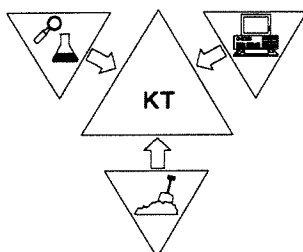


SCHEURVORMING IN TUNNELVLOEREN



Eindrapport
augustus 1996

E.M. den Boef
077467



kombinatie
schiphol
zuid



TU Delft

VOORWOORD

De titel van het rapport "Scheurvorming in tunnelvloeren" suggereert dat dit rapport een algemeen onderzoek omvat naar de ontstaanswijze van scheuren in betonnen tunnelvloeren. Echter, dit onderzoek heeft een tweeledig karakter.

Het onderwerp is geboren gedurende mijn stage bij de bouwcombinatie KSZ (Kombinatie Schiphol Zuid). Deze aannemerscombinatie bouwt een gedeelte van de spoortunnel en de hoogwaardig openbaar vervoer tunnel (HOV) te Schiphol. Bij laatstgenoemde tunnel is er een probleem betreffende de constructievloeren. Een groot aantal van deze vloeren zijn gescheurd en zijn watervoerend.

De grote vraag is dan ook: Hoe komt het dat die vloeren gescheurd zijn?

In overleg met professor Vos en dhr. Tegelberg is hier een afstudeeronderzoek uit voortgekomen. Het eerder genoemde tweeledige karakter kan hiermee verklaard worden. Ten eerste moet uit het onderzoek naar voren komen wat nu de oorza(a)k(en) kan/kunnen zijn van de scheurvorming in de constructievloeren van de HOV tunnel. In de tweede plaats is er het wetenschappelijke karakter dat dit onderzoek zal hebben. Dit houdt in dat er eventuele aanbevelingen omtrent nieuw te bouwen tunnels in komen en/of aanbevelingen omtrent de afwerking van de vakken G&H van de HOV tunnel. Tevens de invloed bepalen van een aantal parameters, die van grote invloed zijn op scheurvorming in constructievloeren, zodat de opgedane kennis toegepast kan worden bij het ontwerp en de uitvoering van tunnels, die volgens dezelfde methode gebouwd worden als de HOV tunnel.

De afstudeercommissie bestaat uit:

Prof. ir. Ch. J. Vos

Dr. ir. K. van Breugel

Ir. K. Bezuijen

Ir. W.J. Bouwmeester-van den Bos

Ir. E.R. Tegelberg

Delta Marine Consultants / TU Delft

TU Delft

TU Delft

Hollandsche Beton- en Waterbouw bv

Ballast Nedam Beton- en Waterbouw bv

Tot slot wil ik iedereen bedanken, die zijn of haar bijdrage heeft geleverd aan het verwezenlijken van dit afstudeerwerk.

Matthijs den Boef

Gouda, augustus 1996

INHOUDSOPGAVE

1	INLEIDING	1.2
1.1	Geschiedenis	1.2
1.2	Uitvoering	1.2
1.3	Fasering uitvoering	1.4
1.3.1	Fasering bouwkuip	1.4
1.3.2	Fasering tunnelconstructie	1.4
2	SAMENVATTING	2.1
2.1	Probleemstelling	2.1
2.2	Doelstelling	2.1
2.3	Werkwijze van het totale onderzoek	2.1
2.4	Conclusies en aanbevelingen	2.2
3	SCHEURVORMING	3.1
3.1	Scheurvorming algemeen	3.1
3.2	Scheurvorming als gevolg van opgelegde krachten	3.1
3.3	Scheurvorming als gevolg van opgelegde vervormingen	3.1
3.4	Scheurvorming tijdens de bouwfasen	3.1
3.4.1	Het storten en verharden van de vloer	3.2
3.4.2	Het storten en verharden van wanden en dak	3.2
3.4.3	Het (voortgezette) krimpen van het gereedgekomen tunnelelement in de bouwput	3.2
3.4.4	Een verandering van de gemiddelde betontemperatuur	3.2
3.4.5	Temperatuursgradiënten	3.3
3.4.6	Waterdruk	3.3
3.5	Conclusie	3.3
4	OPGELEGDE KRACHTEN	4.1
4.1	Mechanische belasting op de vloer	4.1
4.2	Modellering van de vloer	4.2
4.3	Theoretische scheurvorming	4.9
4.4	Conclusie	4.12
5	OPGELEGDE VERVORMINGEN (ALGEMEEN)	5.1
5.1	Het begrip opgelegde vervorming	5.1
5.1.1	De centrisch gewapende trekstaaf	5.3
5.1.2	De op buiging belaste constructie	5.4
6	OPGELEGDE VERVORMINGEN (TEMPERATUURINVLOEDEN OP VERHARD BETON)	6.1
6.1	Inleiding	6.1
6.2	Warmtetransport in een lichaam	6.2
6.2.1	Invloedsfactoren op het temperatuurverloop over de doorsnede	6.4
6.3	Krachten als gevolg van temperatuurinvloeden	6.5
6.4	Gemiddelde temperatuurdaling over de doorsnede	6.6
6.5	Temperatuurgradiënt over de doorsnede	6.8
6.5.1	Modellering	6.9
6.5.2	Theoretisch scheurenpatroon	6.11

7	OPGELEGDE VERVORMINGEN (VERHARDEND BETON)	7.1
7.1	De ontwikkelingen bij jong beton	7.1
7.2	Temperatuurberekening in verhardend beton	7.2
7.3	Modellering van een tunnelvloer	7.5
8	OPGELEGDE VERVORMINGEN (KRIMP)	8.1
8.1	Krimp algemeen	8.1
8.2	Plastische krimp	8.1
8.3	Uitdrogingskrimp	8.1
8.3.1	Modellering uitdrogingskrimp	8.2
9	SELECTIE MECHANISMEN EN PARAMETERS	9.1
9.1	Selectieprocedure	9.1
9.1.1	Overzicht 1, 2, 3 en bijbehorend stroomschema	9.1
9.1.2	Conclusies	9.6
9.2	Inleiding op hoofdstuk 10 t/m 12	9.7
9.2.1	Berekening A	9.7
9.2.2	Berekening B	9.8
9.2.3	Berekening C	9.8
9.3	Het begrip verhinderingsgraad	9.8
10	METINGEN	10.1
10.1	Inleiding	10.1
10.2	Opzet metingen	10.1
10.2.1	Temperatuur van de vloeren	10.2
10.2.2	Verandering scheurwijdte	10.3
10.2.3	Verandering voegwijdte	10.4
10.3	Meetresultaten	10.4
10.3.1	Inleiding	10.4
10.3.2	Toelichting op de meetresultaten	10.5
10.4	Berekening van R_{gemeten}	10.6
10.5	Conclusies t.a.v. de metingen	10.7
11	THEORIE VERHINDERINGSGRAAD	11.1
11.1	Inleiding	11.1
11.2	Verhinderingsgraad door de onderwaterbetonvloer	11.1
11.2.1	Verlengen/verkorten	11.2
11.2.2	Kromming	11.4
11.3	Verhinderingsgraad door de palen	11.8
11.3.1	Verlenging/verkorting	11.8
11.3.2	Kromming	11.11
11.4	Conclusie	11.13

12	BEREKENINGEN	12.1
12.1	Inleiding	12.1
12.2	Verhardend beton (Mechanisme 2)	12.2
12.2.1	Introductie FeC_3S	12.2
12.2.2	Berekening A	12.2
12.2.2.1	De thermische simulatie	12.3
12.2.2.2	Simulatie ontwikkeling spanningen	12.4
12.2.3	Berekening B	12.5
12.2.4	Vergelijking berekening A en B (mechanisme 2)	12.6
12.3	Verhard beton (Mechanisme 3A)	12.7
12.3.1	Inleiding	12.7
12.3.2	Berekening A	12.8
12.3.3	Berekening B	12.8
12.3.4	Vergelijking berekening A en B (mechanisme 3A)	12.9
12.4	Invloed van de wapening	12.11
12.4.1	Inleiding	12.11
12.4.2	Gewapend betonnen trekstaaf	12.11
12.4.3	Bepaling invloed wapening	12.12
12.4.4	Minimum wapeningspercentage	12.13
12.4.5	Conclusie	12.14
12.5	Berekening C	12.15
12.5.1	Inleiding	12.15
12.5.2	Invloed van de onderwaterbetonvloer	12.15
12.5.3	Invloed van de palen	12.16
13	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	13.1
13.1	Inleiding	13.1
13.2	Algemene conclusies	13.1
13.3	Conclusie scheurvorming HOV tunnel vak G&H	13.2
13.4	Aanbevelingen	13.2
14	REFERENTIES	14.1

