijde van de tunnelkonstruktie.

Deze te verwachten extreme temperaturen op het binnenoppervlak zullen voor iedere konstruktie steeds opnieuw moeten worden bepaald.

Het bestaan van een relatie tussen deze oppervlaktetemperatuur en de temperatuur van de lucht in de tunnel zal echter steeds duidelijk zijn. Slechts de aard van deze relatie kan door het wisselen van een aantal beïnvloedende faktoren van geval tot geval anders zijn.

De hier bedoelde faktoren zijn o.a.:

- het gebruik van de tunnel;
- de detaillering van de afbouw c.q. de inrichting van de tunnel;
- de invloed van de buitenluchttemperatuur;
- de invloed van de frekwenties van de extreme buitenluchttemperaturen.

In het hierna volgende zal op deze faktoren nader worden ingegaan.

### 1.2.1 Gebruiksaard van de tunnel.

De temperatuur van de lucht in de tunnel wordt onder andere bepaald door de aard van het gebruik van de tunnel. Het gebruik van de tunnel kan in de eerste plaats van invloed zijn op de ventilatie van de tunnel. De aard van de ventilatie is dan op haar beurt onder meer bepalend voor de relatie tussen de buitenluchttemperatuur en de temperatuur van de lucht in de tunnel.

Hierop wordt nader in 1.2.3 ingegaan.

Uitgaande echter van een bepaalde temperatuur van de lucht binnen de tunnel, al dan niet verkregen door een meer of minder sterke ventilatie, is het duidelijk dat ook andere uit het gebruik voortkomende faktoren van invloed zijn op de temperatuur van de lucht binnen de tunnel.

Bij tunnels voor autoverkeer is vroeger wel aangenomen dat door het autoverkeer ten gevolge van een bepaald rendementverlies van de automotor er een opwarmend effekt van de lucht in de tunnel plaats vond. Schattingen hierover waren in de orde van grootte van 1 à 2° C.

Gebleken is dat dit opwarmend effect, althans bij autotunnels met een sterke ventilatie, niet kon worden waargenomen.

Bij spoorweg- en metrotunnels moet in de regel wel rekening worden gehouden met een opwarmend effect ten gevolge van het treinverkeer. Ook hierover is in de vakliteratuur vrij weinig concreets te vinden. Voor enige metrosystemen zijn berekeningen gemaakt over de hoeveelheid calorische die ten gevolge van de treinexploitatie vrijkomen. Deze berekeningen, b.v. voor Stockholm, Rio de Janeiro en Rotterdam, becijferen alle een hoeveelheid warmte die per uur per km dubbelspoor bij een bepaalde treinfrequentie kan vrijkomen. Tussen de berekeningen bestaat een redelijke overeenkomst (104). Ook wordt verwezen naar het rapport van Studiegroep IV, die hierop nader is ingegaan.

Tenslotte zijn er nog tunnels voor kabels en leidingen.

Bij leidingen zal de temperatuur van het door de leidingen te transporteren produkt van invloed kunnen zijn op de temperatuur van de lucht in de tunnel. Een isolatie om de leidingen zal deze invloed kunnen afdempen.

Bij kabels zal door inwendige weerstanden elektrische energie worden omgezet in warmte. De invloed hiervan op de temperatuur van de lucht in de tunnel zal afhankelijk zijn van de omvang van de kabels, de weerstand, de stroomsterkte en het aantal kabels.

#### 1.2.2 Detaillering van de afbouw en de inrichting van de tunnel.

In het voorafgaande zijn enkele factoren genoemd die buiten de directe relatie buitenluchttemperatuur - binnenluchttemperatuur (1.2.3) om invloed kunnen uitoefenen op de luchttemperatuur in de tunnel. De grootte van deze invloed is echter in sterke mate afhankelijk van de detaillering van de afbouw en van de verdere inrichting van de tunnel.

Bij tunnels voor autoverkeer spreekt dit nog niet zo, hoewel ook daar reeds factoren als lengte van de tunnel, hellingen en bogen een rol spelen. Meestal worden deze factoren echter betrokken bij het bepalen van de ventilatie en is hun directe invloed op de temperatuur van de lucht binnen de tunnel hierdoor niet meer duidelijk herkenbaar.

Bij tunnels voor trein- en metroverkeer blijkt dat het berekenen van de vrijkomende energie onder bepaalde omstandigheden mogelijk is. Bij berekeningen voor diverse steden is hierbij een redelijke mate van overeenkomst gevonden (104).

Bij het opwarmen van de lucht in de metro/treintunnels ten gevolge van de vrijkomende energie spelen echter een groot aantal factoren een rol. Praktisch al deze factoren zijn mede bepalend voor de essentiële vraag op dit punt: in hoeveel tijd wordt de totale in de tunnel aanwezige hoeveelheid lucht ververst? Enerzijds is dit dus een probleem van ventilatie, anderzijds zijn er factoren in detailering, afbouw en inrichting die hierop van invloed zijn. Zo zal met name de uitwerking van de stations wat betreft: airconditioning, ventilatieschachten en toegangspartijen hierin een rol spelen.

### 1.2.3 Luchttemperatuur binnen de tunnel afhankelijk van buitenluchttemperatuur (ventilatie).

De relatie tussen de temperatuur van de lucht binnen de tunnel en die van de buitenluchttemperatuur is geheel samen te vatten met het woord ventilatie.

Bij een totale afwezigheid van ventilatie zal de binnentemperatuur zich geheel onafhankelijk van de buitentemperatuur gedragen. Bij een optimaal funktionerende ventilatie zullen de beide temperaturen geheel gelijk zijn.

Ten aanzien van autotunnels kan worden gesteld dat in het algemeen een zeer sterke (mechanische) ventilatie aanwezig zal zijn. Hierdoor zal de temperatuur van de lucht in de tunnel vrijwel gelijk zijn aan de temperatuur van de buitenlucht en zullen schommelingen van deze laatste ook vrijwel zonder tijdsverschil worden gevolgd.

Bij tunnels met een natuurlijke ventilatie zal de aanpassing van de temperatuur van de lucht binnen de tunnel aan de wijzigingen van de buitenluchttemperatuur met enige vertraging plaats vinden. Daardoor zal ook ten opzichte van de extreme buitenluchttemperatuur enige demping optreden. De grootte van dit effect zal mede afhangen van de klimatologische omstandigheden zoals windrichting etc. en van de situering van b.v. de tunnelingangen ten opzichte van de overheersende windrichting.

Bovendien kan hierbij nog een rol spelen de verhouding tussen de oppervlakte van de tunneldoorsnede en die van het eventueel passerende verkeer (auto's of treinen).

### 1.3 Aan te nemen gradiënten.

Bij berekeningen en bij modelonderzoeken rest de vraag welke temperatuur men op het binnenoppervlak van de konstruktie moet rekenen, uitgaande van een met inachtneming van alle beïnvloedende factoren bepaalde temperatuur van de lucht binnen de konstruktie. Hiervoor moet men de warmte-overgangscoefficiënt  $\alpha$  (kcal/h m<sup>2</sup> °C) kennen. Afhankelijk van de aard van de konstruktie en van het gebruik van het gedeelte van de tunnel zal deze variëren met de snelheid waarmee de lucht zich verplaatst.

Deze variatie loopt van  $\alpha = 7$  tot  $\alpha = 25$  à 30 kcal/h m<sup>2</sup> °C.

Het kan voorkomen dat in één doorsnede voor verschillende delen van de konstruktie een verschillende  $\alpha$  moet worden aangenomen (bijv. tunnelwand achter wandbekleding, d.w.z. stilstaande lucht; tunneldak in ventilatiekanaal, d.w.z. lucht met hoge snelheid).

#### 1.3.1 Gradiënt tussen binnen- en buitenkant van de betonkonstruktie van het dak, de wanden en de bodem.

Bij een analyse van de beschikbare gegevens (dat zijn de reeds eerder genoemde artikelen Steveling, Van der Plas/Plantema, Van der Heijdt/Van Gelder alsmede metingen aan een model (TNO) (25, 26, 27, 44, 45) en metingen aan de IJ-tunnel (30) en de Rendsburgertunnel (22, 23, 24) blijken er belangrijke punten van overeenkomst te zijn.

Bij de werkelijke gemeten waarden (IJ-tunnel; Rendsburgertunnel) blijkt bij een wanddikte van ca. 1 m de gradiënt, d.w.z. het verschil in temperatuur tussen binnen- en buitenzijde van de tunnel, te variëren tussen 3,5 °C en 2 °C.

Een inzicht in het hierbij behorende verloop van de temperatuur van de buitenlucht, met name over de voorafgaande periode, ontbreekt echter. Hierdoor is uit de bekende meetresultaten niet af te leiden in hoeverre de gemeten waarden afwijken van de extreme waarden.

Bij de theoretisch benaderde waarden (onderzoek op modellen) wordt bij de stationaire toestand 3 °C gevonden en bij een zeer extreme temperatuursprong een gradiënt van 9 °C. Een dergelijke extreme temperatuursprong is echter nauwelijks als reëel aan te nemen. Op grond hiervan kan met inachtneming van een zekere veiligheidsmarge een temperatuurgradiënt van 10 °C worden aangenomen.

↳ Waarom juist dan de 9°?

### 1.3.3 Temperatuurverschillen tussen de diverse onderdelen van de constructie.

Zoals in 1.2.1 reeds bleek is de gebruiksaard van de tunnel van invloed op de temperaturen, e.g. temperatuurverschillen waarmee de constructeur rekening dient te houden. Uiteraard kunnen ook in een tunnel diverse ruimten voorkomen met een verschillende gebruiksaard, zodat in een tunneldoorsnede konstruktiedelen kunnen voorkomen die aan verschillende temperatuurcycli worden blootgesteld.

Voorbeelden hiervan zijn kabelkokers in verkeerstunnels, inspectietunnels in spoorwegtunnels, ventilatiekanalen in mechanisch geventileerde tunnels.

Ook in één ruimte in een tunnel kunnen verschillen tussen diverse konstruktiedelen optreden. Voorbeelden hiervan zijn verschil in konstruktiedikte, een dak met een akoestische bekleding, een wand met een wandbekleding of een vloer met ballastbeton. In een spoorwegtunnel kan dit een vloer met een ballastbed zijn.

In hoofdstuk 2.2.2.1 wordt nader ingegaan op de konstruktieve gevolgen van de hier gememoreerde mogelijke temperatuurverschillen tussen de diverse onderdelen van de constructie.

Hier wordt slechts gekonstateerd dat dergelijke temperatuurverschillen aanwezig kunnen zijn én dan aanleiding kunnen geven tot het optreden van aanzienlijke spanningen in de constructie.

### 1.3.4 Invloed van isolatie.

Wanneer de gevolgen van temperatuurinvloeden op de constructie zodanige consequenties hebben dat de konstruktieve problemen niet of nauwelijks oplosbaar meer zijn, blijft de mogelijkheid over de invloeden van de temperatuur op de constructie te beperken door het aanbrengen van een thermische isolatie.

De meest voor de hand liggende redenen voor het toepassen van een thermische isolatie zijn:

- a. temperatuurinvloeden reduceren om de dilatatie te beperken:
  - b.v. - verplaatsingen beperken i.v.m. voegen;
  - verplaatsingen beperken i.v.m. fundering;
  - dilatatie van verschillende konstruktiedelen zoveel mogelijk met elkaar in overeenstemming brengen.
- b. temperatuurinvloeden beperken teneinde per konstruktiedeel de spanningen ten gevolge van temperatuurverschillen tussen binnen- en buitenzijde van de wand te beperken.



Voor het rivierkruisend gedeelte van de metrotunnel in Rotterdam is om de redenen genoemd onder a. en b. indertijd besloten tot het aanbrengen van een isolatielaag aan de binnenzijde van de tunnel.

In Amsterdam is bij de IJ-tunnel voornamelijk om de redenen genoemd onder a. een isolatielaag aangebracht.

Het effect dat met een isolatielaag te verkrijgen is heeft men geheel in de hand met de afmetingen van de laag en de te kiezen materialen; zie ook (27).

Eisen die men aan de isolatiematerialen moet stellen zijn o.a.: hoge en blijvende isolatiewaarde, grote duurzaamheid, eenvoudige bevestigingsmethode, voldoende hitte- en brandbestendigheid, geen gevaarlijke verbrandingsgassen en een geringe dampdiffusieweerstand.

Op basis van deze eisen is van de metrotunnel in Rotterdam de keuze gevallen op een isolatielaag, bestaande uit geëxpandeerde met bitumen geïmpregneerde kurkplaten, die ter bescherming werd afgedekt met een met kippegaas gewapende laag pyrok.

In Amsterdam zijn voor de IJ-tunnel meerdere isolatiematerialen gebruikt.

Voor de verschillende konstruktiedelen is hier steeds opnieuw, afhankelijk van de benodigde isolatiewaarde, de beschikbare ruimte en de specifieke eisen die uit het gebruik van de diverse tunnelruimten voortkwamen, de materiaalkeus gedaan.

In de onder het rijdek gelegen ventilatiekanalen is een geëxpandeerde kurkplaat toegepast, die is afgedekt met een latex cementvloer op de horizontale vlakken en met een laag epoxyhars op de overige vlakken.

Voor de isolatie van de tunnelwanden diemoest worden aangebracht achter de wandbekledingsplaten zijn geëxtrudeerde polystyreenplaten (Roofmate) gekozen, terwijl voor de boven de rijbaan gelegen ventilatiekanalen sandwichpanelen zijn gebruikt, bestaande uit een laag polyurethaanschuim tussen twee asbestcementplaten.

#### 1.4. Temperatuursinvloeden in het bouwstadium.

Gedurende de periode, waarin het tunnelelement in het bouwdok gemaakt wordt of gereed ligt, zijn twee vormen van temperatuursinvloed te onderscheiden, n.l. temperatuursinvloed ten gevolge van:

1. De hydratatiewarmte.
2. De weersomstandigheden.

1.4.1. De hydratatiewarmte valt buiten het werkgebied van deze commissie.

#### 1.4.2. De weersomstandigheden.

Ook nu weer is de constructeur voor zijn statische berekening geïnteresseerd in:

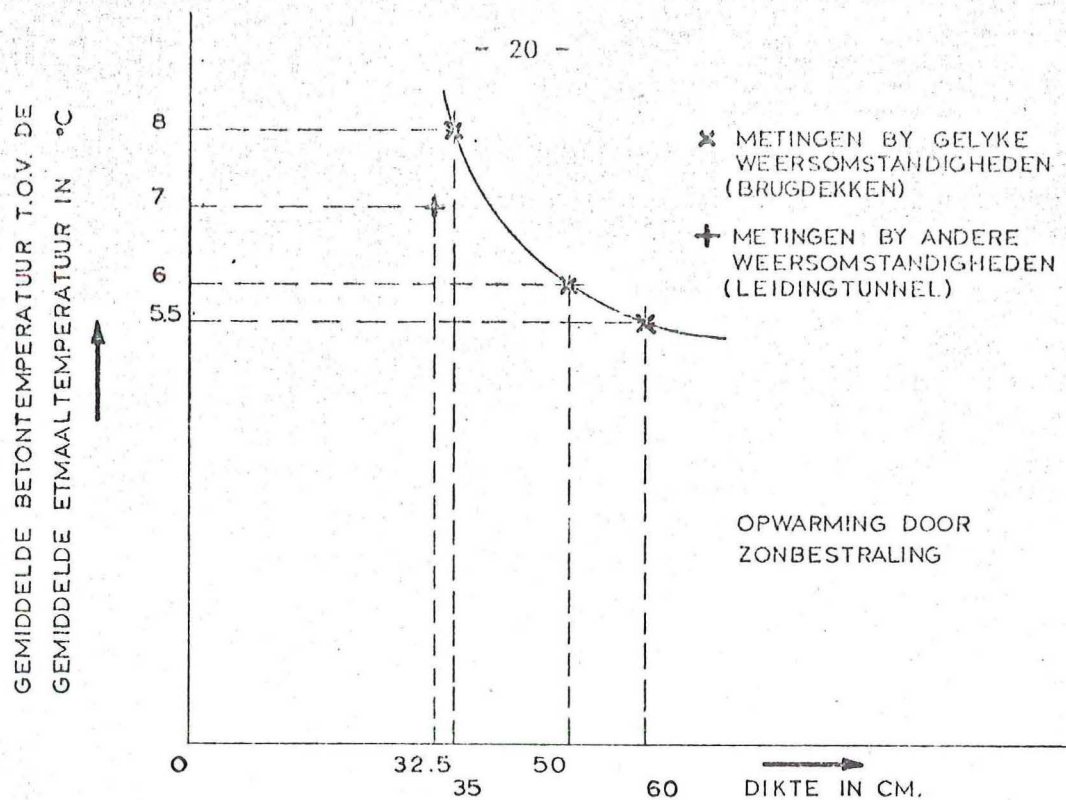
1. De gradient, die kan optreden in de afzonderlijke onderdelen. In de onderdelen, die direct door de zon worden bestraald, zal deze het grootst zijn.
2. Het verschil van de gemiddelde betontemperatuur op een bepaald moment in de diverse onderdelen ten opzichte van de gemiddelde etmaaltemperatuur.
3. De variatie van de gemiddelde betontemperatuur van de gehele dwarsdoorsnede.

ad 1. Door T.N.O. zijn voor de C.U.R.-commissie D3 metingen verricht aan drie brugdekken met dikten van 35,50 en 60 cm (33).

Onder uitzonderlijke weersomstandigheden is een maximale temperatuurval over de doorsnede gemeten van  $10^{\circ}\text{C}$ .

Gezien het geringe aantal metingen geeft dit resultaat niet meer dan een indicatie.

ad 2. Uit bovengenoemde metingen en uit een gering aantal metingen aan de leidingtunnel Hollandsch Diep (32) zijn waarden af te leiden voor de gemiddelde betontemperatuur ten opzichte van de gemiddelde etmaaltemperatuur voor de door de zon bestraalde onderdelen. Zij zijn in bijgaande figuur uitgezet.



Opgemerkt zij, dat ook deze waarden slechts een indicatie geven.