1 Inleiding

2 Samenvatting

3 Scheurvorming

4 Opgelegde krachten

5 Opgelegde vervormingen
[Algemeen]

6 Opgelegde vervormingen
[Temperatuurinvloeden op Verhard Beton]

7 Opgelegde vervormingen
[Verhardend Beton]

8 Opgelegde vervormingen
[Krimp]

9 Inleiding verhinderingsgraad

10 Selectie mechanismen en parameters

11 Theorie Verhinderingsgraad

12 Berekeningen

13 Conclusies en aanbevelingen

14 Referenties

15

1 INLEIDING

1.1 Geschiedenis

In opdracht van de NV Nederlandse Spoorwegen wordt in het kader van het toekomstplan 'Rail 21' de Spoortunnel Schiphol verdubbeld. Deze verdubbeling omvat de ruwbouw van circa 4500 meter tunnel onder de luchthaven, inclusief uitbreiding en afbouw van het al bestaande ondergrondse station.

Gezien de grote tijdsdruk, die zowel op de voorbereiding en het ontwerp als op de uitvoering lag, is gekozen om te werken in een bouwteamverband.

Het ingenieursbureau van NS is met KSS, Combinatie Schiphol Spoortunnel, een samenwerkingsverband aangegaan. De volgende twee aannemers richtten onder de naam KSS een nieuwe rechtspersoon op: Strukton Betonbouw bv en de Hollandse Beton- en Waterbouw bv. De eerste werd gekozen, omdat deze NS-dochter ruime ervaring heeft op het gebied van weg- en waterbouwkundige werken in de directe omgeving van het spoor. HBW werd vooral gekozen voor de ervaring die is opgedaan bij de bouw van de huidige spoortunnel en bij het werken op een luchthaven.

Sinds het NS-ingenieursbureau in 1995 geprivatiseerd is, spreken we verder van Holland Railconsult (HR). HR is de opdrachtgever en de verantwoordelijke voor het ontwerp. Uit praktische overwegingen (Holland Railconsult had een tijdelijk gebrek aan ontwerpers) stelde KSS ontwerpcapaciteit beschikbaar. Daarnaast levert Holland Railconsult de toezichthouders.

In de KSS vorm is een gedeelte van de tweede Schiphol tunnel gerealiseerd. Omstreeks 1993/1994 kreeg HR zelf weer ontwerpcapaciteit en is het resterende deel openbaar aanbesteed.

Later werd besloten de combinatie uit te breiden met een derde partij. Er werd gekozen voor de Ballast Nedam Beton- en Waterbouw. De nieuwe combinatie kreeg de naam Combinatie Schiphol Zuid (KSZ).

Het project Combinatie Schiphol Zuid is een deelproject van het totale werk. Het betreft hier de spoortunnelvakken T&U, drie onderdoorgangen in het spoorlijntracé en, in opdracht van de NV luchthaven Schiphol, een Hoogwaardig Openbaar Vervoertunnel (HOV) aan de zuidzijde van de luchthaven Schiphol.

De HOV tunnel zal worden gebruikt voor tram- en/of busvervoer.

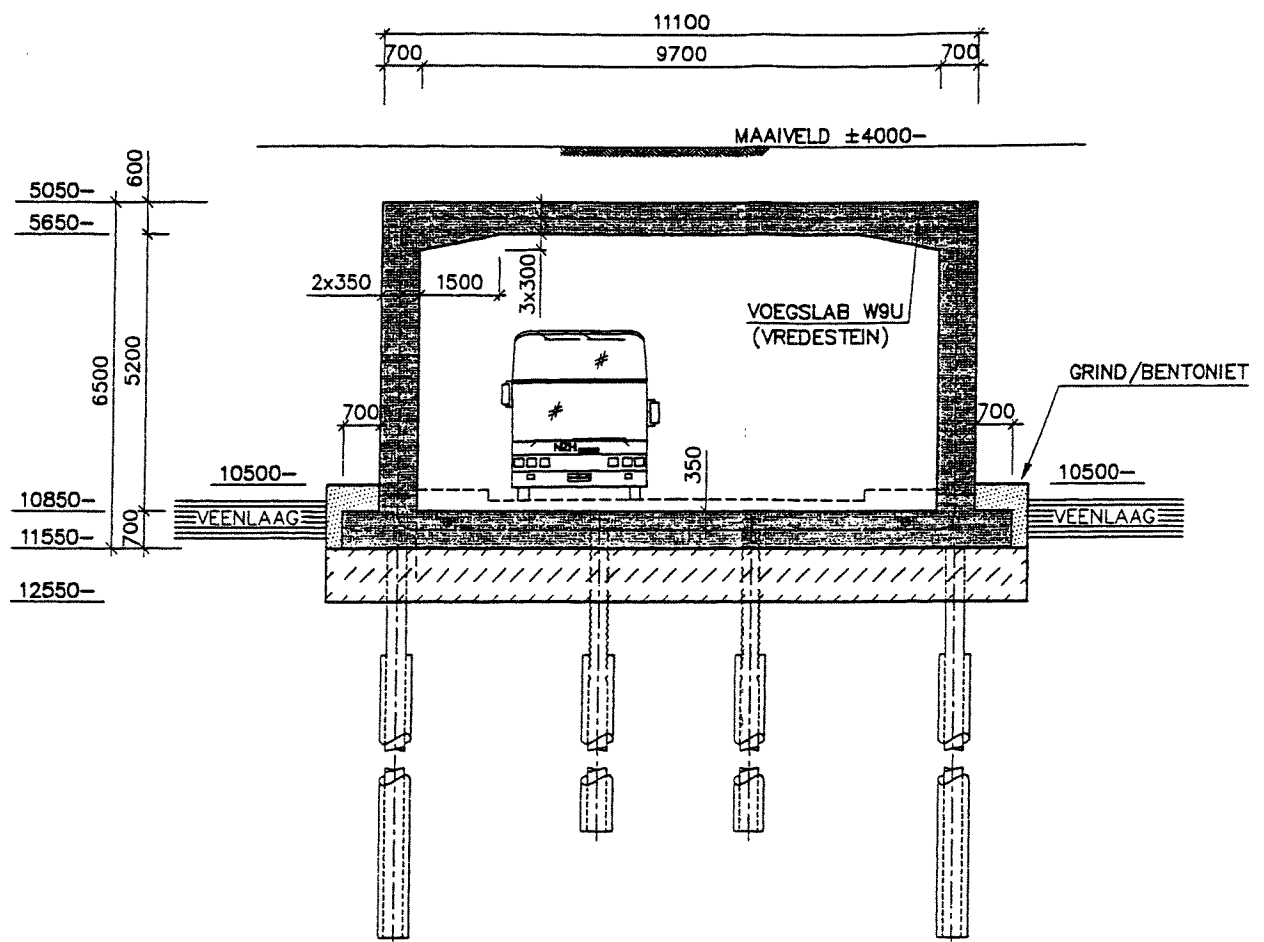
In het kort samengevat:

Locatie:	Luchthaven Schiphol
Opdrachtgever Spoortunnel:	NV Nederlandse Spoorwegen
Opdrachtgever HOV tunnel:	NV Luchthaven Schiphol
Ontwerp Spoortunnel + E&F (HOV tunnel):	Holland Railconsult bv
Ontwerp G&H (HOV tunnel):	Tunnel Engineering Consultants (TEC)
Consultant:	Ingenieursbureau NS
Uitvoering centrum + noord:	KSS, Combinatie Schiphol Spoortunnel
Uitvoering zuid:	KSZ, Combinatie Schiphol Zuid
Uitvoeringsperiode:	januari 1989 tot december 1998

1.2 Uitvoering

Werkzaamheden pal naast een spoortunnel, die permanent in gebruik is, en op een luchthaven in vol bedrijf stellen hoge eisen aan planning, coordinatie en logistiek. De diverse reizigersstromen mogen namelijk geen hinder ondervinden van de bouwactiviteiten.

De tunnelverdubbeling is grotendeels uitgevoerd volgens de open bouwputmethode.



figuur 1.1 voorbeeld van de constructie (vak F HOV tunnel)

De nieuwe betonconstructie wordt gebouwd in een bouwput, die begrensd wordt door damwanden met stempels en een onderwaterbetonvloer met vibro-combinatiepalen als trekpalen. Deze palen vormen na de uitvoeringsfase de fundering van de tunnel.

Kenmerkend voor de open bouwputmethode op Schiphol, dat in de Haarlemmermeerpolder ligt, is de complexe waterhuishouding ten gevolge van het zoute diepe grondwater onder een afsluitende veenlaag. Bij het graven van de bouwput kan deze afsluitende laag verwijderd worden en kan deze functie worden overgenomen door de onderwaterbetonvloer.

1.3 Fasering uitvoering

1.3.1 Fasering bouwkuip

De fasering van de bouwkuip geldt voor alle genoemde tunneldelen, die gebouwd zijn volgens de open bouwput methode.

De fasering is als volgt:

- Fase 1: Intrillen van de damwanden tot gewenste diepte.
- Fase 2: Heien van de vibro-combinatie palen vanaf maaiveld.
- Fase 3: Lokaal ontgraven voor gordingen en aanbrengen stempels.
- Fase 4: Bemalen bouwput tot gewenste waterstand en vervolgens droog ontgraven tot gewenste diepte.
- Fase 5: Het water opzetten tot gewenste hoogte en handhaven waterstand op die hoogte.
- Fase 6: De bouwkuip verder nat ontgraven tot gewenste diepte.
- Fase 7: Schoonmaken van damwanden en paalkoppen en verwijderen van slib en veenballen.
- Fase 8: Storten onderwaterbetonvloer.
- Fase 9: Leegpompen van de bouwkuip.

1.3.2 Fasering tunnelconstructie

Nadat de bouwkuip gereed is kan er begonnen worden met de bouw van de tunnelconstructie zelf. Deze bouwfasering is hieronder beschreven:

- Fase 1: Egaliseren onderwaterbetonvloer tot binnen de vereiste toleranties.
- Fase 2: Boren en plaatsen van stekken in de onderwaterbetonvloer voor de wapening van de constructievloer.
- Fase 3: Wapenen van de vloeren en plaatsen van de vloerkisten.
- Fase 4: Storten van de vloeren.
- Fase 5: Wapenen en bekisten van wanden en dek.
- Fase 6: Storten van wanden en dek.
- Fase 7: Aanvullen ruimte tussen damwanden en tunnelwanden en dek van de tunnel met grond.
- Fase 8: Verwijderen van de damwanden.

N.B. Ter ondersteuning van dit hoofdstuk zijn in bijlage I enkele foto's opgenomen.

2 SAMENVATTING

2.1 Probleemstelling

Bij de Hoogwaardig Openbaar Vervoer tunnel aan de zuidzijde van Schiphol (verder als HOV tunnel), zijn scheuren ontstaan in de constructievloeren. Deze scheuren veroorzaken lekkage van grondwater, die plassen vormen op de tunnelvloeren. Nadat de geconstateerde scheuren geïnjecteerd waren, begonnen de scheuren weer te lekken. Tevens zijn er in de loop der tijd nieuwe scheuren bijgekomen.

Over het algemeen is scheurvorming in betonconstructies een normaal verschijnsel. Als de scheuren echter lekkage van water veroorzaken, en als gevolg daarvan een afnemende weerstand tegen corrosie leveren, zal er eerder moeten worden overgegaan tot reparatie. Dit om de functionaliteit en eventueel de veiligheid niet in gevaar te brengen. Deze reparaties brengen hoge kosten met zich mee, die bij de tunneldelen die gebouwd zijn, of gebouwd worden onacceptabel is. Tevens zal het lekwater door de tunnelvloeren problemen opleveren bij het aanbrengen van asfalt, voor het tram- en busverkeer in de HOV tunnel.

Bijlage I geeft enkele foto's van de gemeten scheuren en bijlage II.1 geeft een overzicht van de scheuren in de vloeren van de vakken G&H van de HOV tunnel.

2.2 Doelstelling

Het vinden van de oorza(a)k(en) van de scheurvorming van de vakken G&H (HOV tunnel). Dit door middel van het vaststellen van de invloed van de gevonden parameters op de scheurvorming in de tunnelvloeren en het selecteren van de meest invloedrijke parameters uit de gevonden parameters. Tevens het bepalen van de belangrijkste scheurmechanisme(n) en deze verder uitwerken en berekenen. Deze berekeningen tevens voor vak T (Spoortunnel) en vak F (HOV tunnel) maken en met elkaar vergelijken.

2.3 Werkwijze van het totale onderzoek

Het onderzoek naar de oorza(a)k(en) van de scheurvorming in tunnelvloeren is in drie fasen onderverdeeld. De eerste fase verliep van februari tot en met maart 1996. Hierin is een overzicht gegeven van de randvoorwaarden van de tunnelvakken en zijn de parameters behandeld, die van invloed konden zijn op scheurvorming in een constructievloer. Tevens is in de eerste fase een overzicht gegeven van het scheurbeeld per tunnelmoot.

De tweede fase verliep van april tot en met mei 1996. In deze fase zijn de twee belangrijkste scheurmechanismen bepaald en de bijbehorende parameters.

De derde fase werd gezien als de laatste fase van het onderzoek en verliep van juni tot en met augustus 1996. In fase 3 zijn enkele berekeningen gemaakt om de doelstelling van het onderzoek te halen of zo goed mogelijk te benaderen.

Voor elke fase is een rapport samengesteld. Dit rapport is een weergave van het totale onderzoek en tevens het eindrapport van dit afstudeeronderzoek.

Gedurende de gehele onderzoeksperiode zijn er metingen verricht.

2.4 Conclusies en aanbevelingen

Hoofdstuk 13 van dit rapport beschrijft uitvoerig de conclusies en aanbevelingen.

Kort samengevat zijn de conclusies die getrokken zijn naar aanleiding van dit onderzoek:

- Mechanisme 2 (verhardende constructievloer op een onderwaterbetonvloer) kan aanleiding zijn tot doorgaande scheuren in de constructievloer. De grootte van de kans op scheurvorming is afhankelijk van de volgende factoren:

- 1) dikte van de onderwaterbetonvloer
- 2) palen in de vloer
- 3) treksterkte van het beton

- Mechanisme 3A (temperatuurbelasting op de vloeren) is de belangrijkste van de twee mechanismen. Uit de metingen is gebleken dat het mechanisme, dat de scheurvorming veroorzaakt een doorgaand proces is. Mechanisme 3A is een mechanisme, die optreedt bij een temperatuurdaling. Dit mechanisme treedt op nadat de constructievloer verhard is. Belangrijke factoren voor dit mechanisme zijn:

- 1) dikte onderwaterbetonvloer
- 2) palen in de vloer
- 3) wapeningspercentage
- 4) specietemperaturen van de vloeren

De aanbevelingen zijn:

- Bij de afwerking van de tunnelvloeren moet rekening gehouden worden met lekwater door de scheuren.
- Haalbaarheidsstudies ten aanzien van:
 - 1) gewapende onderwaterbetonvloer
 - 2) toepassen van een glijdlaag tussen de onderwaterbetonvloer en de constructievloer
 - 3) koelen van de vloeren onder bepaalde omstandigheden

3 SCHEURVORMING

3.1 Scheurvorming algemeen

Bij scheurvorming moet onderscheid worden gemaakt tussen "doorgaande scheuren" en "scheuren over een gedeelte van de doorsnede".

Alleen bij doorgaande scheuren in een constructie moet voor waterdichtheid worden gevreesd. Bij beide scheurtypen moet het gevaar van corrosie in de beschouwingen worden betrokken. De scheurwijdte speelt hierbij een belangrijke rol.

Scheurvorming kan worden veroorzaakt door:

1. opgelegde krachten
2. opgelegde vervormingen

3.2 Scheurvorming als gevolg van opgelegde krachten

Bij tunnels zijn de uitwendige belastingen, zoals eigen gewicht van de constructie, grond- en waterdrukken, overwegend niet veranderlijk.

Veranderlijk zijn de meestal van ondergeschikt belang zijnde verkeerslasten. In de doorsnede van de tunnel veroorzaakt de uitwendige belasting overwegend buigende momenten, die bij gewapend beton *niet*- doorgaande scheuren veroorzaken.