Voor de gemiddelde betontemperatuur van de niet direct door de zon bestraalde onderdelen (waarvan de vloertemperatuur de meeste invloed heeft) zijn geen gegevens gevonden. De gemiddelde betontemperatuur zal najlen op de gemiddelde etmaaltemperatuur. De mate van najling is onder meer afhankelijk van de dikte van de vloer en het één- of tweezijdig begrensd zijn door de buitenlucht (vergelijk verkeerstunnel op grindbed en leidingtunnel op ondersteuning). Indien de tunnel gedeeltelijk in het water ligt, kan de gemiddelde watertemperatuur voor de ondergedompelde onderdelen worden aangehouden.

ad 3. Voor de uiterste waarden van de gemiddelde betontemperatuur van de gehele doorsnede lijkt de aangewezen weg uit te gaan van de K.N.M.I.-gegevens over de gemiddelde etmaaltemperaturen gedurende de periode van uitvoering en de gemiddelde betontemperatuur daaraan gelijk te stellen. De hogere temperatuur van de door de zon bestraalde onderdelen (zie 2) kan dan worden omgeslagen over de gehele doorsnede.

Indien ten gevolge van de hierboven genoemde temperatuurbelastinggevallen gedurende de uitvoering ontoelaatbare spanningen dreigen op te treden, kan men overwegen tijdelijke maatregelen te treffen om de invloed van de directe zonbestraling te verkleinen.

De volgende maatregelen kunnen worden getroffen:

- 1e het afschermen met een overkapping
- 2e het nathouden van het beton
- 3e het beïnvloeden van de reflectie door b.v.
  - wit maken
  - met aluminiumverf bestrijken.

Bij de uitvoering van de leidingtunnel Hollandsch Diep is één vergelijkende meting verricht tussen een onbehandeld en een natgehouden betonoppervlak.

De gradient bleek aan de bovenzijde ca. 25% af te nemen; echter de onderzijde van de tunnel koelde ook af, zodat het effect op de gradient over de gehele doorsnede geringer was.

Voor het overige zijn geen metingen bekend.

De metingen zijn niet vergeleken met berekeningen.

Een eenvoudige en bruikbare berekeningsmethode is te vinden in (13):

"Warmtetransmissie door samengestelde konstrukties bij zonbestraling".

1.5. Verrichte metingen.

In de hiernavolgende tabel wordt een overzicht gegeven van de metingen, die tot dusver verricht zijn. Verschillende metingen zijn nog gaande (metro Rotterdam, leidingtunnel Hollandsch Diep, IJ-tunnel en E3 tunnel).

Met uitzondering van de metingen in Rendsburg zijn de metingen (nog) niet in rapportvorm verwerkt.

	Temperaturen					Vervormingen			Zettingen	
	beton		lucht		water en grond		dwars	langs		
	continu	incidenteel	continu	incidenteel	continu	incidenteel	hoekverdr.	voegen cont. incid.		vervorm.
Maastunnel	x				x					
Metro Rotterdam		x		x			x	x		x
Velsertunnel	x		x		x		x			x
Coentunnel								x		
Leidingtunnel Hollandsch Diep	x		x					x		x
IJ-tunnel	x		?		?			x		x
Rendsburg	x		x		x			x		x
E3 tunnel Antwerpen	x		x		x					

## 1.6. Gewenste metingen.

### 1. Temperatuursmetingen.

Uit de metingen, die tot dusver verricht zijn, blijkt voor gradienten en maximum- en minimumtemperaturen het rapport van ir. W. Stevelink (26) goed bruikbaar te zijn.

Het lijkt dan ook niet zinvol, speciaal hiervoor nog nieuwe metingen te beginnen.

### 2. Metingen voor grondwrijving.

Over de grondwrijving is weinig bekend, hoewel de invloed hiervan bij tunnels met grote dilatatieafstand (b.v. 60 m) belangrijk is. Het is zinvol hiervoor nieuwe meetprogramma's op te stellen. De directie Sluizen en Stuwen van de Rijkswaterstaat heeft voor de leidingtunnel Hollandsch Diep (mootlengte 60 m) een programma opgezet.

Gemeten worden:

Vervormingen in langsrichting.

Metingen ter bepaling van de gemiddelde betontemperatuur. Uit het verschil tussen vrije en opgelegde vervorming kunnen in principe spanningen worden afgeleid.

### 3. Metingen in het bouwdok.

In het bouwdok is tot dusver weinig gemeten (32 en 33). De spanningen, die ten gevolge van ongelijkmatige opwarming kunnen optreden, kunnen voor relatief lange, ongedilateerde constructies (over het algemeen dus niet voor verkeerstunnels) groot zijn.

Het is wenselijk metingen op te zetten om de maatregelen, die getroffen worden om de temperatuursbelasting te verminderen, op hun effectiviteit te testen.

### 2.1 Krachten in dwarsrichting

Het ontstaan van krachten in dwarsrichting kan worden herleid tot de twee volgende hoofdoorzaken:

1. Een verschil in gemiddelde temperatuur van de afzonderlijke staven van het raamwerk;
2. Een temperatuurverval over de dikte van de staven.

Voor de uitwerking van de berekening kan men zich voorstellen:

1. dat de onderdelen van de constructie onder de inwerking van de temperatuur vrij kunnen vervormen. De krachten, die ontstaan zijn dan de krachten die nodig zijn om de onderdelen weer op elkaar aan te sluiten,
2. dat de constructie in zijn oorspronkelijke vorm wordt gehouden door een aantal uitwendige krachten, die uit de bekende temperatuurinvloeden te berekenen zijn. Uit het loslaten (en vereffenen) van deze krachten wordt dan de krachtverdeling gevonden.

Laatstgenoemde wijze van voorstelling zal aangewezen zijn, wanneer de Cross-methode wordt toegepast of wanneer gebruik wordt gemaakt van de bestaande standaard computerprogramma's (staafwerkprogramma).

### 2.1.1. Ongelijke gemiddelde verwarming van onderdelen

De normaalkracht  $N$ , die ontstaat in een staaf, die aan de uiteinden wordt vastgehouden en een gelijkmatige verwarming  $\Delta T$  ondergaat, wordt bepaald uit:

$$N = E \cdot A \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

Hierin is

$E$  de elasticiteitsmodulus van het materiaal;  
 $A$  de oppervlakte van de doorsnede  
 $\alpha$  de temperatuuruitzettingcoëfficiënt.

Is de doorsnede ongescheurd, dan kan bij gewapend beton voor  $E$  worden ingevoerd  $E'_b$  (of  $E_b$ ), terwijl voor  $A$  wordt genomen  $A = A_b + n A_a$ .

Hierin is:

$A_b$  de netto oppervlakte van de betondoorsnede  
 $A_a$  de oppervlakte van de staaldoorsnede  
 $n$  de verhouding van de elasticiteitsmoduli van staal  $E_a$  en beton  $E'_b$  ( $n = E_a : E'_b$ )

Is de doorsnede gedeeltelijk gescheurd, bijv. bij buiging met of zonder normaalkracht, dan wordt vaak verondersteld, dat het beton in de trekzone volledig is gescheurd. Dan kan voor  $A$  worden ingevoerd:

$$A = bx + nA_a$$

Hierin stelt  $x$  de hoogte van de betondrukzone voor en  $b$  de breedte.

Is de doorsnede geheel doorgescheurd, bijv. bij centrische trek, dan wordt ook weer vaak aangenomen, dat het beton niet meer meedoet aan de krachtoverdracht, en wordt voor de rekstijfheid  $E A$  aangenomen. Dit laatste is met name bij een gering aantal scheuren niet juist, zoals is aangetoond in (12). Bij één scheur bijv. is de stijfheid alleen in de omgeving van de scheur gereduceerd; over de rest van de staaf is hij nog onverminderd aanwezig. Hij neemt bij toeneming van het aantal scheuren geleidelijk af, maar blijft steeds iets groter dan  $E A$ , omdat het beton tussen twee scheuren altijd nog een zekere kracht overbrengt.

Dit geldt in principe ook voor niet over de volle hoogte gescheurde doorsneden, hoewel hierover in de literatuur geen nadere informatie is gevonden (wel over de buigstijfheid; zie 2.1.2 en (93)).

Na het vereffenen van de normaalkrachten zal de oorspronkelijk aangenomen hoogte van de drukzone gewijzigd kunnen zijn. De berekening is iteratief, hoewel verwacht mag worden dat de eerste stap van de iteratie reeds voldoende nauwkeurigheid oplevert.

De bijdrage tot de totale krachten uit de hier behandelde invloed zal bij tunnels in het algemeen relatief klein zijn, zodat een vereenvoudigde aanname niet tot grote fouten zal leiden.



### 2.1.2. Temperatuurverval over de dikte van de staven

Voor het benaderen van dit geval zal eerst een konstruktie worden beschouwd, waarvan de effectieve doorsnede van de staven niet van de grootte van de belasting afhangt, b.v. een voorgespannen betonkonstruktie waar nergens in de doorsnede trek voorkomt.

Het temperatuurverval kan krom- of rechtlijnig zijn. In het eerste geval beschouwen wij eerst een staaf met rechthoekige doorsnede, die zich vrij kan vervormen. Het temperatuurverloop is aangegeven in fig. 2.1.

Om de spanningen in deze vrije staaf te kunnen bepalen, wordt het temperatuurverval "rechtlijnig gemaakt". Kenmerk hiervan is dat

- a.  $A_1 + A_3 = A_2$
- b. Statisch moment van  $A_1$ ,  $A_2$  en  $A_3$  ten opzichte van een willekeurige lijn samen gelijk nul is.

De eigen spanningen in de staaf worden dan gevonden door de verschillen in temperatuur tussen de kromme en de rechte lijn te vermenigvuldigen met  $E \cdot \alpha$ . Maakt deze staaf nu deel uit van een statisch onbepaald raamwerk, dan volgen de te vereffenen normaalkrachten uit  $N = EA\alpha (T'_0 - T)$ , en de te vereffenen momenten uit

$$M = \frac{E \cdot I \cdot \alpha (T'_2 - T'_1)}{h}$$

Na de vereffening van momenten en normaalkrachten kunnen de spanningen worden berekend. Bij deze spanningen moeten dan worden opgeteld de spanningen

$$E\alpha (T'_1 - T_1), E\alpha (T'_0 - T_0), \text{ enz.}$$

Beschouwen wij nu een konstruktie, waarvan de effectieve doorsnede van de staven wel van de grootte van de belasting afhangt, dan zal de berekening in principe op dezelfde wijze verlopen. Het opzoeken van de rechte lijn  $T'_1 - T'_2$  wordt uitgevoerd met gebruikmaking van de gescheurde doorsnede. Voor de bepaling van het traagheidsmoment  $I$  wordt eveneens uitgegaan van de gescheurde doorsnede, waarbij aangenomen, dat het beton geen trekspanningen opneemt. Omdat echter tussen de scheuren (met een afstand van 20 à 50 cm) zich ongescheurde gedeelten bevinden, is het te verwachten, dat de theoretische stijfheid  $EI$  van de gescheurde doorsnede met een faktor  $\lambda > 1$  gekorrigeerd moet worden. Deze faktor wordt in de literatuur (93) opgegeven als ca. 1,0 voor glad staal en 1,1 à 1,2 voor geribd staal.

Het traagheidsmoment  $EI$  van een gescheurde doorsnede zonder toepassing van een korrektiefaktor wordt weergegeven in de grafiek fig. 2.2.

In beginsel zal het evenwel juist zijn van experimenteel bepaalde moment-krommingsdiagrammen uit te gaan. Fig. 2.3.

Men onderscheidt hierbij drie fasen :

- 1) de ongescheurde fase I : vrijwel elastisch;
- 2) de gescheurde fase II : met toenemende vervormingen, voor een klein gedeelte blijvend;
- 3) de plastische fase III : met zeer grote blijvende vervormingen.

In dit diagram stelt de helling van de eerst tak -fase I- de stijfheid  $(EI)_I$  van de ongescheurde doorsnede voor. De helling van de tweede tak -fase II- wordt vaak ten onrechte als de stijfheid  $(EI)_{II}$  van de gescheurde doorsnede aangeduid. Dit is echter niet waar, omdat de rechte lijn een constante stijfheid suggereert, terwijl in werkelijkheid in fase II de stijfheid bij toenemend moment (c.q. belasting) afneemt. Dit wordt duidelijk weergegeven in fig. 2.4 ontleend aan (84), voor twee sterk verschillende wapeningspercentages (0,3 en 1,5%) en bij variërende staalspanning. In (84) is ook een empirische formule gegeven voor deze stijfheid  $EI_t$ , als functie van wapeningspercentage en staalspanning (zie ook 2.1.3.). De overeenstemming van deze formule met de resultaten van proeven is voor hoge wapeningspercentages veel beter dan voor lage wapeningspercentages. De werkelijke stijfheid blijkt vrij goed overeen te komen met de helling  $EI_t$  van de dalende tak van het M-X-diagram, dus bij afnemend moment (ontlasting); deze tak is dan ook steiler dan de stijgende tak (fig. 2.3).

Ter vergelijking zijn aangegeven de stijfheden die gevonden worden langs theoretische weg, gecorrigeerd met een factor 1,1 voor geribd staal. Het blijkt dat deze laatste stijfheden voor hoge wapeningspercentages en bij een werkspanning van  $2200 \text{ kgf/cm}^2$  goed overeenkomen met de experimenteel gevonden waarden; voor lage wapeningspercentages geven ze waarden die aan de lage kant zijn. Uit (84) blijkt echter ook, dat de spreiding in de proefuitkomsten voor de lage wapeningspercentages groot is.

De in het voorafgaande aangegeven stijfheden gelden voor gescheurde doorsneden, waarop slechts een buigend moment werkt. In tunnelconstructies zullen echter ook normaalkrachten voorkomen, die meestal relatief geringe drukspanningen veroorzaken. De invloed hiervan kan worden nagegaan door de stijfheid van de gescheurde doorsnede voor dit geval te vergelijken met de stijfheid wanneer er slechts een moment werkt. Het blijkt evenwel, dat een geringe verschuiving van de neutrale lijn (tot ca.  $0,2 \cdot h$ ) bij gelijkblijvende wapening geen invloed van betekenis heeft op het traagheidsmoment. (95)

De in de literatuur gevonden stijfheidsformules, die voor tunnels vaak de temperatuurinvloed over het algemeen niet in aanmerking nemen, zijn bijgevoegd in tabel 2.1. De meest nauwkeurige relatie, welke zal worden gebruikt, is die van (84).

Resumerend verloopt de berekening in dwarsrichting als volgt: Wanneer de afmetingen, het momentenverloop en de wapening van de constructie globaal berekend zijn, kunnen de stijfheden van elk constructiedeel bepaald worden. Het verloop van de stijfheid vanaf de grenzen van de ongescheurde gebieden kan b.v. rechtlijnig worden gerekend tot de doorsnede waarin het maximale moment voorkomt (fig. 2.6 blz.46). Het kan ook op de wijze zoals door Ir. Blauwendraad in zijn publikatie (92) voor computerberekening is aangegeven.

Met behulp van deze stijfheden kan de krachtdverdeling in de constructie worden berekend, waaronder ook de invloed van de temperatuur. Blijkt na de berekening dat de afwijkingen van de aangenomen stijfheden groot zijn dan moet een tweede berekening worden uitgevoerd.

Onlangs is op dit gebied een belangrijke publikatie verschenen van Ir. Blauwendraad (92), waarin wordt aangegeven hoe in een computer-programma voor de berekening van staafwerken rekening kan worden gehouden met het niet-lineaire gedrag van beton, met de scheurvorming en met de vervorming van de constructie, onder wisselende combinaties van buigend moment en normaalkracht. Hiervoor wordt verwezen naar hoofdstuk 2.1.3. Het blijkt uit het hierbij gevoegde berekeningsvoorbeeld dat de invloed van de temperatuur aanzienlijk daalt, wanneer er met de werkelijke door scheurvorming gereduceerde stijfheden wordt gerekend.

Aanvullend moet nog worden opgemerkt dat een gedeelte van de temperatuurinvloeden een langzaam verloop in de tijd hebben, terwijl een ander gedeelte als relatief snel kan worden beschouwd. Dit zou ertoe kunnen leiden, dat er voor dat gedeelte van een temperatuurverval, dat langzaam tot stand komt met een andere (lagere) E wordt gerekend dan voor het gedeelte dat zich in de loop van korte tijd ontwikkelt. Het blijkt inmiddels dat - voor de normale afmetingen van tunnelwanden (50 to 100 cm of meer) - deze invloed gering is. De langzame temperatuursinvloeden komen tot stand over een periode van ca. een half jaar. Met gebruik van de formules voor de kruipwaarde van het CEB of de VB 72 worden hiervoor E-waarden gevonden die slechts weinig verschillen van de E voor een korte-duur belasting; zie ook de rekenvoorbeelden in hoofdstuk 2.2.2.2.

De temperatuurspanningen tengevolge van het gearceerde temperatuurgebied zijn eigenspanningen; die tengevolge van de rechtlijnige temperatuurgradiënt zijn opgelegde spanningen (voor zover de vervormingen worden belemmerd).

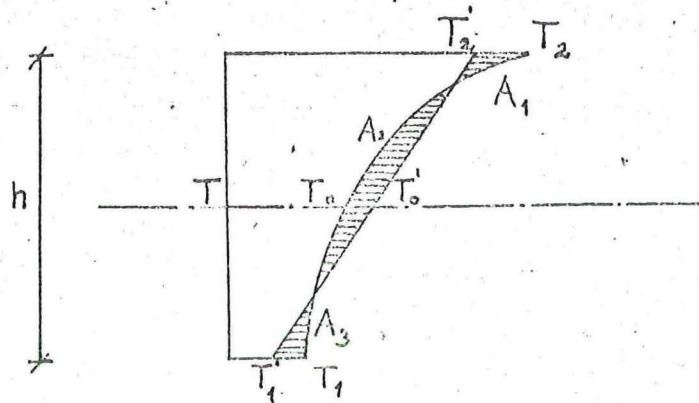


FIG. 2.1.

Bepaling van eigenspanningen en opgelegde spanningen t.g.v. een willekeurig temperatuurverloop.