Bij een zonder voegen uitgevoerde tunnel kunnen doorgaande dwarsscheuren ontstaan als gevolg van ongelijkmatige zetting van de fundering.

3.3 Scheurvorming als gevolg van opgelegde vervormingen

Hierbij kunnen twee fasen worden onderscheiden n.l. de bouwfase van de tunnel en de fase dat de tunnel in gebruik is.

In de bouwfase vinden vervormingen hun oorzaak in de hydratatiewarmte en de krimp van het beton. De gereedgekomen tunnel vervormt ten gevolge van temperatuursinvloeden en uitdrogingskrimp. In het algemeen kunnen ten gevolge van deze opgelegde vervormingen doorgaande scheuren ontstaan. Alleen ten gevolge van temperatuurverschillen tussen binnen- en buitenzijde van de tunnel blijven de mogelijke scheuren beperkt tot een gedeelte van de hoogte van de doorsnede.

3.4 Scheurvorming tijdens de bouwfasen

In paragraaf 3.2 en 3.3 zijn de twee mogelijke mechanismen die scheurvorming in betonconstructies kunnen veroorzaken kort beschreven. In de hiernavolgende hoofdstukken zijn ze uitgebreid behandeld.

Dat apart behandeld zijn, wil nog niet zeggen dat ze helemaal los van elkaar staan. Integendeel, de mechanismen zouden elkaar wel eens kunnen beïnvloeden. De belastingen als gevolg van de opgelegde krachten en de opgelegde vervormingen komen in de hele bouwfase voor. In paragraaf 3.4.1 tot en met 3.4.5 is een beschrijving gegeven van het gehele bouwproces met daarbij de mogelijk optredende belastingen. (Opmerking: Combinaties zijn in dit rapport niet verder uitgewerkt.)

3.4.1 Het storten en verharderen van de vloer

De gemiddelde betontemperatuur zal ten gevolge van de hydratatiewarmte tijdens de verharding stijgen met T_1 °C. Wanneer de vervorming van de vloer (in de vrijheidsgraden) wordt verhinderd, ontstaan drukspanningen in het beton. Deze spanningen zijn afhankelijk van de dikte van de vloer, de betonsamenstelling, de isolatie van de vloer, de buitentemperatuur, de mate van verandering en de elasticiteitsmodulus.

Belangrijker is, dat door het afvloeien van de hydratatiewarmte de gemiddelde betontemperatuur met T_2 °C daalt. Wordt de vervorming van de tunnelvloer verhinderd, dan kunnen trekspanningen ontstaan, afhankelijk van T_2 °C, de mate van verandering en E-modulus, die inmiddels hoger is geworden.

Ook door het krimpen van beton kunnen, als gevolg van de verandering van vervorming, trekspanningen ontstaan in de vloer, afhankelijk van de grootte van de krimp, de mate van verandering en de E-modulus.

De hydratatiewarmte geeft bovendien een temperatuurverschil in de doorsnede, welke aanleiding kan geven tot scheurvorming in een gedeelte van de doorsnede. Dergelijke scheurvorming kan eveneens ontstaan door verschil in uitdroging tussen binnen- en buitenkant van de vloer.

3.4.2 Het storten en verharderen van wanden en dak

Tijdens de verharding van wanden en dak stijgt de gemiddelde betontemperatuur met T_3 °C. De vormveranderingen worden belemmerd door de reeds verharde vloer, hetgeen resulteert in trek in de vloer en druk in de wanden en het dak.

Door het afvloeien van de hydratatiewarmte zal de gemiddelde betontemperatuur afnemen met T_4 °C. De verkorting zal worden belemmerd door de reeds verharde vloer. Mede als gevolg van de inmiddels hoger geworden E-modulus van de beton, resulteert dit in druk in de vloer en trek in de wanden.

Het krimpen van het beton van wanden en dak wordt belemmerd door de vloer. Het krimpverschil tussen wanden en vloer veroorzaakt druk in de vloer en trek in de wanden.

Tevens staat de waterdruk onder de onderwaterbetonvloer of onder de reeds verharde constructievloer, die de mechanische belasting vormt.

3.4.3 Het (voortgezette) krimpen van het gereedgekomen tunnelement in de bouwput

De verhindering van de vervorming van de samengestelde tunnelvloer kan spanningen veroorzaken als gevolg van het krimpen van het beton.

3.4.4 Een verandering van de gemiddelde betontemperatuur

Wanneer bij een verandering van de gemiddelde betontemperatuur, door verschillende oorzaken de vervorming verhinderd wordt, kunnen er trekspanningen in de constructie ontstaan en mogelijk doorgaande scheuren. De verandering van de gemiddelde betontemperatuur is het gevolg van seizoensinvloeden.

3.4.5 Temperatuursgradiënten

Een temperatuursgradiënt in wanden, dak en vloer, veroorzaakt trek- en drukspanningen in de betondoorsnede, wanneer de vervorming geheel of gedeeltelijk wordt verhinderd. In het vlak van de dwarsdoorsnede van de tunnel, dus in verticale doorsneden, loodrecht op de tunnelas, is de verhindering groot. Scheurvorming over een gedeelte van de betondoorsnede is hierbij mogelijk.

3.4.6 Waterdruk

Er kan water komen tussen de onderwaterbetonvloer en de constructievloer na het trekken van de damwanden. Hierdoor kan zich een waterdruk onder de constructievloer opbouwen. De damwanden worden getrokken nadat het tunneldak is aangevuld met grond.

3.5 Conclusie

Uit dit hoofdstuk zijn vier belangrijke mechanismen naar voren gekomen, die in de komende hoofdstukken dieper zijn uitgewerkt. Ter verduidelijking zijn deze vier mechanismen onder elkaar gezet:

Mechanisme 1:	Opgelegde krachten, waterdruk
Mechanisme 2:	Opgelegde vervormingen, verhardend beton
Mechanisme 3:	Opgelegde vervormingen, verhard beton
Mechanisme 4:	Opgelegde vervormingen, krimp

4 OPGELEGDE KRACHTEN

4.1 Mechanische belasting op de vloer

Onder opgelegde krachten wordt verstaan de uitwendige mechanische belastingen op een constructie. Er zijn vele uitwendige belastingen. Bij een tunnel zijn dat bijvoorbeeld:

- korreldrukken
- bovenbelasting
- waterdrukken
- verkeersbelasting

Dit onderzoek behandelt de parameters, die geleid hebben tot scheurvorming in een tunnelvloer. Wat er dan overblijft aan opgelegde belastingen op een vloer, voordat de tunnel in gebruik is genomen, zijn de waterdrukken op de vloer.

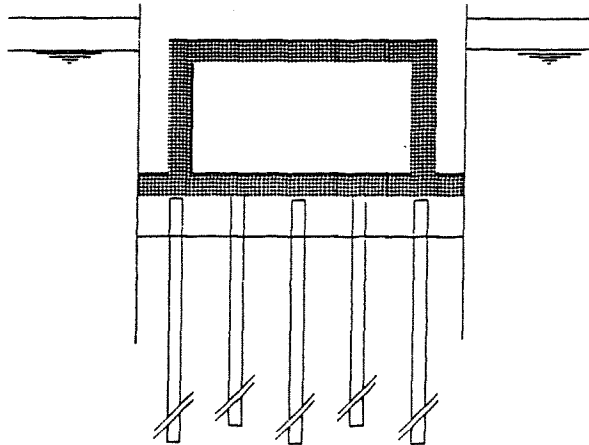
De grootte van de waterdruk is afhankelijk van twee situaties:

1. Waterdruk staat onder de onderwaterbetonvloer (Mechanisme 1B in hoofdstuk 2)
2. Waterdruk staat onder de constructievloer (Mechanisme 1A in hoofdstuk 2)

Wanneer gekeken wordt naar een tunnelmoot van de HOV tunnel, kan daar een vloerdeel uitgehaald worden die te beschouwen is als een plaat die rust op kolommen. De belasting ten gevolge van de waterdruk staat onder de vloer en is gelijkmatig verdeeld. De naar beneden gerichte belasting in de uitvoeringsfase is de verdeelde belasting ten gevolge van het eigen gewicht van de vloer.

In situatie 1 kan er geen water komen tussen de constructievloer en de onderwaterbetonvloer. Hierdoor kan zich dan ook geen druk opbouwen onder de constructievloer. Het is denkbaar dat dit zich voordoet wanneer de damwanden nog niet getrokken zijn en er geen water door scheuren en langs paalkoppen kan komen. Situatie 2 doet zich voor wanneer er waterdruk onder de constructievloer staat. Dit kan ontstaan wanneer er water door scheuren in de onderwaterbetonvloer of langs paalkoppen kan komen en/of wanneer de damwanden getrokken zijn.

In dit hoofdstuk is er gekeken naar situatie 2, omdat na het trekken van de damwanden altijd water tussen de vloeren kan komen en er dus druk opgebouwd kan worden onder de constructievloer. Uitgangspunt hierbij is dat er ruimte is tussen de onderwaterbetonvloer en de constructievloer. De paalafstanden in de modellering zijn zo gekozen dat alleen de palen die volledig doorlopen in de constructievloer zullen fungeren als opleggingen voor de plaat. Zie figuur 4.1. Uitgangspunt is dan dat de palen niet bezwijken zijn op afschuiven door lengteveranderingen van de vloer. Wanneer dit wel het geval geweest zou zijn, had de tunnel al op moeten drijven.



figuur 4.1 dwarsdoorsnede vak G en H

4.2 Modellerings van de vloer

De constructievloer van een tunnel met trekpalen is te beschouwen als een kolomvloer onder een gelijkmatig verdeelde belasting. Het verschil alleen is de richting van de gelijkmatig verdeelde belasting. Bij een tunnelvloer bestaat de belasting uit de waterdruk onder de vloer en deze is omhooggericht. De kolommen zijn de trekpalen die, samen met het eigen gewicht van de vloer, voor verticaal evenwicht zorgen.

In deze paragraaf is de krachtsverdeling in de constructie (rechthoekige plaat) weergegeven. De krachtsverdeling in de plaat is, behalve van de belasting, in hoge mate afhankelijk van de wijze waarop de randen van de plaat zijn ondersteund. De ondersteuning wordt onderverdeeld in balken, kolommen, wanden, of het ontbreken van elke ondersteuning. De mathematische voorwaarden die volgen uit de wijze van ondersteunen, worden de kinematische randvoorwaarden genoemd. Aan elke rand zijn twee eigenschappen toegekend:

- a. buigstijfheid
- b. wringstijfheid

De buigstijfheid heeft een ondersteunende werking op de plaat. Onder dit begrip vallen twee invloeden:

1. Het vermogen om verticale reacties op de plaat over te dragen. Dit is de afgeleide van de dwarskracht in de ligger:

$$t_x = \frac{\partial T_y}{\partial y} \quad (4.1)$$

2. Het vermogen om horizontale schuifspanningen op de plaat over te brengen. Hierdoor ontstaan normaal- en buigspanningen in de plaat.

De buigstijfheid van de rand wordt als volgt onderverdeeld:

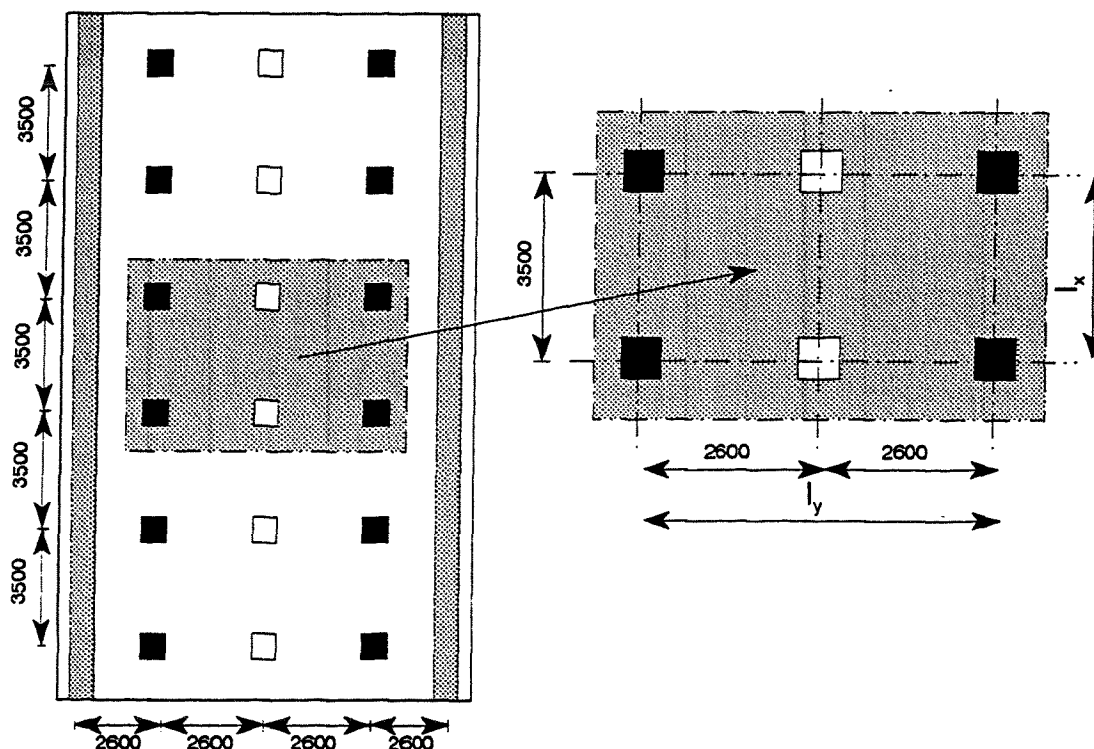
- Starre ondersteuning. De rand kan niet zakken bij belasten en levert oplegreacties.
- Verende ondersteuning. De rand kan zakken bij belasten en levert oplegreacties.
- Geen ondersteuning. De rand kan vrij zakken bij belasten en levert geen oplegreacties.

De wringstijfheid veroorzaakt een inklemmingsmoment van de plaatrand, waardoor buigende momenten loodrecht op de rand worden overgebracht.

De wringstijfheid van de rand wordt als volgt onderverdeeld:

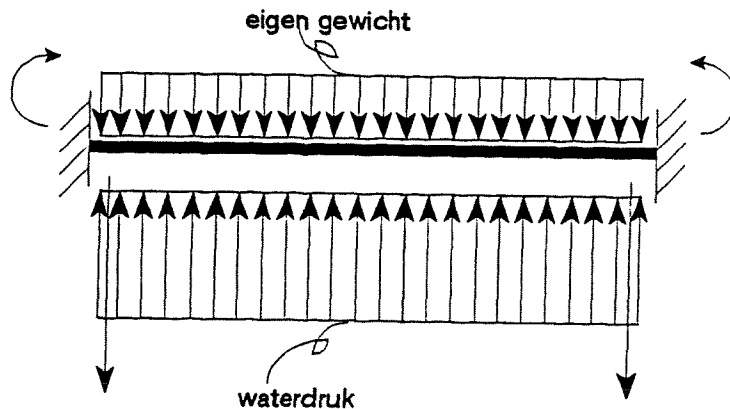
- Volledige inklemming. De rand kan niet verdraaien bij belasten en levert inklemmingsmomenten.
- Gedeeltelijke inklemming. De rand kan verdraaien bij belasten, maar levert hierbij nog geen inklemmingsmomenten.
- Geen inklemming. De rand kan vrij verdraaien bij belasten en levert geen inklemmingsmomenten.

Inklemmingsmomenten van enige betekenis kunnen ontstaan uit de geometrie van de plaat (symmetrieliijn) of kunnen worden veroorzaakt door een statisch bepaald uitwendig moment. In tabel 5.1 van CUR rapport 79 [11] is af te leiden dat een tunnelvloer met trekpalen te zien is als een plaat van het type C-1; symmetrieliijn bij puntvormige ondersteuning. In figuur 4.2 is de plaat weergegeven, die model staat. De modellering van deze plaat is als volgt: De plaat is te zien als een plaat op vier steunpunten. Deze steunpunten zijn ingeklemd verondersteld omdat de trekpalen doorlopen in de vloer.



figuur 4.2 bovenaanzicht van de modelplaat

De plaat kan gemodelleerd worden, in twee dimensies, als een ingeklemde ligger met verdeelde belasting. Deze modellering is in figuur 4.3 te zien.