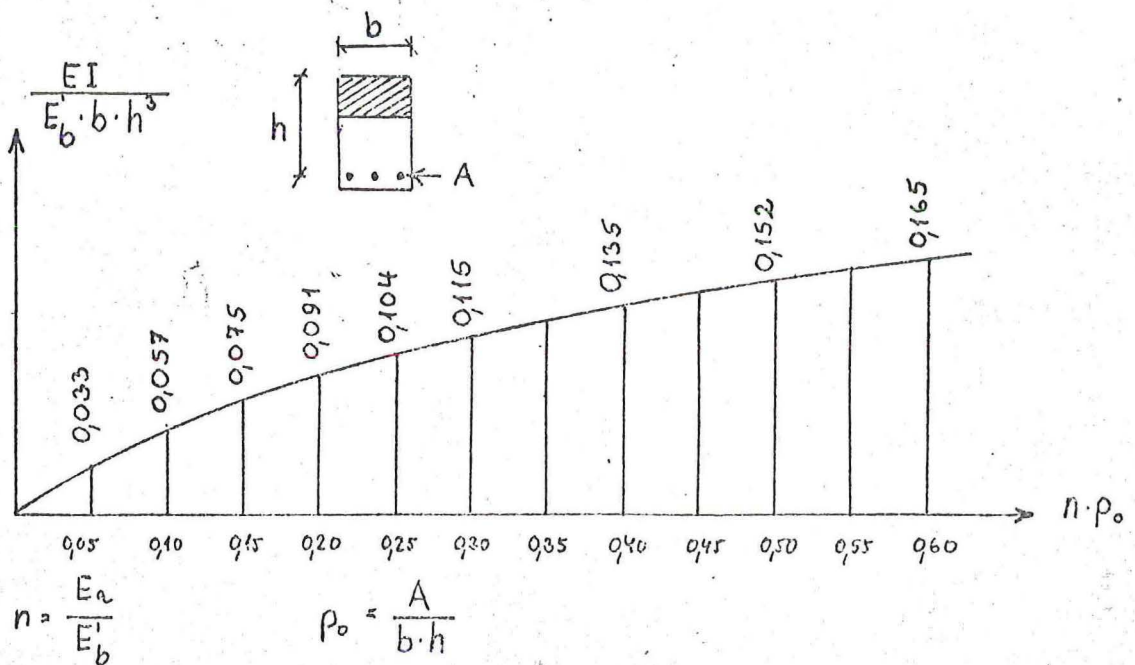


FIG. 2.2.

Grafiek ter bepaling van de stijfheid van de volledig (tot de neutrale lijn) gescheurde, op buiging belaste doorsnede.

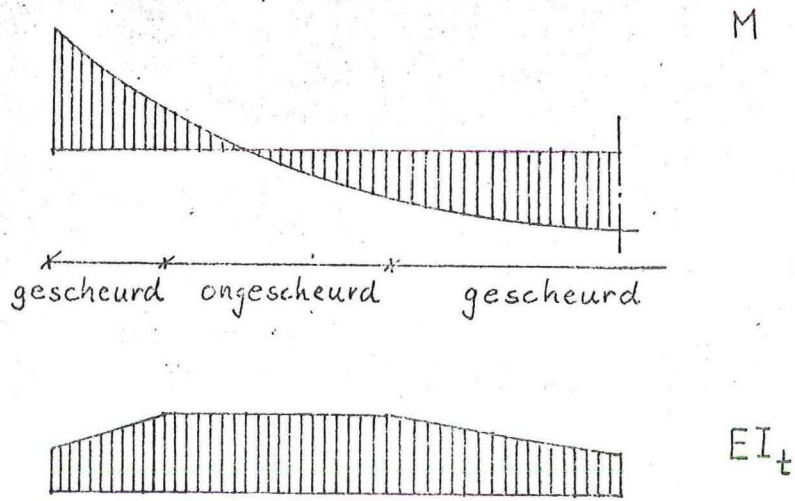


FIG. 2.5.

Benadering van de stijfheidsverdeling in de  
langsrichting van een onderdeel.

### 2.1.3. Rekenvoorbeeld (92)

Ter illustratie van het gestelde aan het einde van het vorige hoofdstuk (blz. 29) is een doorsnede van een metrotunnel berekend met het hier bedoelde programma van Ir. Blauwendraad (92).

In fig. 2.6. op blz. 34 zijn de tunneldoorsnede, de wapening en het berekeningsschema aangegeven.

De gemiddelde kubusdruksterkte wordt gesteld op  $300 \text{ kgf/cm}^2$ ; betonklasse II. Hieruit volgt volgens de VB 1972, deel A :

Betonkwaliteit B 192 (art. 609).

Voor het  $\sigma$ - $\epsilon$ -diagram geldt :

$$\sigma_b^* = 0,8 \cdot 192 = 154 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (art. A 301.4).}$$

$$E_b' = 260.000 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\phi_t = 0,85 \cdot K_c \cdot K_d \cdot K_b \cdot K_t = 0,85 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,283 \cdot 1 = 1,09 \text{ (aangenomen waarden voor } K_c, \text{ enz.)}$$

In rekening te brengen  $E_b'$  na kruip :

$$E_{b\phi}' = \frac{E_b'}{1 + \phi_t} = \frac{260.000}{2,09} = 125.000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (art. A 201.3.4).}$$

#### Opmerking:

De hier berekende waarde van  $\phi_t$  geldt voor  $K_t = 1$ , dus voor een temperatuur die gedurende zeer lange tijd konstant blijft. In het hierna volgende zal blijken dat de aldus berekende waarde van  $\phi_t$  voor een halfjaarlijkse temperatuurcyclus en een ca. 1 m dikke wand veel te groot is (blz. 40; 2.2.1.4).

Staalkwaliteit QR40. Betondekking binnen en buiten 4 cm. Van dit voorbeeld zijn de momenten bepaald tengevolge van de gebruiksbelasting en tengevolge van een temperatuurverschil van  $10^{\circ} \text{ C}$  tussen binnen- en buitenkant van de tunnel (binnen kouder; rechtlijnig temperatuurverloop). Dit is eerst gedaan voor een stijfheidsverdeling over de verschillende staven volgens de G.B.V. 1962, onder aanname van een ongescheurde doorsnede met een  $E_b' = 210.000 \text{ kgf/cm}^2$ .

Vervolgens is met het hiervoren bedoelde programma en een  $E_{b\phi}' = 125.000 \text{ kgf/cm}^2$  de konstruktie nogmaals berekend voor de aangegeven belastingen, nu dus rekening houdend met de fysische en geometrische niet-lineairiteit.

De aldus berekende momenten zijn weergegeven in fig. 2.7 op blz. 35.

Hierin is :

- lijn a De momenten onder gebruiksbelasting eerste-orde berekening (ongescheurde doorsnede)
- lijn b Als a, maar inclusief een temperatuurcorrectie (binnen kouder);  $E'_b = 210.000 \text{ kgf/cm}^2$
- lijn c Als a, maar rekening houdend met fysieke niet-lineariteit; gescheurde doorsnede
- lijn d Als b, maar rekening houdend met fysieke niet-lineariteit; gescheurde doorsnede

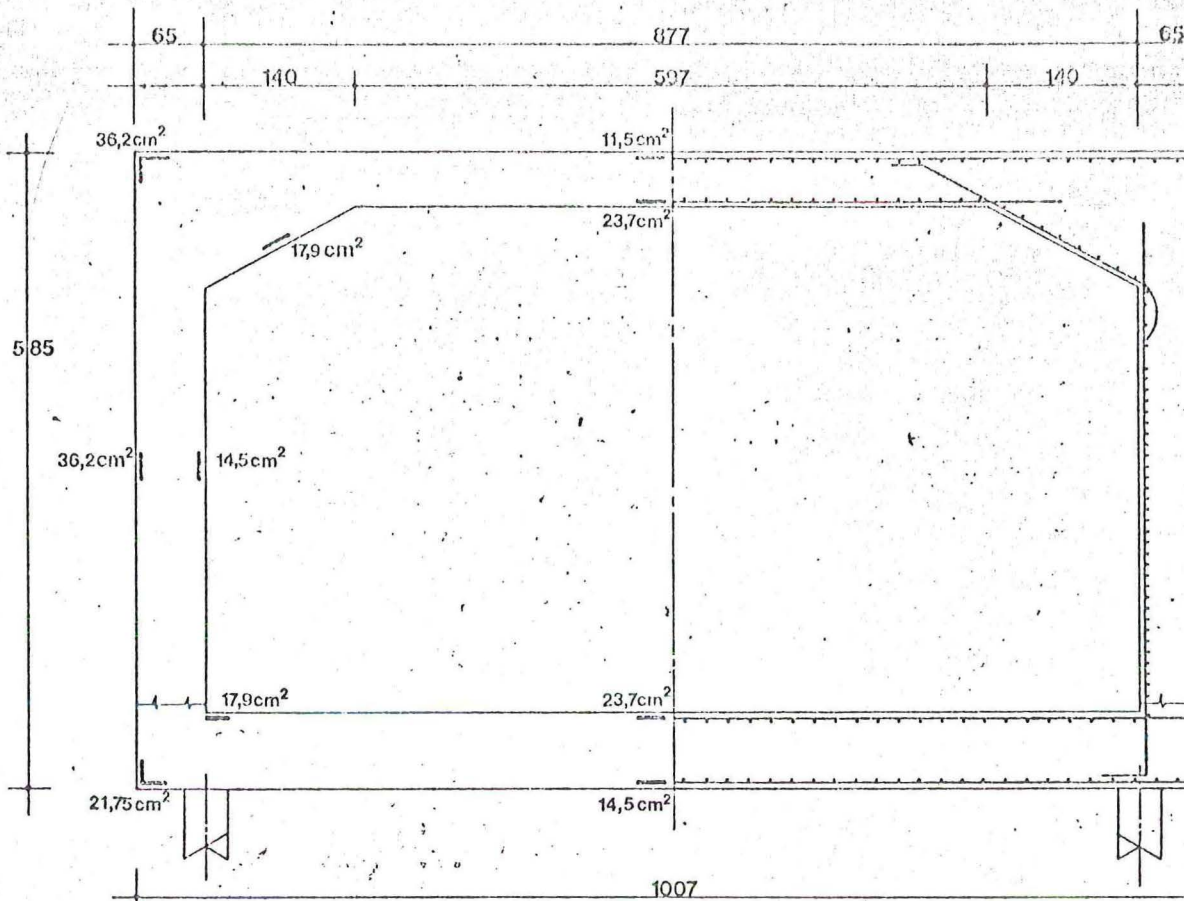
Het blijkt dat de met een eerste-orde berekening bepaalde de maximale momenten van + 25% in het geval van een eerste-orde berekening wordt gehouden met fysische en geometrische niet-lineariteit wordt gereduceerd tot + 10%.

Hierbij kan nog worden opgemerkt dat de met het gebruikte temperatuurmomenten bij een berekening, waarbij rekening wordt gehouden met fysieke niet-lineariteit rekening wordt gehouden, vrijwel gelijk met een eerste-orde berekening zonder temperatuurcorrectie momenten. Het is niet zeker of dit algemeen opgaat. De konvergentie bleek voor een dergelijke doorsnede snel te verlopen.

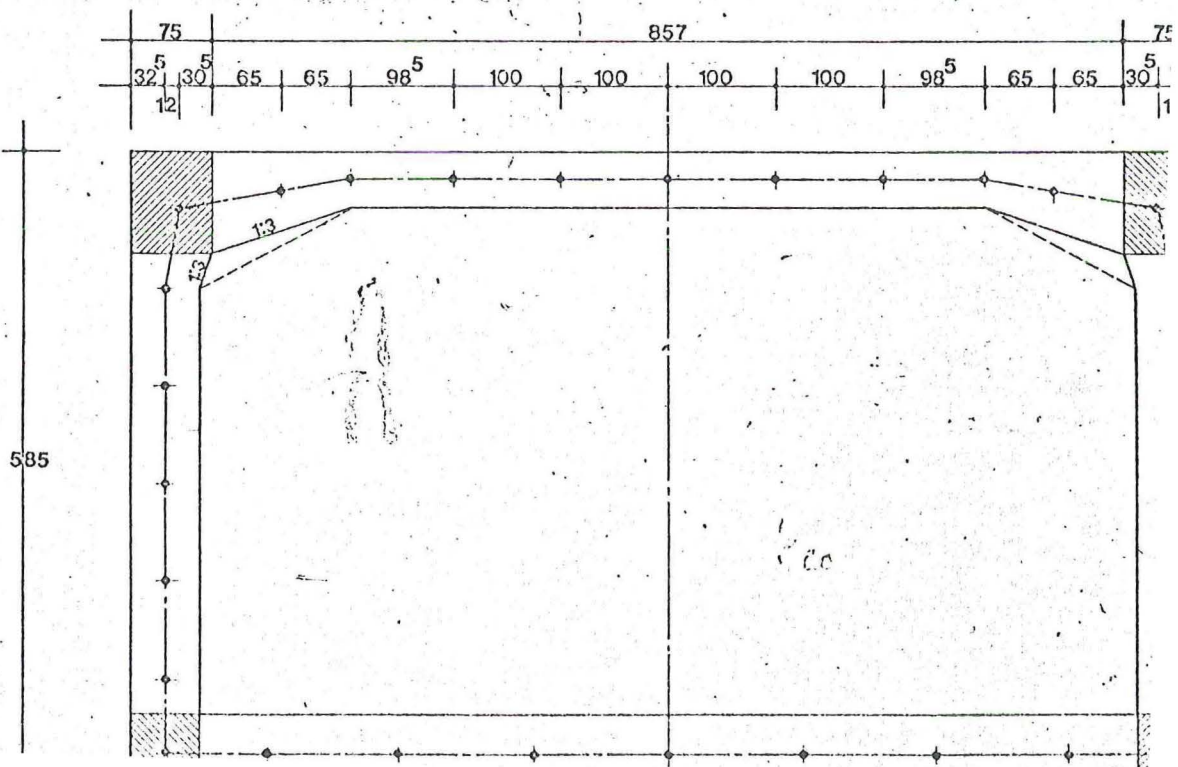
Opmerking:

Zoals hiervoor reeds is opgemerkt, is de hier aangehouden waarde te groot. Voor een halfjaarlijkse periode is  $E'_b$  een reëlere aanname (zie ook blz. 40 en 41). Dit betekent dat de doorsnede wat het aandeel van  $E'_b$  in de stijfheid betreft. Omdat echter bij hoge  $E'_b$  de neutrale lijn veel meer een relatief geringere rol speelt, wordt het aandeel van  $E'_b$  in het moment  $I$  (van de gescheurde doorsnede) in de stijfheid uiteindelijk de stijfheid niet zoveel groter is. Het aandeel van  $E'_b$  in de stijfheid is 125.000  $\text{kgf/cm}^2$  is uitgegaan. Dit blijkt ook uit de berekening.

tunneldoorsnede match. en wapeningplan.

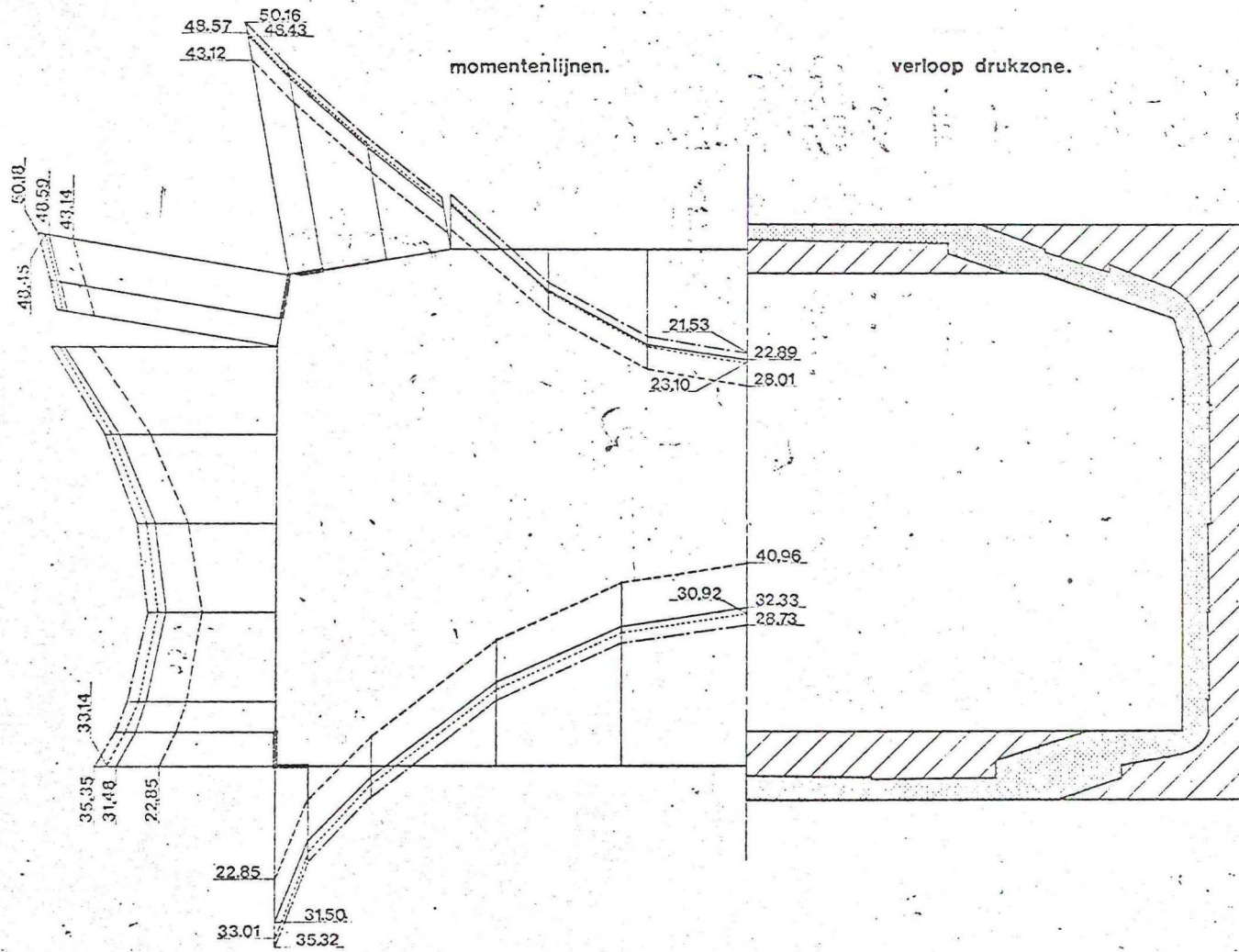


tunneldoorsnede berekeningschema.