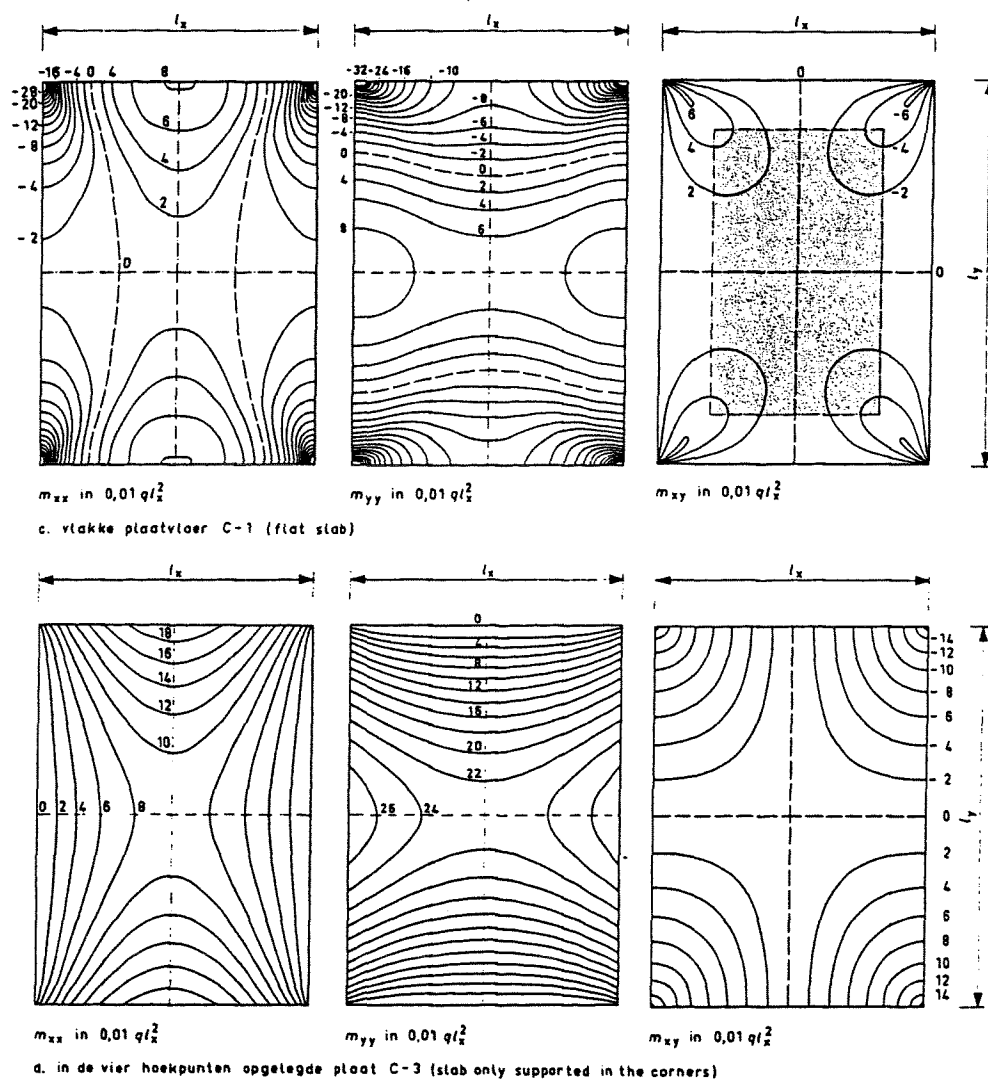
figuur 4.3 modellering vloerplaat

Wordt het ideale middenveld van de vlakke plaatvloer C-1 vergeleken met de in de vier hoekpunten opgelegde plaat C-3, dan is ook hier het beeld van de laatst genoemde plaat weer terug te vinden in het middendeel van de eerstgenoemde plaat (Getint in figuur c van figuur 4.4). Het verschil in de platen C-1 en C-3 ligt alleen in de mate van wringstijfheid van de randen. Deze wringstijfheid heeft dus wel invloed op de verdeling van de momentsom over veld- en inklemmingsmoment, maar de totale grootte van de momentensom vertoont slechts weinig variatie. Daarom kan worden gesteld dat de wringstijfheid van de randen, dus de mate van inklemming, in mindere mate invloed heeft op de hoofdkrachtenverdeling.

De buigstijfheid van de randen, dus de mate van ondersteuning heeft echter een grotere invloed op de hoofdkrachtenverdeling.

Bij starre ondersteuning treden de maximale momenten in de plaat op in de richting van de korte overspanning. Bij het ontbreken van lijnvormige ondersteuning (puntvormig ondersteunde plaat) treden de maximale momenten in de plaat echter op in de richting van de lange overspanning. Bovendien zijn deze momenten aanzienlijk lager dan die in het eerstgenoemde geval. In figuur 4.5 is de krachtsafdracht van een in vier hoekpunten opgelegde plaat en de vervorming van deze plaat weergegeven.

Bij puntvormig ondersteunde platen rust de plaat rechtstreeks op de kolommen en worden in het algemeen geen balken tussen de kolommen aangebracht. Rondom de ondersteuning ontstaan grote concentraties van buigende momenten en dwarskrachten.



figuur 4.4 hoogtelijnen momenten C-1 en C-3

De doorbuiging en de scheurwijdte van de plaat moeten worden getoetst aan de eisen die in het gebruiksstadium van toepassing zijn. Voor het berekenen van de optredende waarden van de momenten is een aantal methoden beschikbaar. De nauwkeurigheid van de berekeningsresultaten is echter sterk afhankelijk van factoren die tijdens of na het storten van het beton moeilijk in de hand zijn te houden. Hierdoor mag geen absolute waarde worden toegekend aan berekeningsresultaten. Er wordt alleen een indicatie gegeven voor de werkelijk optredende waarden.

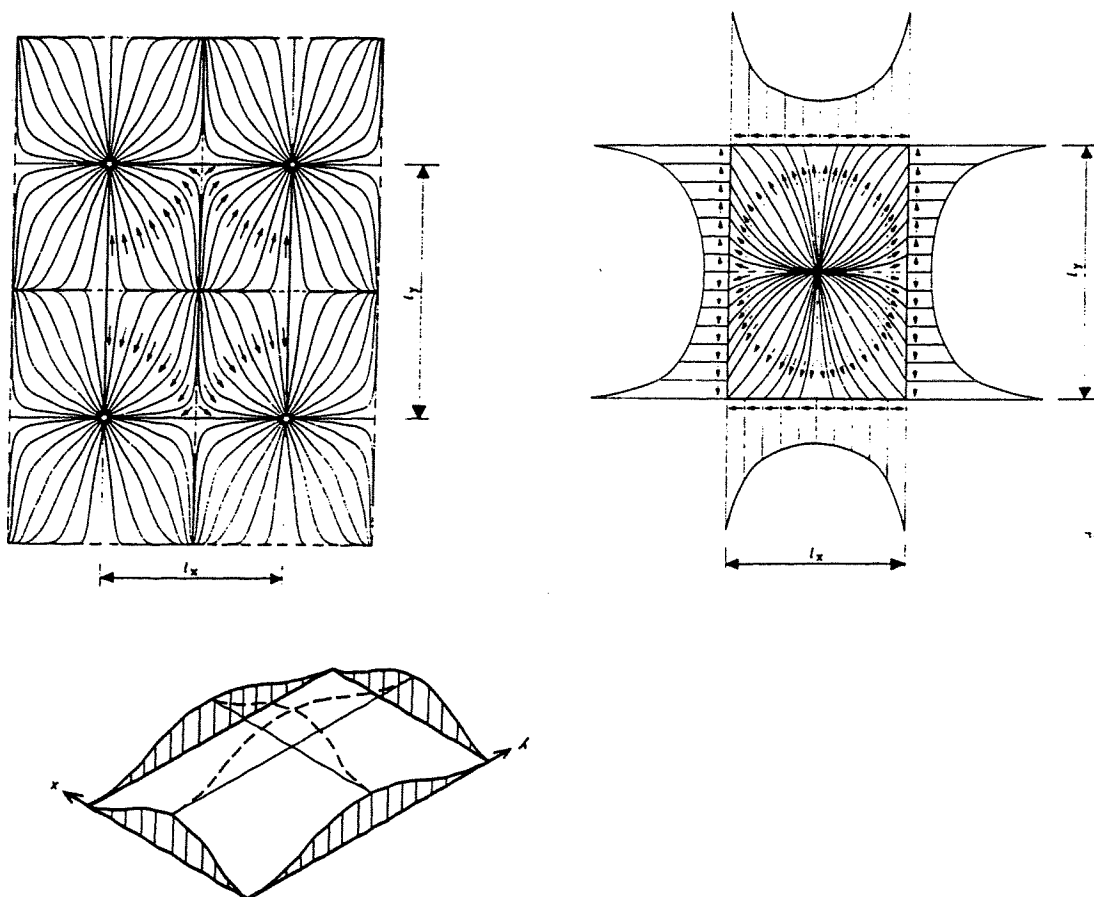
Naast eventueel te nemen aanvullende maatregelen moet worden gezorgd dat de stijfheid van de plaat voldoende is om scheurvorming te voorkomen.