# tunneldoorsnede.



- e ——— 1<sup>o</sup> orde momenten.
- b - - - - - 1<sup>o</sup> orde momenten met temperatuur (10°).
- c - - - - - G+F niet lineair zonder temperatuur.
- d ······· G+F niet lineair met temperatuur.


 betondrukzone

Fig. 2.7.

2.2 Krachten in langsrichting

2.2.1 Temperatuurgradiënt in de wand

2.2.1.1 Inleiding

Het gedrag van de langsdoorsnede van een tunnel is onder invloed van temperatuurinvloeden essentieel anders dan dat van de dwarsdoorsnede. Dit komt omdat:

- a De langsdoorsnede doorgaans zeer licht is gewapend t.o.v. de dwarsdoorsnede, waardoor "normale" scheurwijdte- en scheurafstandtheorieën niet opgaan. Dit probleem is o.a. in studie bij CUR-commissie C 21 "Lage wapeningspercentages".
- b De langsdoorsnede doorgaans niet t.g.v. andere, uitwendige, belastingen gescheurd zal zijn, waardoor de stijfheid groter is dan in dwarsrichting. Dit veroorzaakt dus grotere inwendige spanningen t.g.v. temperatuurinvloeden dan in dwarsrichting. Of anders gezegd, een grotere opgelegde vervorming veroorzaakt een groter opgelegd moment.

N.B. Uiteraard kan bij de dwarsdoorsnede van een tunnel, welke uitwendige belastingen door haar vorm hoofdzakelijk met membraanwerking weerstaat, eenzelfde situatie ontstaan.

Er kunnen zich twee extreem verschillende kondities, voortkomende uit de konstruktieve opzet van de tunnel voordoen met betrekking tot het gedrag onder invloed van temperatuur in langsrichting.

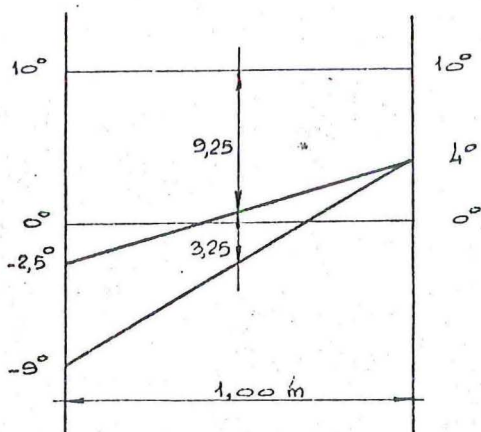
- a De tunnel is continu, d.w.z. in langsrichting bevinden zich geen voegen; de inklemming in de landhoofden is groot of wordt gekompenseerd door een hoge wrijving t.g.v. bijvoorbeeld een grote gronddekking, waardoor vrije beweging van de tunnel in langsrichting wordt belemmerd; zie ook 222.2.
- b De tunnel bestaat in langsrichting uit relatief korte moten; uitzetten en verkorten t.g.v. gemiddelde temperatuurveranderingen in de doorsnede veroorzaakt vrijwel geen spanningen. Alleen temperatuurgradiënten over de doorsnede veroorzaken spanningen.

2.2.1.2 Kontinue tunnels

De trekspanning t.g.v. temperatuurschommelingen worden zo groot dat de betontreksterkte wordt overschreden. De "vrijkomende trekkracht" dient geheel door de wapening te kunnen worden opgenomen zonder dat deze vloeit. Zou men deze voorwaarde laten vervallen, dan ontstaan grote, doorgaande scheuren welke waarschijnlijk niet meer geheel kunnen sluiten. Er ontstaat een reëel gevaar voor korrosie en desintegratie van de doorsnede. Aan de hand van een voorbeeld wordt hieronder de benodigde wapening bepaald.

Neem een continue tunnel met een wanddikte van 1 m, welke bij een temperatuur van 10°C continu is gemaakt.

In de winter ontstaat de hieronder geschetste temperatuurverdeling, welke aan [26] is ontleend.



Het grootste gedeelte van dit temperatuurval is langzaam ontstaan. Het valt te verwachten dat voor dit gedeelte van het temperatuurval met een lagere E zal mogen worden gerekend dan voor de spanningen welke voortkomen uit een temperatuurval dat in enkele dagen optreedt. Naar verderop in dit hoofdstuk zal blijken is de invloed

van het werken met verschillende elasticiteitsmoduli echter gering voor wanddikten van ca. 1 m. In dit voorbeeld wordt  $E = 300000 \text{ kgf/cm}^2$  gekozen.

De maximale trekspanning laat zich nu als volgt berekenen:

$$\sigma = (10 + 9) \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 3 \cdot 10^5 = 68,4 \text{ kgf/cm}^2$$

Mag de wapening niet vloeien, dan dient een wapeningspercentage van 1,13% te worden toegepast.

Immers, de totale trekkracht is:

$$N_a = (9,25 + 3,25) 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 3 \cdot 10^5 \cdot A_b$$

$$N_a = 45 A_b$$

Dus het wapeningspercentage

$$\omega > \frac{45}{4000} \cdot 100 = 1,13\%$$

- Ten tweede is het mogelijk een andere benadering te zoeken waarbij ervan wordt uitgegaan dat er voor een buigend moment minstens zoveel wapening aanwezig moet zijn dat bij het overschrijden van de betontreksterkte de wapening niet vloeit.

Voor B 300 met een karakteristieke treksterkte van  $22 \text{ kg/cm}^2$  vindt men dan  $\omega_o = 0,1\%$ .

$$\begin{aligned} \text{(want } \frac{1}{2} \cdot 22 \cdot \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot 2/3h &= \frac{\omega_o}{100} \cdot b \cdot h \cdot 0,85h \cdot \sigma_v \\ \text{bij } \sigma_v = 4000 : \omega_o &= \frac{430}{4000}, \text{ dus } \omega_o = 0,1\%) \end{aligned}$$

Deze zienswijze komt er in feite op neer dat men aanneemt, dat de stijfheid van de doorsnede overeenkomt met  $\frac{1}{12} bh^3 \cdot E_b$ .

Van de gescheurde doorsneden weten wij inmiddels dat de stijfheid veel kleiner is. Uit de formule voor de stijfheid van een gescheurde doorsnede (teruggaande tak) uit Heron 17, 1970 blz. 69 (84) vinden wij voor 0,1% wapening en een spanning  $\sigma_a = 1500 \text{ kg/cm}^2$  (geschat) :

$$\begin{aligned} \frac{(EI)_t}{bh^3} &= (-5 \omega_o^2 + 18 \omega_o + \frac{120}{7 \cdot 10^{-6} \cdot \sigma_a^2 + \omega_o + 4}) \cdot 10^3 \\ &= (-5 \cdot 0,01 + 18 \cdot 0,1 + \frac{120}{7 \cdot 2,25 + 0,1 + 4}) \cdot 10^3 \\ &= (-0,05 + 1,8 + 6,1) \cdot 10^3 = 7,85 \cdot 10^3 \\ M &= \kappa (EI)_t ; \quad \kappa = \frac{\alpha \Delta T}{h} = \frac{1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 13}{100} \text{ cm}^{-1} \\ (EI)_t &= 7,85 \cdot 10^3 \cdot 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 \quad (b=h = 100 \text{ cm}) \\ M &= 1,2 \cdot 10^{-7} \cdot 13 \cdot 7,85 \cdot 10^{11} = 122 \cdot 10^4 \text{ kg cm} \\ \sigma_a &= \frac{M}{A \cdot z} = \frac{122 \cdot 10^4}{0,85 \cdot 95 \cdot 10} = 1520 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

De wapening van 0,1% is volgens deze berekening ruim voldoende.

De vraag is nu of de formule voor  $(EI)_t$  ook nog geldt voor deze zeer lage wapeningspercentages en of er in werkelijkheid een goed verdeeld scheurpatroon ontstaat wanneer een laag gewapende betondoorsnede i.p.v. met een konstant uitwendig moment met een konstante kromming wordt belast. Studie hiernaar is gewenst (proeven).

Als er behalve opgelegde momenten ook opgelegde krachten (trekkrachten) op de betondoorsnede werken, dan zal men behalve de buigstijfheid ook de rekstijfheid moeten kennen.

Is bijvoorbeeld de beschouwde doorsnede van 1 m dikte een constructiegedeelte uit een zinktunnel die bij 10°C. continu is gemaakt, dan moet voor het opnemen van de trekkracht met wapening die net niet vloeit zoals eerder vermeld, ca. 1,1% wapening toegepast worden (blz. 37).

Ook voor deze beschouwing geldt dat hij erop is gebaseerd, dat de rekstijfheid overeenkomt met  $E'_b$ .b.h.

Verdere studie met proeven lijkt gewenst.

#### 2.2.1.4 Voorbeelden van de berekening van temperatuurspanningen bij verschillende betonkwaliteiten en wanddikten.

##### Voorbeeld 1

Doorsnede gegevens: dikte 100 cm = d (=dm)  
betonkwaliteit B 300  
betontreksterkte. 22 kgf/cm<sup>2</sup>  
elasticiteitsmodulus  $E'_b = 305.000$  kgf/cm<sup>2</sup>

Afgeleide gegevens voor kruip (volgens VB 1972):

$$\text{kruipfactor } E_{\varphi} = \frac{E'_b}{1 + \varphi_t}$$

$$\varphi_t = 0,85 \cdot K_C \cdot K_D \cdot K_b \cdot K_T$$

$$K_C = 1,9; K_D = 0,55; K_b = 0,95$$

$$\text{dus: } \varphi_t = 0,85 \cdot 1,9 \cdot 0,55 \cdot 0,95 \cdot K_T = 0,85 K_T$$

$$K_T = \frac{t_t}{t_t + 40} \quad \text{waarbij } t_t = \frac{t}{\frac{dm}{10} \sqrt{\frac{dm}{10}}}$$

De gemiddelde temperatuurverschillen tussen zomer en winter komen in een half jaar tot stand.

De gemiddelde belastingsduur voor de "volle" belasting is dus 90 dagen.

$$\text{Dus: } t_t = \frac{t}{\frac{dm}{10} \sqrt{\frac{dm}{10}}} = \frac{90}{10 \sqrt{10}} = 2,85$$

$$\text{En: } K_T = \frac{2,85}{2,85 + 40} = 0,067$$

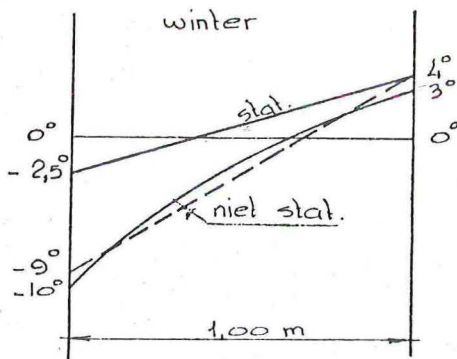
Dus:  $\varrho_t = 0,85 \cdot 0,067 = 0,057$

$E_\varrho = \frac{305000}{1+0,057} = 290.000 \text{ kgf/cm}^2$

N.B.

Het blijkt dus, dat de reductie van de elasticiteitsmodulus en daardoor de reductie van temperatuurspanningen bij lange duur effecten (seizoenwisselingen) door kruip gering is voor wanddikten van 1 m.

Voor zowel zomer- als de wintersituatie zijn met deze gegevens de spanningen te berekenen welke optreden bij de aan (26) ontleende extreme condities.



Uit nevenstaande temperatuurverlopen volgt:

tijdens extreme wintercondities:

stationair:

$\sigma_b = \frac{1}{2} \cdot (4 + 2,5) \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,9 \cdot 10^5 = 11,3$

niet stationair:

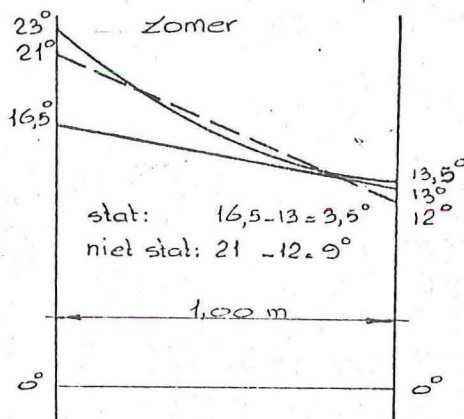
$\sigma_b = \frac{1}{2} (9 - 2,5 - (4 - 4)) \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 3,05 \cdot 10^5 = 11,9$

eigen spanning:

$\sigma_b = 1 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 3,05 \cdot 10^5 = 3,6$

Maximum trekspanning

$\sigma_b = 26,8 \text{ kgf/cm}^2$



tijdens extreme zomercondities:

stationair:

$\sigma_b = \frac{1}{2} \cdot 3,5 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 2,9 \cdot 10^5 = 6,1$

niet stationair:

$\sigma_b = \frac{1}{2} (9 - 3,5) \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 3,05 \cdot 10^5 = 10,0$

eigen spanning:

$\sigma_b = (13,5 - 12) \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 3,05 \cdot 10^5 = 5,5$

Maximum trekspanning

$\sigma_b = 21,6 \text{ kgf/cm}^2$

## 2.2.2. Verschillen in gemiddelde temperatuur in langsrichting.

### 2.2.2.1 Ongelijke gemiddelde verwarming van de onderdelen.

Wanneer dak, wanden en bodem van een kokerligger verschillend van temperatuur zijn, kunnen de spanningen hierin worden gevonden door deze onderdelen los van elkaar te denken. De lengten van de onderdelen zullen dan verschillend zijn. Door fictieve krachten op de onderdelen te zetten, worden zij weer even lang gemaakt. De resulterende spanningen worden tenslotte gevonden door de fictieve krachten weer nul te maken (fig. 2.8), d.w.z. door ze tegengesteld in te voeren, maar nu werkend op de hele doorsnede.

Het spanningsverloop vertoont sprongen in de raakvlakken. Het getekende spanningsverloop geldt op enige afstand van de uiteinden van een lange ligger. Voor kortere liggers worden de spanningen kleiner. Aan de vrije uiteinden zijn de spanningen uiteraard nul.

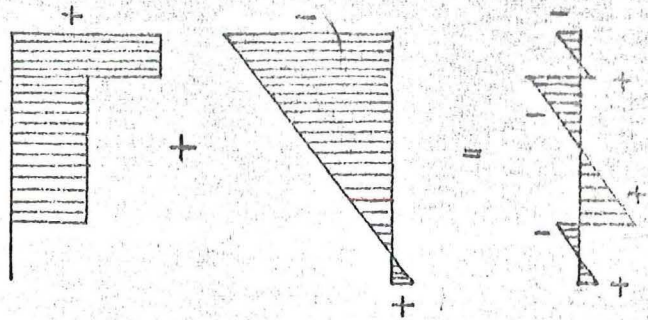
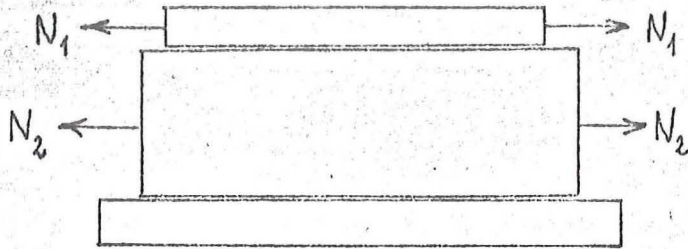
Voor de praktische oplossing van het probleem kan verwezen worden naar het artikel over de Rotterdamse Metro (81). Hieruit blijkt, dat reductie van de trekspanningen hoofdzakelijk bereikt kan worden door de afstand tussen de dwarsvoegen kleiner te kiezen.

Opgemerkt moet nog worden, dat een juister beeld van de spanningen verkregen kan worden door de tunnel als driedimensionale constructie te beschouwen en als zodanig te berekenen, b.v. met de elementenmethode.

Als een secundair effect van de hier beschouwde invloed zal de tunnel in langsrichting een kromming gaan vertonen, die te vinden is uit de helling van het spanningsdiagram. Hiertegen zal de grond waarin de tunnel ligt, zich verzetten. De spanningen kunnen worden gevonden door de tunnel te beschouwen als een elastisch ondersteunde ligger. Ook deze spanningen worden beïnvloed door de afstand tussen de voegen met dien verstande dat een kleinere voegafstand kleinere spanningen geeft. Zie ook 2.2.2.2.

Een tweede secundair effect is de lengteverandering van de tunnel waartegen de grond zich eveneens zal verzetten. Dit effect is nader behandeld in hoofdstuk 2.2.2.2.

Zoals reeds in het begin gesteld, is hier niet ingegaan op de spanningen die in een tunnelconstructie ontstaan als gevolg van het afvloeien van de hydratatiewarmte, als de uitzetting en afkoeling van een pas gestort onderdeel door eerder gestorte onderdelen - of door de ondergrond - worden belemmerd. In de literatuur (1, 2, 4, 11) staan hierover zeer bruikbare gegevens.



spanningen t.g.v.  $N_1$  en  $N_2$  op de afzonderlijke onderdelen.

spanningen t.g.v.  $N_1$  en  $N_2$  op de hele doorsnede  
res. spanningen

FIG.. 2.8.

Ongelijke temperatuur van onderdelen.



2.2.2.2 Gevolgen van de gemiddelde temperatuurverschillen in de tijd in  
langsrichting van de tunnel

-1 Algemeen

In de voorgaande hoofdstukken zijn de directe temperatuursinvloeden op tunnelconstructies behandeld en in de hoofdstukken 2.2.1.2 en 2.2.1.3 is ingegaan op de invloeden van de bewegingsmogelijkheden van de tunnel in langsrichting op de langswapening.

In dit hoofdstuk zal nader worden ingegaan op de gevolgen van belemmeringen van de bewegingen van tunnels in langsrichting wanneer deze onderhevig zijn aan een verandering van gemiddelde temperatuur over het jaar, dus een wisseling van de extremen over een periode van een half jaar (zomer-winter).