Bij het berekenen van de zakking en de bijkomende doorbuiging spelen een aantal factoren een belangrijke rol. Zo zijn onder meer van belang:

- De samenstelling van het betonmengsel
- De verhardingsomstandigheden
- Het tijdstip van belasten
- De aanwezigheid van wapening in de drukzone
- Het wel of niet gescheurd zijn van de trekzones

De berekening van de doorbuiging van constructie elementen, waarbij ook inklemmingsmomenten optreden, verloopt op dezelfde manier als vrij opgelegde constructie elementen.

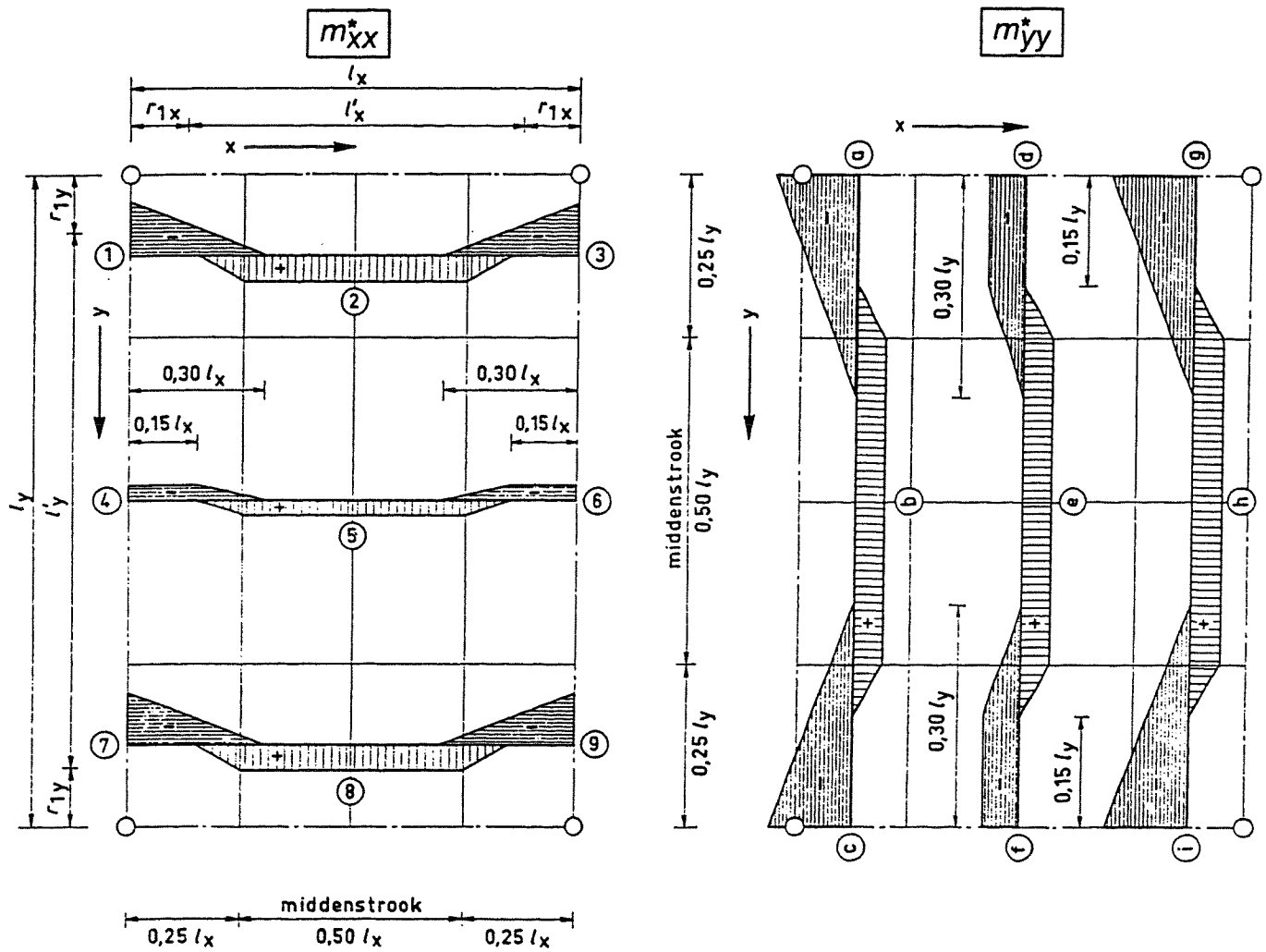
Is, bij een gegeven wapening, het momentenvlak bekend, dan zijn de grenzen van de doorbuiging redelijk nauwkeurig te benaderen. In dit rapport is niet gerekend aan optredende doorbuigingen van de plaat, maar is alleen in figuur 4.5 een indicatie gegeven hoe de plaat vervormt.



figuur 4.5 krachtsafdracht en vervormingen

In de doorsneden kunnen de grootst optredende momenten en krommingen worden bepaald en kan tussen deze krommingen en de momentennulpunten een verloop worden aangehouden overeenkomende met het verloop van het desbetreffende momentenvlak. Voorwaarde daarbij is dus het bekend zijn van de momentenverdeling in het gebruiksstadium en het probleem is dat deze momentenverdeling veelal niet bekend is. Gebruik kan gemaakt worden van momentenverdelingen volgens de lineaire elasticiteitstheorie. Als gevolg van scheurvorming, de invloed van wapening, de krimp en de kruip stemt het verloop van de krommingen langs het constructie element en de moment verdeling over veld en steunpunten niet helemaal overeen met verloop en verdeling volgens de lineaire elasticiteitstheorie.

Voor een voldoende nauwkeurige momentenverdeling is gekozen voor de verdeling uit de GTB-8.16. De grootte van deze momenten kunnen bepaald worden met behulp van de bijgevoegde tabel. Het verschil tussen een plaat op kolommen die van boven af wordt belast met een gelijkmatig verdeelde belasting en een tunnelvloer, die van onderen wordt belast, is dat de momentenverdeling (figuur 4.6) zal omdraaien.



figuur 4.6 momentenverloop in x- en y-richting

4.3 Theoretische scheurvorming

Scheurvorming in een betonconstructie kan leiden tot lekkage en corrosie van de wapening. Het gevolg hiervan is vermindering van de doornede van de wapening en aantasting van de betondekking op de wapening. Om dit te voorkomen zijn in de voorschriften eisen gesteld aan de optredende scheurwijdte in de gebruiksstadium.

Zoals uit de daarin vermelde formules blijkt, kan de scheurwijdte worden vermindert door:

- a. Veel staven met een kleine kenmiddellijn te kiezen, in plaats van weinig staven met grote kenmiddellijn
- b. Verlaging van σ_s door meer wapening aan te brengen.

In paragraaf 4.2 is reeds besproken dat het vloerdeel dat bekeken wordt, gemodelleerd kan worden als vloertype C-1 (Puntvormige ondersteuning met de randen als symmetrielijnen.). Bij het ontbreken van lijnvormige ondersteuning treden de maximale momenten in de plaat op in de richting van de langste overspanning.

In deze subparagraaf is gekeken waar in de plaat mogelijk scheurvorming op zal treden ten gevolge van een gelijkmatig verdeelde belasting onder een vloerplaat.

Aannames zijn:

- De constructievloer wil gaan opdrijven, maar wordt tegengehouden door de trekpalen die volledig doorlopen in de constructievloer.
- De volledige waterdruk staat onder de constructievloer. (situatie 2 paragraaf 4.1)
- Het beton zal scheuren waar de momenten het grootst zijn in de vloer. Er is alleen gekeken waar deze momenten groter *kunnen* zijn dan het scheurmoment.