Belemmering van bewegingen kunnen trekspanningen veroorzaken, welke kunnen leiden tot doorgaande scheuren loodrecht op de tunnel-as (waterdichtheid, corrosiegevaar), of drukspanningen welke kunnen leiden tot verplaatsing van de ventilatie-en/of bedieningsgebouwen.

-2 Weerstand tegen lengteverandering

-2.1 grondweerstand

Deze is o.a. afhankelijk van:

- samenstelling van de grond
- mate van verdichting (onderspoelen, trillen)
- gronddekking (c.q. bovenbelasting)
- maatregelen om de grondweerstand te beperken, bijvoorbeeld door toepassing van glijdlagen (bitumen)
- grootte van de verplaatsing

-2.2 weerstand paalfundering

Deze is o.a. afhankelijk van:

- weerstand tegen verplaatsing per paal
- het aantal palen
- maatregelen om de wrijving tussen tunnel en paalfundering te beperken (b.v. teflon)

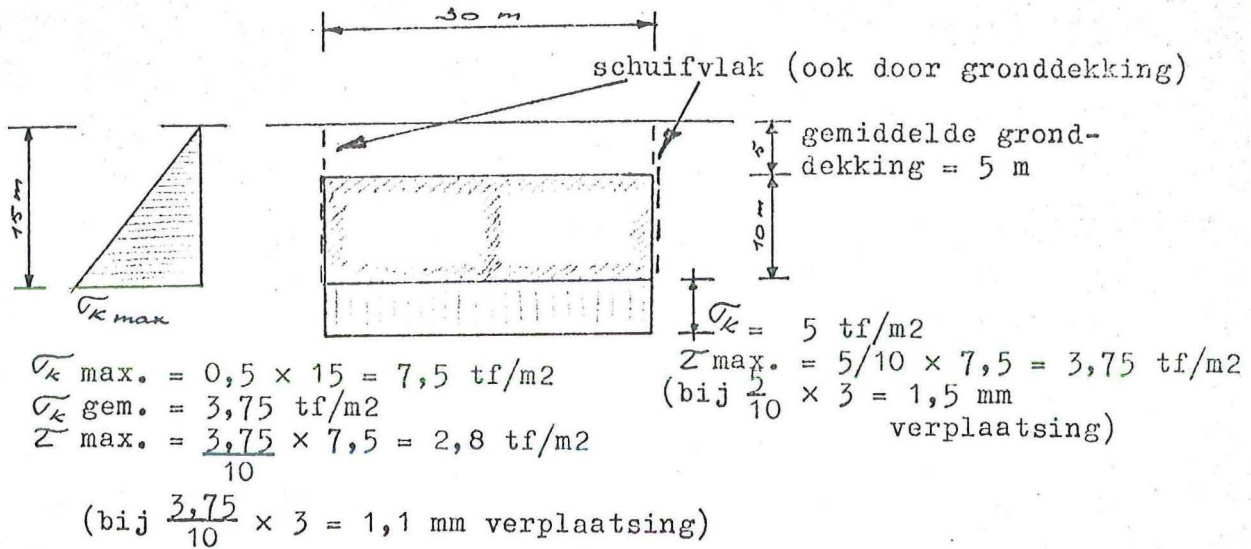
-2.3 starre constructies

Dit zijn constructies, die de totale lengteverandering van een aantal tunnelelementen verhinderen of reduceren, zoals b.v. bedienings- en ventilatiegebouwen en al of niet onderheide opritten.

-5.1 Tunnelementen, alle verbonden door elastische voegen  
(zie bijlage 2.2.2.2-4, fig. 1)

- a. met gronddekking op de tunnel.

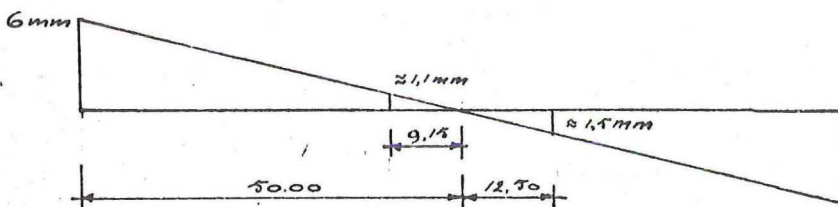
element I



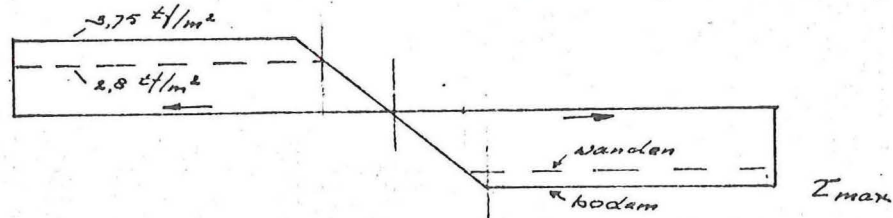
Onbelemmerde verkorting per half element bij  $\Delta T = 10^\circ \text{ C}$

$$L \cdot \alpha \cdot \Delta T = 50000 \times 1,2 \times 10^{-5} \times 10 = 6 \text{ mm}$$

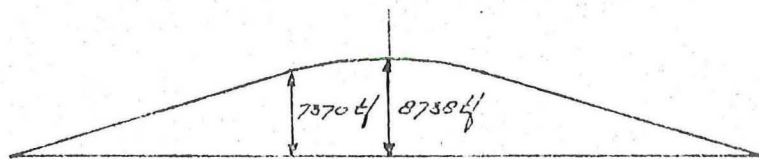
Verplaatsing tunnel t.o.v. grond (onbelemmerd):



Bijbehorende schuifweerstand (schematisch):



Bijbehorende normaalkracht:



De maximale langskracht in het element door  $\Delta T$ :

$$K_{\Delta T} = 2 \cdot 15 \cdot 2,8 (40,85 + \frac{1}{2} \cdot 9,15) + 30 \cdot 3,75 (37,5 + \frac{1}{2} \cdot 12,5) = 3816 + 4922 = 8738 \text{ tf.}$$

De onbelemmerde verkorting wordt verminderd met ten naaste bij

$$\frac{\frac{1}{2} \cdot K_{\Delta T}}{E_b \cdot A_b} \times L = \frac{\frac{1}{2} \cdot 8738 \times 10^3}{350000 \times 120 \times 10^4} \times 10^5 = \text{rond } 1 \text{ mm}$$

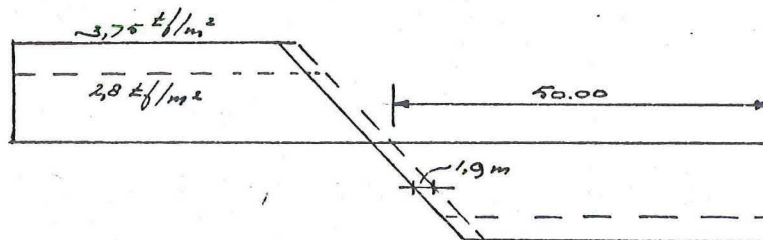
De optredende verkorting bedraagt dus  $2 \times 6 - 1 = 11 \text{ mm}$ .  
Deze vervorming moet de elastische voeg kunnen meemaken onder verlies van spanning.

De vorige schuifspanningsfiguur wordt door de schuine stand en de bovenbelasting iets gewijzigd:

$$\begin{aligned} \text{bovenbelasting} &= 5 \text{ tf/m}^2; \\ \text{helling element} &= 1 : 20, \text{ dus } \tau_{\text{gem.}} = 0,25 \text{ tf/m}^2. \end{aligned}$$

De hierdoor veroorzaakte langskracht wordt opgenomen doordat het spanningsbeeld tegen de bewegingsrichting in verschuift over een afstand:

$$\frac{5 \cdot 30 \cdot 100 : 20}{2(30 \cdot 3,75 + 2 \cdot 15 \cdot 2,8)} = \frac{750}{393} = 1,9 \text{ m.}$$



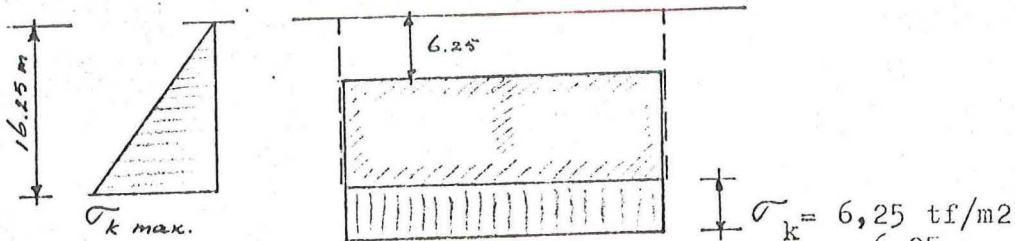
De spanning door de waterdruk is in het midden van element I

$$\approx \frac{(5 + 5) \times 10 \times 30}{120} = 25 \text{ tf/m}^2 = - 2,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{gem.}} \Delta T = \frac{8738 \times 10^3}{120 \times 10^4} = + 7,3 \text{ kgf/cm}^2$$

De resterende trekspanning =  $7,3 - 2,5 = + 4,8 \text{ kgf/cm}^2$

element II: gronddekking 6,25 m.



$$\begin{aligned} \sigma_k \text{ max.} &= 0,5 \times 16,25 = 8,125 \text{ tf/m}^2 & z_{\text{max.}} &= \frac{6,25}{10} \times 7,5 = 4,7 \text{ tf/m}^2 \\ \sigma_k \text{ gem.} &= \frac{1}{2} \times 8,125 = 4,06 \text{ tf/m}^2 & & \text{(bij } \frac{6,25}{10} \times 3 = 1,9 \text{ mm ver-} \\ & & & \text{plaatsing)} \\ z \text{ gem.} &= \frac{4,06}{10} \times 7,5 = 3,05 \text{ tf/m}^2 & & \text{(bij } \frac{4,06}{10} \times 3 = 1,2 \text{ mm verplaatsing)} \end{aligned}$$

Maximale kracht in middendoorsnede door  $\Delta T$ :

$$\begin{aligned} K_{\Delta T} &= 2 \times 16,25 \times 3,06 \times (40 + \frac{1}{2} \times 10) + 30 \times 4,7 \times (34,2 + 15,8 \times \frac{1}{2}) = \\ &= 4475 + 5936 = 10411 \text{ tf.} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{gem.}} \Delta T = + 8,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{door waterdruk: } \sigma_W = \frac{15 \times 10 \times 30}{120} = -37 \text{ tf/m}^2 = - 3,7 \text{ kgf/cm}^2$$

De resterende gemiddelde trekspanning is bij element II:

$$+ 8,7 - 3,7 = 5,0 \text{ kgf/cm}^2.$$

Verdere verplaatsingen en krachten wijken ook slechts weinig af van die bij element I berekend.

element III (als element II)

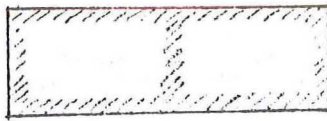
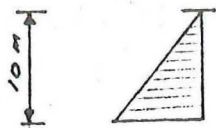
Slechts de gemiddelde drukspanning door de hydrostatische druk is hoger:

$$\sigma_w = \frac{17,5 \times 10 \times 30}{1200} = - 4,4 \text{ kgf/cm}^2$$

5.1-b Zelfde rekenvoorbeeld zonder gronddekking.

Tunnelgewicht onder water  $\approx 0$ ,  
dus  $\sigma_k$  onder = 0 en  $z$  onder = 0

element II



$\sigma_k \text{ max.}$

$$\sigma_k \text{ max.} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{\text{gem. (max.)}} = \frac{2,5}{10} \times 7,5 = 1,875 \text{ tf/m}^2$$

(bij  $\frac{2,5}{10} \times 3 = 0,75 \text{ mm}$  verplaatsing).

$$K_{\Delta T} = 2 \times 10 \times 1,875 \left( 43,75 + \frac{6,25}{2} \right) = 1758 \text{ tf.}$$

$$\sigma_{\Delta T} = \frac{1758 \times 10^3}{120 \times 10^4} = + 1,5 \text{ kgf/cm}^2$$

Gecombineerd met waterdruk:

$$+ 1,5 - 3,7 = - 2,2 \text{ kgf/cm}^2.$$

De verplaatsing aan de uiteinden wordt vrijwel niet belemmerd (dus = 6 mm).

5.2 Tunnelementen, star verbonden, elastische eindvoegen  
(zie bijlage 2.2.2.2-4, fig. 2)

-a. met gronddekking

Doorsnedegrootheden en verticale belasting als 5.1-a, dus ook de maximale schuifspanning als 5.1 -a.

$$\text{Onbelemmerde temperatuurvervorming per 300 m} = \Delta \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$3 \cdot 10^4 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 10 = 3,6 \text{ cm} = 36 \text{ mm.}$$

$$K_{\Delta T} \approx (2 \times 15 \times 2,8 + 30 \times 3,75) \times 100 +$$

$$+ (2 \times 16,25 \times 3,05 + 30 \times 4,7) \times 200 =$$

$$= 19650 + 48090 = 67740 \text{ tf}$$

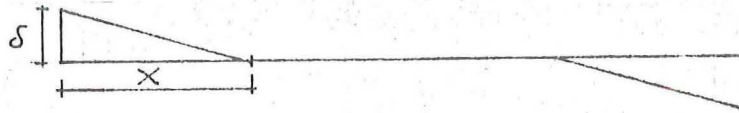
Deze kracht is groter dan die bij totaal verhinderde lengteverandering:

$$\text{dan } K_{\Delta T \text{ max.}} = \frac{\Delta \Delta}{\Delta} \cdot E_b \cdot A_b = \frac{10 \times 1,2 \times 10^{-5} \times \Delta}{\Delta} \times$$

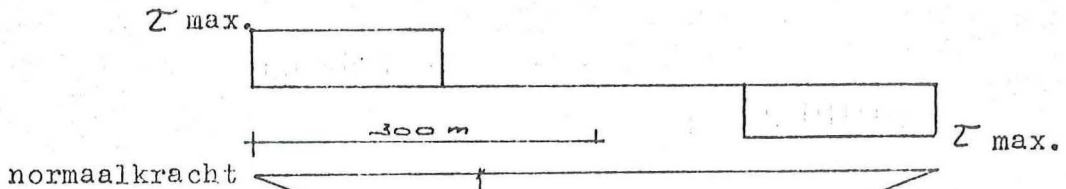
$$\times 35 \times 10^5 \times 120 = 50400 \text{ tf.}$$

d.w.z. dat over een zekere lengte in het midden van de tunnel de door de schuifweerstand opgebouwde normaalspanning zo groot is, dat zij de lengteverandering door temperatuurverandering geheel onderdrukt.

Stel dat de verplaatsing in lengterichting als volgt is:



en de daardoor opgewekte schuifspanning:



$$X = \frac{K \Delta T_{max.}}{\tau_{max.}/m'} = \frac{50400}{2 \times 3,05 \times 10 + 4,7 \times 30} = 250\text{ m}$$

De temperatuurvervorming per halve tunnel is dan

$$\begin{aligned} X \cdot \alpha \cdot \Delta T &= \frac{\frac{1}{2} K \Delta T_{max.} \cdot X}{E_b \cdot A_b} = \\ &= 25000 \times 1,2 \times 10^{-5} \times 10^{-120 \times 10^4 \times 3,5 \times 10^5} = \\ &= 3,0 - 1,5 = 1,5\text{ cm} = 15\text{ mm} \end{aligned}$$

$$\sigma_{max. \Delta T} = \frac{50400 \times 10^3}{120 \times 10^4} = 42\text{ kgf/cm}^2$$

Bij dit rekenvoorbeeld zou dus een grote voorspanning moeten worden aangebracht om de trekspanning binnen redelijke grenzen te houden.

De elastische eindvoegen moeten een inverting of uitzetting van ten minste 15 mm kunnen ondergaan.

5.2-b als 5.2-a, maar zonder gronddekking  
(zie blz. 55 voor de maximum schuifspanningen)

$$K \Delta T \approx 2 \times 10 \times 1,875 \times 300 = 11250\text{ tf}$$

$$\Delta L \text{ door } K \Delta T = \frac{11250 \times 10^3 \times 300 \times 10^3}{2 \times 350000 \times 120 \times 10^4} = 4\text{ mm}$$

dus de verplaatsing van de tunnel aan de uiteinden (zonder rekening te houden met de afnemende kracht in de elastische eindvoeg) is gelijk aan  $36 - 4 = 32\text{ mm}$ .

$$\begin{aligned} \sigma_{\Delta T} &= \frac{11250 \times 10^3}{120 \times 10^4} = + 9,4\text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_w &\approx \frac{- 4,4\text{ kgf/cm}^2}{+ 5,0\text{ kgf/cm}^2} \end{aligned}$$

De optredende trekspanningen zijn dus veel lager, maar de vervormingen veel groter dan in berekening 5.2 - a.

- 5.3-a Tunnelementen, star met elkaar en met de eindblokken verbonden (met gronddekking)  
(zie bijlage 2.2.2.2-4, fig. 3)

Afmetingen en verticale belasting als rekenvoorbeeld 5.1-a, dus ook gelijke maximale schuifspanningen.

Wanneer de eindblokken (ventilatiegebouwen, opritten) niet verplaatsen dan moeten zij een kracht, veroorzaakt door  $\Delta T$ , kunnen opnemen, groot:

$$K_{\Delta T} = \frac{\Delta L}{L} \cdot E_b \cdot A_b = \frac{3,6 \cdot 3,5 \cdot 10^6 \cdot 120}{3 \cdot 10^4}$$
$$= 50400 \text{ tf}$$

Dan is in iedere tunneldoorsnede:

$$\sigma_{\text{gem. } \Delta T} = \frac{50400 \times 10^3}{120 \times 10^4} = \pm 42 \text{ kgf/cm}^2$$

De eindblokken zullen zeker wel verplaatsen; van de grootte van deze verplaatsing zal de grootte van de opgewekte schuifspanning en de in de middendoorsnede opgewekte maximale normaalkracht afhangen.

- 5.3-b als 5.3-a, maar zonder gronddekking.

Wanneer de eindblokken niet verplaatsen, dan is ook hier  $K_{\Delta T} = 50400 \text{ tf}$ .

Wanneer de einden ongehinderd kunnen verplaatsen dan is:  
 $K_{\Delta T \text{ max.}} = 11250 \text{ tf}$  (zie 5.2-b).

-5.4 Overzicht van de resultaten van de berekeningsvoorbeelden

nr.	omschrijving	maximum trekspanning (alleen door $\Delta T$ ) ( kgf/cm <sup>2</sup> )	vervorming van de voeg(en)  (mm)
5.1-a	tunnelementen door elastische voegen ver- bonden; <u>met</u> gronddekking	<u>8,7</u>	eindvoegen 5,5 tussenvoegen 11
5.2-a	tunnelementen over de hele lengte star verbon- den; elastische eindvoe- gen; <u>met</u> gronddekking	<u>42</u>	eindvoegen 15
5.3-a	tunnelementen over de hele lengte star verbon- den; starre eindvoegen; <u>met</u> gronddekking	<u>42</u>	-
5.1-b	als 5.1-a; <u>geen</u> gronddekking	<u>1,5</u>	eindvoegen 6 tussenvoegen 12
5.2-b	als 5.2-a; <u>geen</u> gronddekking	<u>9,4</u>	eindvoegen 32
5.3-b	als 5.3-a; <u>geen</u> gronddekking	<u>42</u> als de eind- blokken niet verplaatsen, <u>9,4</u> als de eind- blokken geen weer- stand bieden	-



-5.5 Tunnel gefundeerd op palen

De grondweerstand tegen de zijden van de tunnel kan afwijken van die in de voorgaande berekeningen, omdat de omringende grond niet uit zand hoeft te bestaan.

De kracht nodig om de paalkop een horizontale verplaatsing te geven kan op de bekende wijze worden berekend door de paal als een (aan de onderzijde ingeklemde of scharnierende) ligger op verende bedding te beschouwen. De beddingconstante(n) van de grond(lagen) moet(en) dus bekend zijn.

De maximaal op de paal werkende horizontale kracht is afhankelijk van paalbelasting en de wrijvingsweerstand. De wrijvingsweerstand kan gereduceerd worden door toepassing van b.v. teflon glijdopleggingen.

De krachten op en de verplaatsing van de tunnel(elementen) door  $\Delta T$  kunnen nu verder berekend worden als in de vorige gevallen.

N.B. Bij een tunnel, gefundeerd op palen, voorzien van teflon glijdopleggingen, bestaat eerder het gevaar voor het naar het midden toe verplaatsen van de elementen t.g.v. een permanente langskracht dan bij een tunnel die op zand gefundeerd is.

-5.6 Excentrische wrijvingskracht (zie ook -3.4)

Van het 100 m lange tunnelelement uit voorbeeld -5.1 -a is het moment door de wrijvingskrachten op de tunnel ten opzichte van het midden van de doorsnede, op halve lengte gelijk aan:

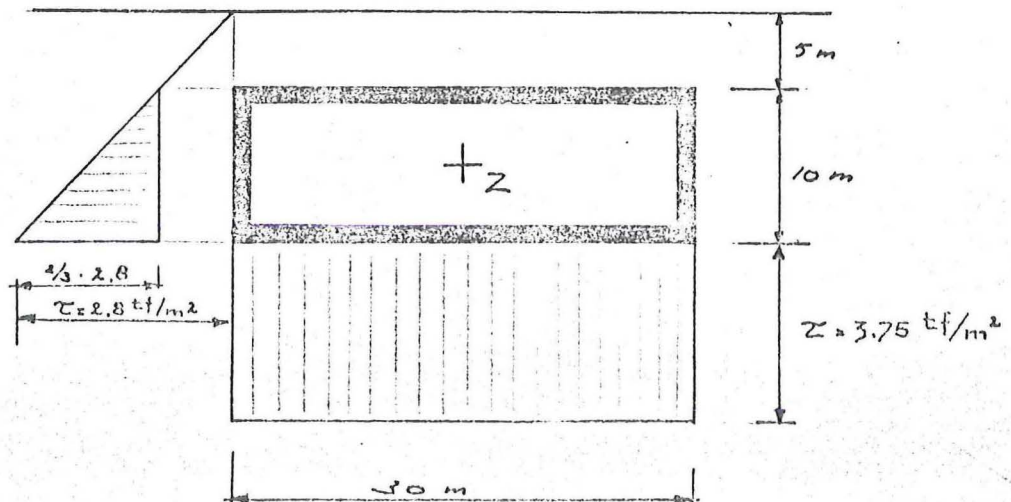
$$M = 30 \cdot 3,75 \left( 37,5 + \frac{1}{2} \cdot 12,5 \right) \times 5$$

bodem

$$+ \frac{2}{3} \cdot 2,8 \cdot 10 \cdot 2 \left( 40,85 + \frac{1}{2} \cdot 9,15 \right) \times \frac{5}{3}$$

wanden

$$= 24610 + 2825 = 27435 \text{ tfm.}$$



Indien de vrije kromming niet wordt verhinderd treedt dit moment in volle grootte op als buigend moment in de tunneldoorsnede op de helft van de lengte (alleen wanneer het zwaartepunt van de doorsnede in het midden van de hoogte ligt; veelal ligt het zwaartepunt lager, waardoor de excentriciteit van de schuifkracht afneemt).

Bij een totale hoogte van 10 m en een dikte van bodem en dak van 1 m is de hefboomarm  $\approx 9$  m, zodat  $D = T \approx \frac{27435}{9} =$   
rond 3000 tf.

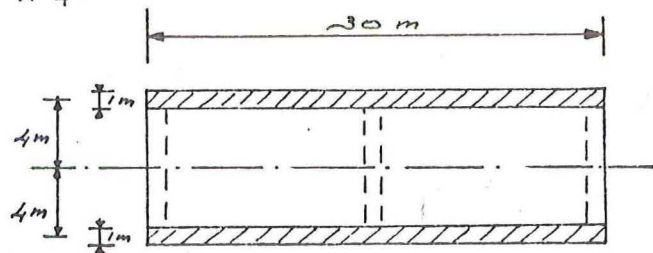
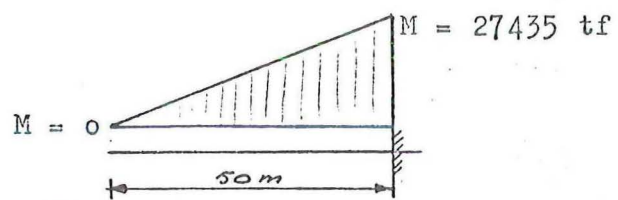
Dit betekent een buigspanning van rond  $\frac{3000}{30 \times 1} = 100$  tf/m<sup>2</sup>  
= 10 kgf/cm<sup>2</sup>.

De doorbuiging  $\delta$  door dit moment bedraagt globaal:

$$\delta \approx \frac{\frac{1}{2} \cdot 27435 \times 50 \times \frac{2}{3} \times 50}{3,5 \times 10^6 \times 2 \times 30 \times 4^2}$$

$$= 0,0068 \text{ m}$$

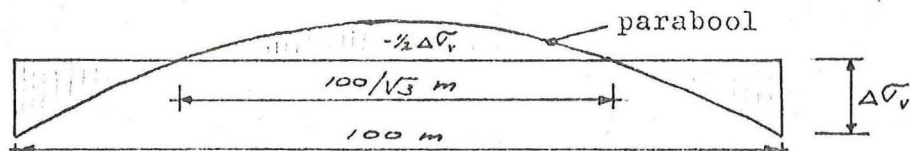
$$= 6,8 \text{ mm}$$



$$J_{\text{tunneldoorsnede}} \approx 2 \cdot 30 \cdot 1 \cdot 4^2 = 480 \text{ m}^4$$

Door deze vormverandering zal de gronddruk tegen de onderzijde van de tunnel niet meer gelijkmatig zijn en langs de wanden zullen tegenwerkende verticale schuifspanningen door de grond worden geleverd.

Stel dat bij een opbuigend element de afwijking van de gelijkmatige gronddrukverdeling geschematiseerd kan worden zoals hieronder aangegeven:



dan bedraagt het tegenwerkend moment in de middendoorsnede:

$$M = 50 \times 30 \times \Delta\sigma_v \times 25 - \frac{2}{3} \times 50 \times 30 \times 1,5 \Delta\sigma_v \times \frac{3}{8} \times 50$$

$$= 37500 \Delta\sigma_v - 28125 \Delta\sigma_v = 9375 \Delta\sigma_v$$

Bij  $\Delta \bar{\sigma}_v = 1$  tf/m<sup>2</sup> bedraagt de reductie op het excentrisch moment reeds circa 40%.

Van belang voor het bepalen van de grootte van het excentrisch moment is een nauwkeurig grondmechanisch onderzoek naar beddingsconstante (ook afhankelijk van de breedte van de tunnel) en schuifweerstand (zowel horizontaal en verticaal).

- 6 CONCLUSIES hoofdstuk 2.2.2.2

1. Spanningen in langszichting door temperatuurwisselingen zijn sterk te verminderen door de lengte van de tunnel-elementen (verbonden door elastische voegen) te beperken.
2. Voor het bepalen van de optredende spanningen in langszichting is een uitgebreid grondmechanisch onderzoek naar de schuifmodulus en beddingsconstante van de grond noodzakelijk.
3. De materiaaleigenschappen van de elastische voegen en de wijzigingen hiervan na langere tijd (verouderen) dienen zo goed mogelijk te worden onderzocht.
4. De elastische voegen dienen ruim te worden gedimensioneerd.

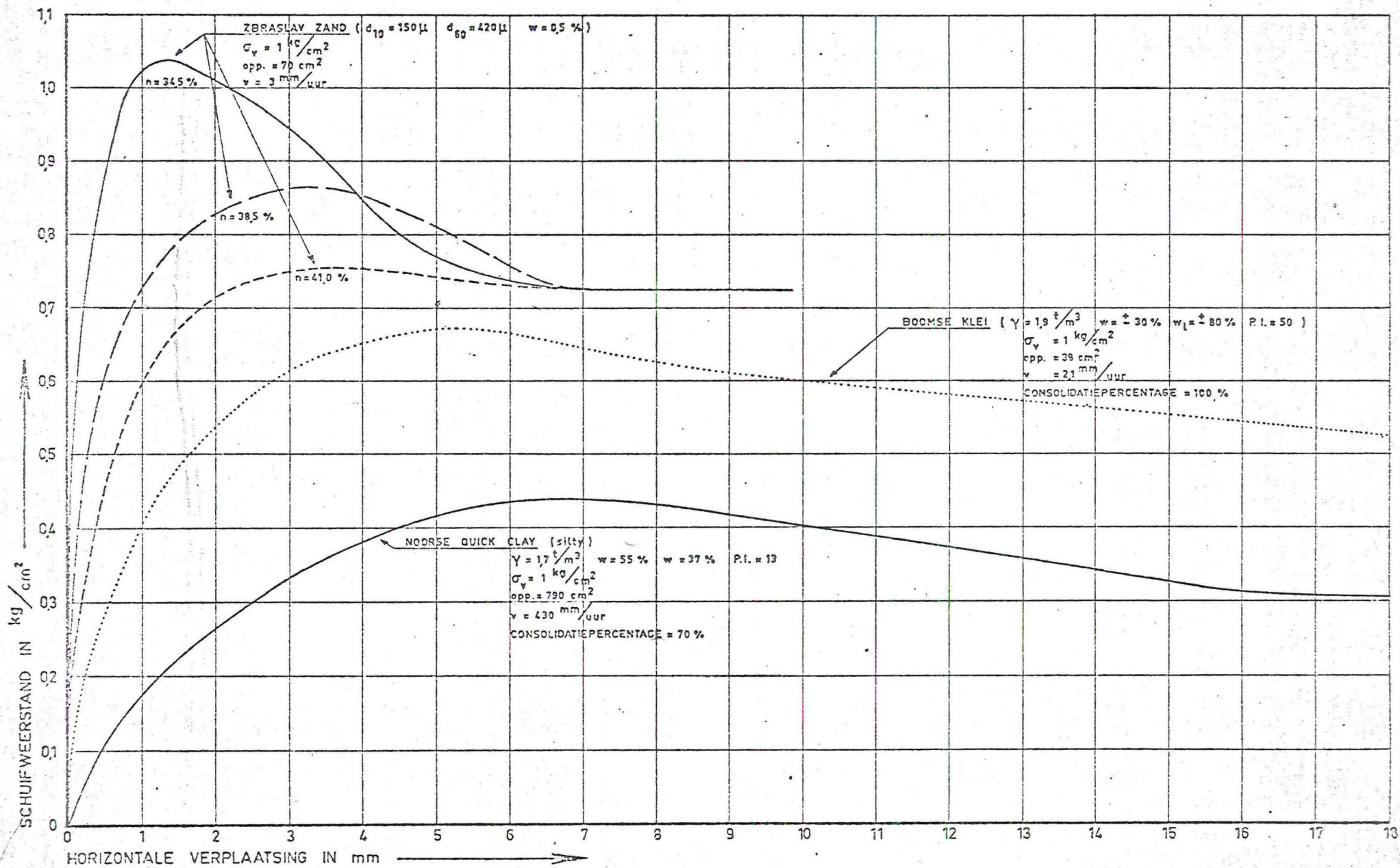
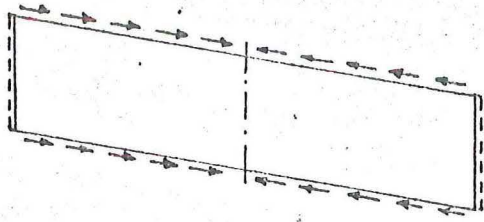
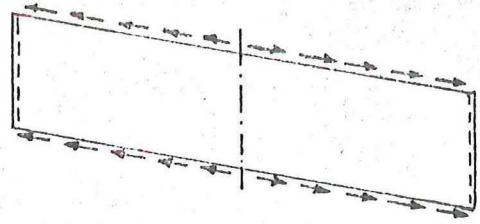


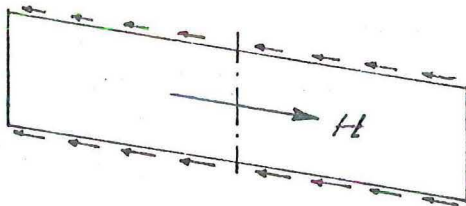
Fig. Schuifweerstand van enige grondsoorten als functie van de horizontale verplaatsing



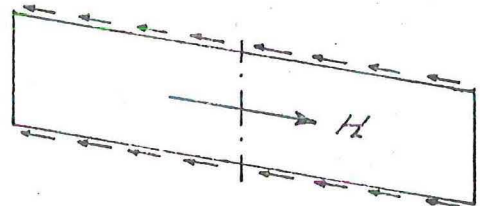
1- wrijvingskrachten op een element bij verlenging door temperatuurverhoging



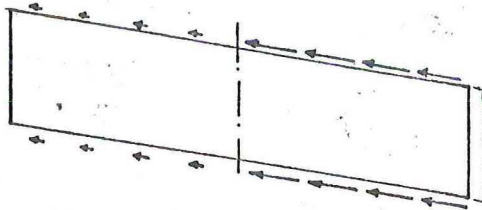
wrijvingskrachten op een element bij verkorting door temperatuurverlaging.



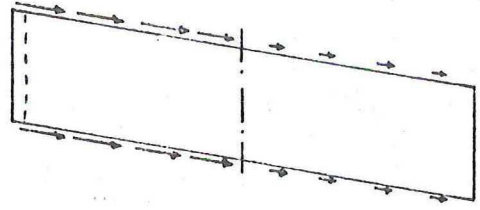
2- wrijvingskrachten door een langskracht H



wrijvingskrachten door een langskracht H



1+2 Bij voldoende grote langskracht wordt over de rechter element helft de verplaatsing behorend bij  $T_{max}$  overschreden.



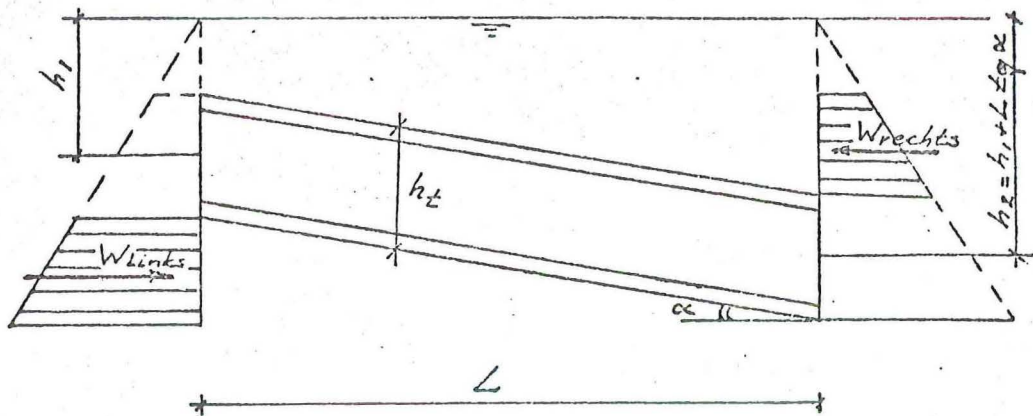
Bij voldoende grote langskracht wordt over de linker element helft de verplaatsing behorend bij  $T_{max}$  overschreden.

Na een volledige (jaarlijkse) temperatuurcyclus kan een tunnelelement door een langskracht van voldoende grootte verplaatsen in de richting van die kracht.

bijl. 2.2.2.2-2: Invloed van de combinatie van langskracht en temperatuurvariatie, werkend op een tunnelelement.

Invloeden, die de grootte van de langskracht - werkend op een tunnelelement - bepalen.

1. WATERDRUK



$$W_{links} = L \operatorname{tg} \alpha \left( h_1 + \frac{1}{2} h_t + \frac{1}{2} \cdot L \cdot \operatorname{tg} \alpha \right)$$

$$\begin{aligned} W_{rechts} &= L \operatorname{tg} \alpha \left( h_2 - \frac{1}{2} h_t - \frac{1}{2} L \operatorname{tg} \alpha \right) \\ &= L \operatorname{tg} \alpha \left( h_1 - \frac{1}{2} h_t + \frac{1}{2} L \operatorname{tg} \alpha \right) \end{aligned}$$

$$W_{links} - W_{rechts} = L \operatorname{tg} \alpha \cdot h_t$$

2. KRACHT IN DE VOEGEN

De kracht in de voegen komt (direct na constructie) overeen met de waterdruk op het kopvlak, dus bij bovenstaand voorbeeld:

$$\text{voegkracht links} = h_1 \times h_t$$

$$\text{voegkracht rechts} = h_2 \times h_t = (h_1 + L \operatorname{tg} \alpha) \cdot h_t$$

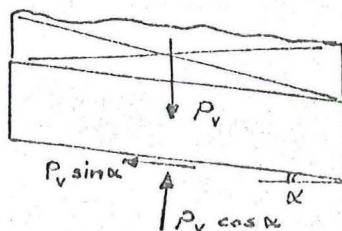
$$\begin{aligned} \text{Op dat moment is } \sum (\text{horizontale waterdruk} + \text{voegkrachten}) &= \\ &= L \operatorname{tg} \alpha \cdot h_t - L \operatorname{tg} \alpha \cdot h_t = 0 \end{aligned}$$

Door latere temperatuurverlenging of -verkorting van het element nemen de krachten in de voegen toe resp. af. Door verschil in elastische eigenschappen tussen de twee voegen en het niet lineair zijn van het  $\sigma$ - $\epsilon$ -diagram van het voegmateriaal kan de toe - resp. afname van de twee voegkrachten ongelijk zijn, waardoor dus een langskracht op het element resteert.

3. BOVENBELASTING (grond, gewicht tunnel onder water, verkeersbelasting boven en in de tunnel).

De bovenbelasting moet worden opgenomen door gronddruk loodrecht op de tunnelbodem en schuifspanning langs wanden en bodem.

$$\text{De maximale langskracht door bovenbelasting} = P_v \cdot \sin \alpha$$



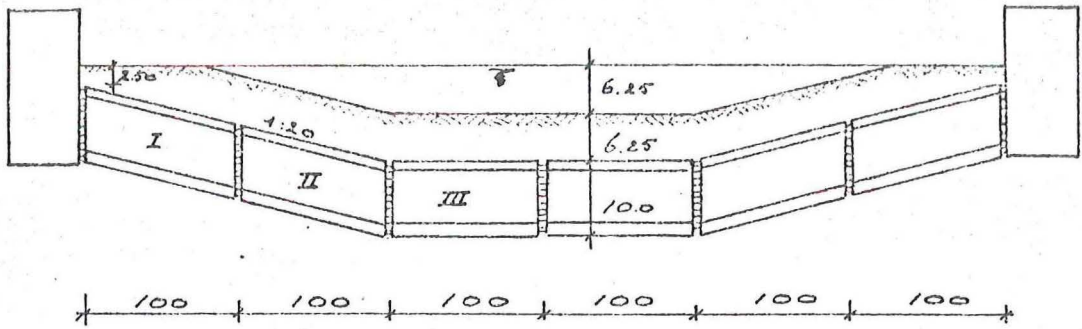


fig. 1: Tunnelementen, alle verbonden door elastische voegen.

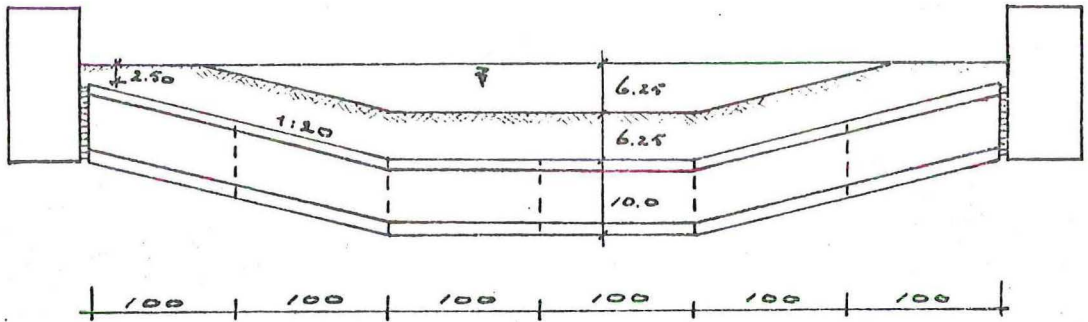


fig. 2: Star verbonden tunnelementen, eindvoegen elastisch.

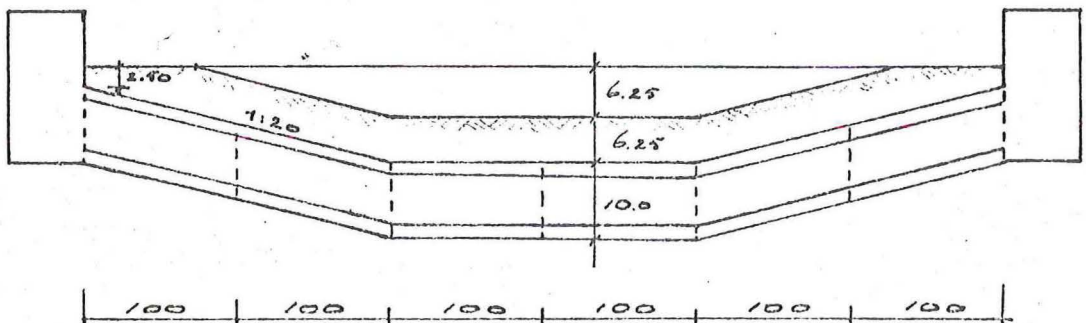


fig. 3: Tunnelementen, star met elkaar en met de "eindblokken" verbonden.

### 3. Konklusies en aanbevelingen

1. Als de thermische materiaaleigenschappen en de randvoorwaarden bekend zijn kan het temperatuursverloop in een betondoorsnede vrij eenvoudig worden bepaald, zowel grafisch, analytisch als door middel van analoge modeltechniek.
2. De thermische eigenschappen van de materialen zijn in het algemeen voldoende bekend; anders kunnen ze vrij gemakkelijk worden bepaald. De randvoorwaarden binnen de tunnel zijn uit beschikbare gegevens en waarnemingen vrij goed te voorspellen of door berekening te bepalen. Bij een gegeven temperatuur van het grondwater kan het temperatuurverloop in een tunnelwand vrij eenvoudig worden bepaald. Er is echter te weinig bekend over de mate waarin en de voorwaarden waaronder de temperatuur van het grondwater kan variëren (bijv. samenhang met doorlatendheid, grondwaterstroming, temperatuurverloop met de diepte onder de rivierbodem, enz.).  
Zie ook fig. 1.2 (Maastunnel).  
De betekenis van deze metingen moet echter niet worden overtrokken; de afwijking van het gemiddelde bedraagt meestal niet meer dan enige graden C.
3. Als het temperatuurverloop bekend is, en ook de weerstanden tegen vervorming, kunnen de hieruit voortvloeiende krachten en spanningen vrij eenvoudig worden berekend. De weerstand tegen vervorming van een betonkonstructie wordt door scheurvorming sterk gereduceerd. Voor zover hierdoor de aanvankelijk aangenomen vervormingsweerstand verandert, moet de berekening worden geïtereerd (zie voorbeeld 2.1.3). De bijdrage van de temperatuurinvloed tot de totale belasting van een tunnelkonstructie is in het algemeen gering. Overdreven nauwkeurigheid bij de vaststelling ervan is dan ook overbodig.
4. Over de weerstand van de grond tegen temperatuurbewegingen van een tunnelkonstructie in langsrichting bestaan zeer aanvaardbare theoriën, die echter - voor zover bekend - niet of nauwelijks door metingen of andere onderzoeken getoetst zijn. Bij de huidige tendens tot het maken van zeer brede tunneldoorsneden (50 m!) dient ook de grondweerstand in dwarsrichting bij temperatuurvariaties in de beschouwingen te worden betrokken.



5. Over het naar beneden "kruipen" van tunnelementen onder een helling tengevolge van temperatuurvariaties bestaan geen duidelijke waarnemingen, die de theorie bevestigen of weerleggen. Waarnemingen zijn geweest, met name van de vervormingen in de voegen.
6. De door temperatuurvariaties veroorzaakte krachtswerkingen hebben voor de in de praktijk voorkomende gevallen geen invloed op de bezwijkbelasting - en daarmee op de bezwijkveiligheid - van de dwarsdoorsnede van een tunnel, mits de rotatiecapaciteit van de maatgevende doorsneden voldoende is om de benodigde herverdeling van krachten toe te laten. Dit zal in de praktijk vrijwel altijd het geval zijn.
7. De hiervoor bedoelde temperatuurspanningen hebben wel invloed op de gebruikstoestand, met name op de scheurvorming, en soms ook op de doorbuiging, vooral in combinatie met spanningen tengevolge van andere belastingen en van krimp.  
Temperatuurspanningen zullen bestaande scheurvorming kunnen vergroten, terwijl ze op plaatsen, waar door andere invloeden nog net geen scheuren ontstaan, voldoende kunnen zijn om wel aanleiding tot scheuren te geven.
8. Men zou verwachten dat de spanningen tengevolge van de jaarlijkse temperatuur cyclus in sterke mate door relaxatie worden gereduceerd. Zoals in 2.2.1.4 aangegeven bedraagt deze reductie hoogstens enige procenten.  
De studiegroep heeft geen gelegenheid gevonden na te gaan of de volgens de CEB-FIP-richtlijnen (1970) berekende kruipwaarden  $\phi$  voor betondikten van ca. 1 m op waarnemingen berusten, of dat ze misschien door extrapolatie zijn verkregen.
9. Naast de geheel of gedeeltelijk belemmerde temperatuurvervormingen, die spanningen veroorzaken, moet aandacht worden besteed aan de niet of slechts gedeeltelijke belemmerende temperatuurvervormingen, die invloed kunnen hebben op de wijdte, en daarmee op de waterdichtheid van de voegen.

10. Het tegengaan van scheurvorming door het toepassen van meer wapening heeft weinig effect; wel kan men er de scheurwijdte en de scheurafstand mee regelen (binnen zekere grenzen).
11. Over het gedrag van betonkonstrukties met lage wapeningspercentages is nog te weinig bekend, met name over de verdeling van het scheurpatroon onder invloed van opgelegde krachten en vervormingen (temperatuur, krimp).  
Verwacht mag worden dat CUR-kommissie C-21 "Lage wapeningspercentages" ook aandacht aan deze materie zal schenken.  
Dit heeft vooral betrekking op de langdoorsnede (zie ook 16).
12. Bij toepassing van een te gering wapeningspercentage zal de wapening bij het optreden van de eerste scheur echter kunnen gaan vloeien, met name als de kracht in de konstruktie aanwezig blijft (belasting van een statisch bepaald opgelegde balk) of als de kracht na een aanvankelijke vermindering weer tot boven het eerste maximum kan aangroeien (bijv. bij doorgaande afkoeling). Dit kan aanleiding geven tot bezwijken, c.q. het ontstaan van ontoelaatbare scheurwijdten. Bij de veelvoudig statisch onbepaalde tunneldoorsnede zal scheurvorming een herverdeling van de doorsnedekrachten tot gevolg hebben, die een gunstige invloed uitoefent (mits de rotatiecapaciteit voldoende is).
13. In een tunnel, die tussen en met de ventilatiegebouwen tot één geheel is verbonden, zal een temperaturredaling (beneden de temperatuur van het tot één geheel verbinden) trekspanningen veroorzaken, die bij overschrijding van de treksterkte van het beton aanleiding geven tot doorgaande scheuren en tot vloeien van de wapening. Een langswapeningspercentage waarbij theoretisch geen vloeien van de wapening optreedt en waarbij een goed verdeeld scheurenpatroon mag worden verwacht, is vrijwel altijd oneconomisch hoog, vooral bij hoge betonkwaliteit, dus hoge betontreksterkte.
14. Het gestelde onder 12 geldt ook voor een lange tunnel, waarvan de elementen tot één geheel zijn verbonden (echter niet met de ventilatiegebouwen).  
Hierbij leidt temperaturredaling een beweging van de tunnel in, waardoor zich een grondweerstand ontwikkelt, die aanleiding geeft tot het ontstaan

van een naar het midden toenemende trekkracht in langsrichting. Zodra deze trekkracht groter wordt dan de trekkracht die het beton kan leveren, treedt scheurvorming op, en bij te geringe wapeningspercentages, vloeien van de wapening.

Met het excentrisch aangrijpen van de grondweerstand dient op passende wijze rekening te worden gehouden.

15. Om de kans op de onder 13 en 14 bedoelde doorgaande scheuren praktisch uit te sluiten, kunnen dilatatievoegen op zodanig afstand worden aangebracht, dat de treksterkte van het beton, gereduceerd met een passende veiligheid, niet wordt overschreden.
16. De wapening, uitsluitend benodigd voor een opgelegd temperatuurmoment (bijv. in langsrichting) kan in beginsel zo worden gedimensioneerd, dat bij het overschrijden van de treksterkte van het beton geen vloeien van de wapening optreedt.  
Over het hierbij optredende scheurpatroon is nog te weinig bekend (zie ook 11). Indien de trekspanningen tengevolge van een opgelegd temperatuurmoment moeten worden gekombineerd met trekspanningen tengevolge van andere opgelegde krachten (andere temperatuurinvloeden, krimp, hydratatiewarmte, zettingen, e.d.), kan geen uitspraak over de benodigde wapening worden gedaan.
17. Het temperatuurverloop in de betonconstructie van een tunnel (en de daaruit voortvloeiende spanningen), kan door een passende warmte-isolatie zeer ten gunste worden beïnvloed. Het zal zonder meer duidelijk zijn dat een dergelijke isolatie het meest effectief is aan de zijde met de sterkste temperatuurvariaties.
18. Ook aan de toestand in de bouwput dient de nodige aandacht te worden besteed. De gevolgen van de spanningen door hydratatiewarmte dienen door een afzonderlijke commissie te worden bestudeerd.  
Maar ook bijv. zonbestraling, gevolgd door plotselinge afkoeling (hagelbui, nachtvorst, e.d.) kan grote temperatuurgradiënten tot gevolg hebben en er kunnen (theoretisch) aanzienlijk oppervlaktetenspanningen ontstaan. Er zijn echter vrijwel geen meetgegevens bekend over de grootte en de indringingsdiepte van dergelijke temperatuurfluctuaties, noch over de schadelijkheid van de ondiepe haarscheurtjes, die er het gevolg van kunnen zijn.

19. Het lijkt ook de moeite waard te onderzoeken in hoeverre de beschermende betonschil, die met vrij lichte ankers aan de tunnelkonstruktie is bevestigd, door temperatuurvariaties wordt beïnvloed en hoe groot de krachten op de ankers in de praktijk kunnen worden en wat de gevolgen kunnen zijn. Theoretisch kunnen de berekende krachten, zelfs bij een gering temperatuurverschil, al gauw niet meer door de ankers worden opgenomen. Het is de vraag of de betonschil door uitzetvoegen moet worden onderverdeeld.

20. Er worden in Nederland en ook in het buitenland temperatuur- en andere metingen aan tunnels verricht.

Publikaties over de uitwerking van de meetresultaten en over de conclusies, die eruit getrokken kunnen worden, vindt men echter bijna niet. Alleen van de metingen aan de tunnel van Rendsburg zijn vrij uitvoerige publikaties verschenen (22, 23, 24).

De kommissie doet de suggestie dat metingen van de gevolgen van temperatuurinvloeden (en andere waarnemingen) aan tunnels worden gekoördineerd en geïntensiveerd, en dat veel aandacht wordt besteed aan het meetprogramma, de meetmethoden, de verwerking van de resultaten, de interpretatie en de vergelijking van de metingen met de resultaten van de theorie.

De meetprogramma's moeten systematisch worden opgezet en er moet een zo groot mogelijke bekendheid aan worden gegeven, ook op internationaal gebied.

Gestreefd moet worden naar een zo groot mogelijke uniformiteit, zodat de resultaten onderling vergelijkbaar zijn.

21. De krimp van het beton kan wat betreft krachtwerking gelijk worden gesteld aan een temperatuuurdaling, die eenzelfde vrije vervorming tot gevolg heeft.

Overzicht van literatuurbronnen en metingen betreffende de temperatuurinvloeden op tunnels.

A. Temperatuurinvloeden op beton in het algemeen.

1. Hampe, B.: Temperaturschäden im Beton und Masznahmen zu ihrer Verhütung. Der Bauingenieur 33, Heft 1, 1958, p.6.-10; p. 406
2. CUR-rapport 19: Temperatureffecten in zware betonconstructies tengevolge van de hydrateringswarmte van cement. Betonvereniging, Zoetermeer, 1960. Voorzien van uitgebreide literatuurlijst.
3. Gröber, Erk, Grigull: Die Grundgesetze der Wärmeübertragung. 3 Auflage, Berlin Springer - Verlag 1963.
4. Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Masznahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. Düsseldorf, Beton-Verlag 1965. Zie ook: Betontechnische Berichte 1964, p.21-58, Düsseldorf, Beton-Verlag. Eveneens: Beton 1964, p.22-65.
5. Giesecke, J.: Betrachtung eindimensionaler Temperaturfelder in Massenbetonbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4, 1966, p.89-95.
6. Giesecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen in plattenförmigen Massenbetonbauwerken. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 8, 1966, p.202-209.
7. Giesecke, J.: Berechnung von Wärmespannungen in Massenbetonbauwerken bei linear veränderlichem Elastizitätsmodul. Der Bauingenieur, Heft 10, 1968, p.371-378.
8. Johanssen, K.: Ermittlung von Temperaturen und Wärmestromen in beliebig geschichteten ebenen, zylindrischen und kugelförmigen Wänden bei nicht stationären Verhältnissen nach der Methode mit finiten Elementen. Die Bautechnik, Heft 3; 1970, p.80-89
9. Temperature and Concrete, ACI Special Publication SP 25, Detroit 1970: zie ook: Journal American Concrete Institute, Jan. 1971, p.68.
10. Mass Concrete Dams and Other Massive Structures. Journal ACI, April 1970; p.273 e.v. Uitgebreide literatuurlijst.
11. Warncke, F.: Beitrag zur Berechnung der Temperatur und Temperaturspannungen infolge Hydratation. Diss. Berlin 1969.
12. Falkner, H.: Zur Frage der Riszbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. Deutscher Ausschusz für Stahlbeton, Heft 208, Berlin 1969, W. Ernst und Sohn.
13. Tjin Wong Joe, Ir. A.H.: Warmtetransmissie door samengestelde constructies bij zonbestraling. Polytechnisch Tijdschrift 21-2-'72, p. 129-134; 8 litt.

B. Temperatuursinvloeden op tunnels.

1. Metingen.

21. T.P.D.-, T.N.O.- en T.H.-rapport nr. 56298 (juli 1956):  
Warmtestroom- en temperatuurmetingen aan de Maastunnel te Rotterdam.
22. Vogel, G. en Hager, M.: Bauwerksmessungen am Straszentunnel Rendsburg.  
Die Bautechnik 4/1966, p. 120-129;
23. Vervolg 22: Die Bautechnik 9/1966, p. 293-303;
24. Vervolg 22 en 23: Die Bautechnik 2/1968, p. 37-50  
(Besonderheiten des schwimmend eingebauten Mittelstücks des Tunnels).
25. Plantema, G. en Van der Plas, A.B.M.: Metrobouw in Rotterdam.  
VI. Thermische isolatie aan de binnenzijde van de metrotunnel,  
rivierkruisend gedeelte. De Ingenieur nr. 10, 7-3-1969, p. B 23 - B 27.
26. Stevelink, W.: Temperatuurinvloeden bij tunnels.  
De Ingenieur nr. 10, 7-3-1969, p. B 27 - B 32.
27. Van Gelder, R.G.F. en Van der Heydt, L.M.: Bouwtechnische vraagstukken  
bij de IJ-tunnelbouw.  
I. De invloed van de temperatuur op het ontwerp en de uitvoering van de  
IJ-tunnel. De Ingenieur nr. 49, 5-12-1969, p. B 165 - B 175.
28. Van Gelder, R.G.F. en Kok, L.: Temperatur- und Verschiebungsmessanlage  
für den IJ-Tunnel in Amsterdam. Messtechnische Briefe 1-1970 (Hettinger  
Baldwin Messtechnik).
29. Temperatuurmetingen IJ-tunnel tijdens de bouw (grafieken: tot oktober 1968)
30. Temperatuurmetingen IJ-tunnel in bedrijf (van oktober 1968 tot heden).  
Automatische registratie; zie lit. 28; gedeeltelijk verwerkt in grafieken;  
wordt klaar gemaakt voor volledig automatische verwerking.
31. Temperatuurmetingen J.F. Kennedytunnel te Antwerpen. Intercommunale  
Vereniging voor de autoweg E3 (niet geplubiceerd).
32. Temperatuurmetingen Leidingtunnel Hollandsch Diep tijdens de bouw:  
Rijkswaterstaat, Directie Sluizen en Stuwen; (niet geplubiceerd) 1972.
33. T.N.O.-rapport B I-66-65/6D3-2; nov. 1966:  
(in samenwerking met C.U.R.-commissie D3).  
Temperatuurmetingen aan enkele gewapend betonbruggen.

2. Experimenteel onderzoek.

40. Zie ook nrs. 25, 26 en 27 van deze literatuurlijst.
41. T.N.O.-rapport B-56-1238 (b); 30 november 1956:  
Weersinvloeden op de beton doorsnede tijdens de verhardingsperiode (metingen aan een proefstuk).
42. Stevin-rapport TS 2 (1956) (ir. F.K. Ligtenberg):  
De invloed van periodiek veranderende temperatuurswisselingen op de spanningsverdeling in een tunnelprofiel (electrisch analogon).
43. T.N.O.-rapport B-63-1655/6086 (december 1963, ir. Th. Monnier):  
(In opdracht van Rijkswaterstaat, directie Sluizen en Stuwen).  
Oriënterend onderzoek naar de meest efficiënte wijze, waarop betonconstructies tegen de schadelijke invloed van temperatuurveranderingen kunnen worden gewapend.
44. T.P.D./T.N.O.-rapport 656.249; 22 november 1965:  
(In opdracht van Rijkswaterstaat, directie Sluizen en Stuwen).  
Electrisch analogononderzoek naar de temperatuurverdeling in de Velsertunnelwand.
45. T.N.O./T.P.D.-rapport no. 603.245;  
Onderzoek met behulp van een electrisch analogon.

3. Berekening van de temperatuurverdeling.

60. Zie ook de nrs. 24, 25, 26 en 42 van deze literatuurlijst.
61. Rapport thermische isolatie metrotunnel (ir. A.B.M. van der Plas).  
Gemeentewerken Rotterdam.
62. T.N.O.-rapport B-56-1238; 30 november 1956:  
Onderzoek tramtunnel te Rotterdam. Deel B: De temperatuurverdeling over de betondoorsnede van de tunnel en de spanningen welke hiervan het gevolg zijn. Gemeentewerken Rotterdam.
63. T.N.O., afdeling bewerking waarnemingsuitkomsten; 1956:  
Berekening van de temperatuurverdeling in een geïsolcerde betonwand.

4. Doorsnedeberkening.
80. Zie ook nrs. 25, 42, 61 en 62 van deze literatuurlijst.
81. Dekker, A.J.Chr.: Metro Rotterdam (V). Theoretische achtergronden van de genomen maatregelen ter voorkoming van krimp- en temperatuurscheuren in de op de rechter Maasoever af te zinken tunnel- en stationsstukken. Cement XV (1963), nr. 10, p. 593-599.
82. Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München (1967): Festigkeit und Verformung von Beton unter Zugspannungen.
83. T.N.O.-rapport BI-69-71. The behaviour of continuous beams in reinforced concrete (Ir. Th. Monnier) Zie ook: Heron, vol. 17 (1970), nr. 1.
84. T.N.O. rapport BI-69-72. The moment - curvature relation of reinforced concrete (Ir. Th. Monnier; sept. 1969) Zie ook: Heron, vol. 17 (1970), nr. 2.
85. Adviesbureau Hageman (in opdracht van Gemeentewerken Rotterdam); rapport nr. 11-1; 8 dec. 1960: Afstand dilatatievoegen.
86. Adviesbureau Hageman (in opdracht van Gemeentewerken Rotterdam); rapport nr. 11-2; 8 december 1960: Minimum wapening.
87. Gemeentewerken Rotterdam, mem. 010-05-006: Concept berekening temperatuurspanningen en scheurveiligheid metro-tunnel.
88. Stevin-rapport TU 8 ( Lab. experimenteel spanningsonderzoek): Een oriënterende berekening naar de grootte der spanningen tengevolge van temperatuurvariaties in het dwarsprofiel van de tramtunnel te Rotterdam (methode Cross).
89. Sikkel, L.P.: Enige algemene opmerkingen over het ontwerp en de uitvoering van de werken in gewapend beton ten behoeve van de bouw van de IJ-tunnel. Cement XV (1963), nr. 11.
90. Rüsçh, H. : Die wirklichkeitsnahe Bemessung für lastunabhängige spannungen, Betontag Berlin 1965.
91. T.N.O.-rapport 6 D 3 (november 1964, ir. Monnier) (In samenwerking met CUR commissie D 3): Het berekenen van temperatuurmomenten in gewapend betonportalen met inachtneming van de invloed, die de scheurvorming daarop heeft.
92. Blauwendraad, J.: Stabiliteitsonderzoek binnen ieders bereik Cement (1972), nr. 11, p. Cement (1973), nr. 1, p.
93. Leonhardt, F.: Anfängliche und nachträgliche Durchbiegungen von Stahlbeton im Zustand II, Vorschläge für Begrenzungen und vereinfachte Nachweise, Beton- und Stahlbetonbau 10/1959, p. 240-247.
94. Hetenyi, M.: Beams on elastic foundation. The University of Michigan Press, 7e druk 1964.
95. Brakel, J.: Berekening van statisch onbepaalde gewapend betonconstructies Cement 8 (1970), p. 321-326/332.



5. Constructieve uitwerking.

100. Zie ook de nrs. 25,27 en 81 uit deze literatuurlijst.
101. Eggink, A.: Gezonken tunnels. De Ingenieur nr. 44, 1-11-1957  
p. B 109 - B 117.
102. Vretblad, E., Rijnefelt, D. en Wenger, K.: Vom weiterem Ausbau  
der Stockholmer Untergrundbahn. Die Bautechnik 2/1962, p. 53-62.
103. Jansen, B.: De tunnel voor autoverkeer onder het IJ te Amsterdam.  
De Ingenieur nr. 9, 28-2-1964, p. B57-B65;  
De Ingenieur nr. 11, 13-3-1964, p. B73-B81; De Ingenieur nr. 14,  
3-4-1964, p. B87-B97.
104. Intern rapport afd. Tunnelbouw Publieke Werken Amsterdam;  
rapport nr. 8: Temperatuuraannamen metrotunnel.
105. Claessen, A.I.M. en Horvat, E.: Reductie van negatieve kleef op  
funderingspalen door bitumenglijdlagen. Polytechnisch Tijdschrift  
nr. 21, 11-10-1972, p. 699-708.
106. Plantema, G.; Metrobouw in Rotterdam. De Ingenieur nr. 35,  
30 aug. 1968, P. B 105 - B 106 (rubber voegdichting)

## TEMPERATUURSINVLOEDEN OP TUNNELCONSTRUCTIES

	blz.
<u>Inhoudsopgave</u>	
Opdracht en verantwoording	1
0 <u>Inleiding</u>	3
0.1 Algemene beschouwing over warmtetransport in een lichaam	5
1. <u>Uitgangspunten voor de statische berekeningen.</u>	7
1.1 Temperatuur buiten de tunnel	8
1.2 Temperatuur binnen de tunnel	11
1.3 Aan te nemen gradiënten	15
1.4 Temperatuursinvloeden in het bouwstadium	19
1.5 Verrichte metingen	22
1.6 Gewenste metingen	23
2. <u>Constructieve uitwerking</u>	24
2.1 Krachten in dwarsrichting	25
2.1.1 Ongelijke gemiddelde verwarming van onderdelen	26
2.1.2 Temperatuurverval over de dikte van de "staven".	27
2.1.3 Rekenvoorbeeld	32
2.2 Krachten in langsrichting	36
2.2.1 Temperatuurgradiënt in de wand	36
-1 Inleiding	36
-2 Continue tunnels	37
-3 Tunnels met dilatatievoegen	38
-4 Voorbeelden	40
-5 Konklusies ten aanzien van de wapening in langsrichting	44
2.2.2 Verschillen in gemiddelde temperatuur in langsrichting	45
-1 Ongelijke gemiddelde verwarming van de onderdelen	45
-2 Gevolgen van de gemiddelde temperatuurverschillen	47
-2.1 Algemeen	47
-2.2 Weerstand tegen lengteverandering	47
-2.3 Krachten op en verplaatsingen van een tunnenelement door lengteverandering	48
-2.4 Methoden om de grootte van de langskrachten (opgewekt door temperatuurwisseling) op het element te beperken	50

- 2.5 Systemen van tunnelbouw met zinkelementen, en rekenvoor-  
beelden van de daarbij optredende krachten en verplaat-  
singen ten gevolge van een gemiddelde temperatuurdaling  
van  $10^{\circ}$  C. 51
- 2.6 Conclusie uit 2.2.2.2. 61
- 3. Conclusies en aanbevelingen 66
- 4. Overzicht van literatuurbronnen en metingen betreffende  
temperatuurinvloeden op tunnels. 71

TEMPERATUUR INVLOEDEN OP TUNNELKONSTRUKTIES.

Verslag van de bespreking in de vergadering op 1 november 1973.

Ir. Blokland (schriftelijk)

Indien men waterdichte bekleding bij tunnels weglaat en met koeling hydratatiewarmte afvoert, is dan 0.2% min. wapening in langsrichting nog voldoende om de totale krimp, gecombineerd met spanningswisseling ten gevolge van zomer- en winter temperatuur op te vangen, of moet men voor betere scheurverdeling en ter vermijding van de gevaarlijke invloed van wisselbelasting, ook al komt dit maar een beperkt aantal malen en bovendien in langzaam tempo voor, naar een hoger langs- wapenings percentage toe?

Ir. Brakel

In het algemeen kunnen min. percentages voor zuivere trek- en voor buiging eenvoudig worden aangegeven.

Gaan we uit van een doorsnede van  $1 \times 1 \text{ m}^2$  en wapeningshoeveelheid  $w$  per  $\text{m}^2$  dan is:

bij trek als  $N_{ae} \geq N_{bu}$   
(temp. verschil)  $w \cdot f_{ae} \geq 1 \cdot f_{bu}$

$\rightarrow w \frac{f_{bu}}{f_{ae}}$   $f_{bu} = \text{treksterkte beton}$   
 $f_{ae} = \text{vloegrens staal}$

bij buiging

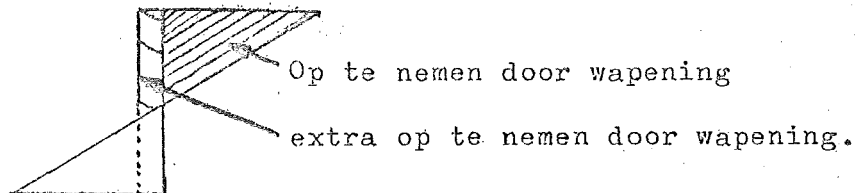
(temp. gradiënt)  $w \cdot f_{ae} \cdot 0.85 \cdot 1 \geq f_{bu} \cdot \frac{1}{6} \cdot 1.1^2$   
 $w \geq 0.2 \frac{f_{bu}}{f_{ae}}$  (aangenomen dat hefbooms-  
arm  $0.85 h$  is).


Hieruit kunnen dus gemakkelijk de min. wapenings percentages worden vastgesteld.


van Geest Het probleem is dat de zaak niet zo simpel ligt: men heeft altijd te maken met een samenspel van factoren: temperatuurverschil, temperatuur gradiënt, grondwrijving en hydratatiewarmte. Het aangeven van een minimum wapenings-percentages is dus niet zo eenvoudig als zojuist is aangegeven.

Glerum Wat is nu eigenlijk de veiligheid, heeft het zin om de wapening van onbeklede tunnels te verzwaren?

Vos Indien men er van uit gaat, dat b.v. 0.2% nodig is voor de temperatuur gradiënt, dan zou de benodigde opname-capaciteit voor de hydratatiewarmte hierop gesuperponeerd kunnen worden.



Spann. temp. gradiënt 

Spann. hydratatiewarmte. 

Is in de bouwfase geen scheurvorming door hydratatie dan in gebruiksfase ook niet meer.

Het probleem is wel, dat een doorgaande scheur kan ontstaan na volledige seizoen wisseling; eerst trek aan binnenzijde, daarna in het andere seizoen trek aan buitenzijde.

Jansen Vos neemt nu even aan, dat de hydratatietrek gelijkmatig over dsn verdeeld is; dit is echter een voorbarige conclusie, we weten hier veel te weinig van.

Vcs Dit is zo, we weten ook nog veel te weinig van de eigenschappen van jonge beton, zodat verdeling scheurpatroon een zeer moeilijke zaak is.

Ook met betrekking tot de krimp is de kennis te summier; misschien wel niet gelijk over de dsn. dit is echter niet in de formules van de V.B. te vatten.

Bardet

Ondanks waardering voor inhoud rapport is de opzet te beperkt geweest. Er is hier naar de tunnel als betonconstructie gekeken, niet naar een totaal van factoren; betondsn en dilatatievoegen.

- a. Vooral de dilatatievoegen zijn zeer kwetsbaar en ook kostbaar. Lange moten vergen meer langswapening; Korte moten meer voegen, dit is een optimaliserings vraagstuk. Bovendien doet zich de vraag voor: werken alle dilatatievoegen of maar een paar?
- b. Te gemakkelijk wordt uitgegaan van gemiddelde condities bij vervaardigen tunnels, dit is echter lang niet altijd zo. Bij de IJ-tunnel was het aanbrengen van de sluitvoeg een groot probleem; bij nachtvorst en met ventilatie heeft men de juiste condities gehad voor het maken van de sluitvoeg, maar dit had dus veel slechter gekund.

Vos

Bij optimalisering van mootlengte blijkt vaak de uitvoering (kistlengte!) een hele grote factor te zijn die wel eens veel zwaarder zou kunnen wegen dan de door u geschetste problemen.

Bardet.

Ik bedoel geen stortvoegen maar dilatatievoegen.

Vos

Veelal is dit hetzelfde, bij sluizen en stuwen loopt bij stortvoegen de wapening niet door

Wentink

Inderdaad, dit is zo; ik kan bovendien zeggen, dat de bij Sluizen en Stuwen gehanteerde mootlengte volledig arbitrair is en dat een onderzoek dienaangaande gewenst zou zijn, waarbij tevens de uitvoerings technische kant bekeken zou moeten worden.

Kooiker

Stelt het wezen van de studiegroep ter discussie: was het niet zinvol geweest te volstaan met een opgave van de literatuur, gezien het feit dat tunnels bouwen toch een zaak is van enkele grote overheids-instanties en grote aannemers waar de deskundigheid ook is verzameld?

Wentink

Er wordt bij de verschillende instanties nog al gevariëerd gedacht over een aantal aspecten van de tunnelbouw. Het is een goede zaak deze meningen eens naast elkaar te leggen en onderling te vergelijken, om eventueel tot meer gecoördineerd denken te komen.

Jansen

Bovendien onderschat Kooiker het feit dat een heleboel klakkeloos aanvaard wordt. Men wordt ook als min of meer buitenstaander geattendeerd op een aantal probleemgebieden.

Als voorbeeld mag de Rendsburg-tunnel genoemd worden waar men een grondige aanpak van het dilatatieprobleem voorstond. Uiteindelijk bleken slechts de buitenste dilatatievoegen te werken. Hieruit blijkt dat voor dit probleem een gezamenlijke aanpak ook zeer gewenst is.

Brakel

Beaamt dit en vindt het een keer op een rijtje zetten van de problemen een zeer nuttige zaak. Men wordt ook op een aantal punten aan het denken gezet.

Plantema

Juicht ook de gezamenlijke aanpak toe, ondanks het beperkte terrein.

Wentink

Doordat dit rapport is uitgebracht, hoeft niet telkens weer helemaal opnieuw begonnen te worden.

De bekendheid van verschillende ervaringen over en weer is een zeer nuttige zaak.