Wanneer het optredend moment M_o kleiner is dan het scheurmoment M_s , zal er geen scheurvorming zijn (uitgangspunt) en zal de berekende $(EI)_o$ een goede indicatie van de werkelijke buigstijfheid zijn. Over het gedeelte van de constructie waarvoor geldt dat $M_o > M_s$, zullen scheuren ontstaan op onderlinge afstanden die kleiner worden naarmate het optredende moment toeneemt. Ter plaatse van deze scheuren is de buigstijfheid te benaderen met de waarde van $(EI)_s$. Tussen de scheuren zal overdracht van de trekkracht uit het staal naar de ongescheurde, getrokken betonzone plaatsvinden, waardoor de buigstijfheid waarden zal aannemen tussen $(EI)_o$ en $(EI)_s$.

In figuur 4.5 is de krachtsafdracht van een in vier hoekpunten opgelegde plaat en tevens de vervorming van de plaat weergegeven.

Het beton zal scheuren wanneer het optredende moment groter is dan het scheurmoment.

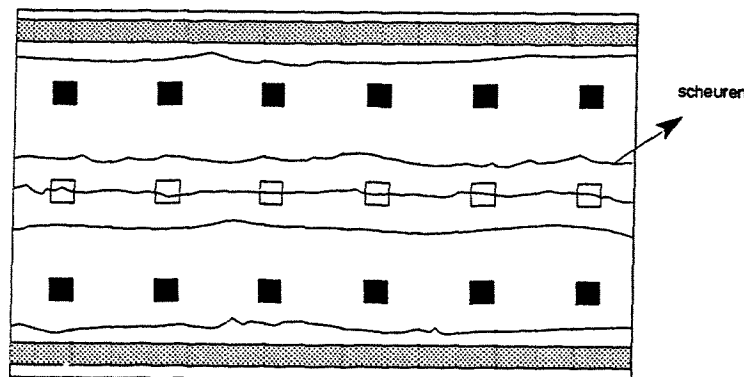
$$M_r = k_r f_{bw} W_b \quad (4.2)$$

met: M_r = scheurmoment
 k_r = (blz 29 van CUR 115, afh. van wapeningspercentage)
 f_{bw} = treksterkte beton
 W_b = weerstandsmoment

De coëfficiënt I_y/I_x is nodig is om de absolute grootte van m_{xx} en m_{yy} te bepalen. De grootte van I_y en I_x zijn te halen uit figuur 4.2. Met $I_y > I_x$ is in de tabel dan eenvoudig af te leiden, dat met deze overspanningen, de momenten in de langste richting (I_y) altijd groter zullen zijn dan de optredende momenten in de kortste richting (I_x).

De vraag is nu echter: is het scheurmoment in beide richtingen gelijk? Wanneer verondersteld wordt dat dit het geval is (dus dat de factor k_r in beide richtingen gelijk is), zal er altijd eerst scheurvorming optreden loodrecht op de momentenverdeling in lengterichting van de beschouwde plaat. Wordt de beschouwde plaat weer terugvertaald in de tunnelvloer dan zal de te verwachten scheurvorming optreden in de gehele lengterichting van een vloermoot. Deze buigscheuren zullen alleen ontstaan in de trekzone van de doorsnede. Dit is te zien in figuur 4.7.

De scheurvorming die theoretisch op een tunnelvloer ontstaat in het beschouwde model, zal in het veld tussen de zwartgekleurde palen zijn. In het veld van de beschouwde plaat zal de plaat op willen buigen.

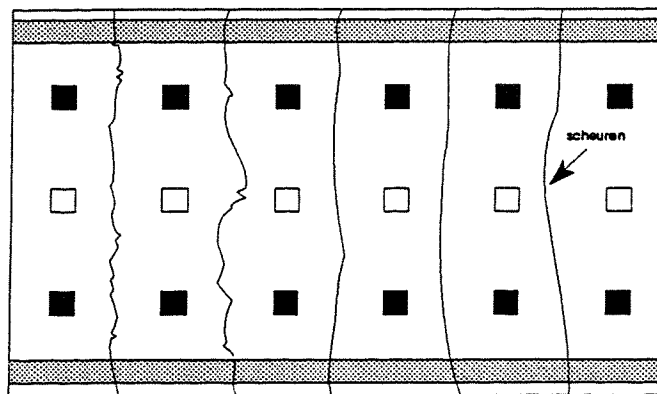


figuur 4.7 scheurvorming mechanisme 1A

Stel nu dat de middelste rij palen toch meewerkt tegen opdrijven van de constructievloer. (situatie 1 uit paragraaf 4.1). Dit is het geval waarbij de waterdruk onder de onderwaterbetonvloer staat en de onderwaterbetonvloer en de constructie vloer fungeren als één vloer. Daarmee zullen de overspanningen (l_y en l_x) veranderen.

De theorie van de aangenomen overspanningen zal nu in deze veronderstellingen precies omdraaien. De grootste momenten zijn weer in de langste richting van de plaat te verwachten, alleen de langste richting van de beschouwde plaat zal nu in de lengterichting van de tunnelmoot zijn.

In dit geval zal er scheurvorming optreden loodrecht op de lengteas van de tunnelvloer. Deze scheurvorming zal tussen de palenrijen in, het veld van de beschouwde plaat, over de gehele breedte van de vloer moeten zijn. Dit is te zien in figuur 4.8.



figuur 4.8 scheurvorming mechanisme 1B

4.3 Conclusie

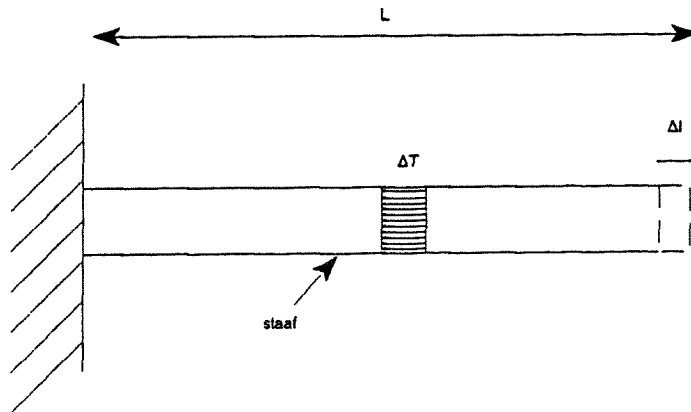
Ten gevolge van de mechanische belasting onder de constructievloer (Mechanisme 1A), zal theoretisch scheurvorming ontstaan in lengterichting van een vloermoot met de aangenomen overspanningen (Zie figuur 4.7.).

Mocht het zo zijn dat de plaats van de waterdruk onjuist is, dan zullen de paalafstanden veranderen en daarmee de grootste overspanning tussen de palen. In dat geval is er theoretisch scheurvorming te verwachten zijn in de breedterichting van de vloer (Zie figuur 4.8). De scheuren zullen in beide gevallen niet kunnen doorlopen over de gehele vloerhoogte, maar zullen zich bevinden in de trekzone van de doorsnede. Hierdoor zijn zij in beide gevallen **niet** watervoerend, wanneer het effect van een extra normaalkracht buiten beschouwing wordt gelaten.

5 OPGELEGDE VERVORMINGEN (ALGEMEEN)

5.1 Het begrip opgelegde vervorming

Als voorbeeld wordt een staaf beschouwd met lengte L , waarbij de doorsnede een gelijkmatige temperatuurdaling ondergaat.



figuur 5.1 staaf met gemiddelde temperatuurdaling

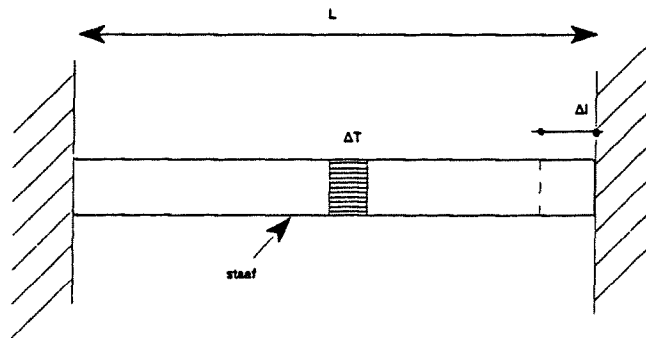
Er geldt:

$$\Delta l = \alpha_c \Delta T l \quad (5.1)$$

met:	L	=	lengte van de staaf
	ΔT	=	temperatuurverlaging
	Δl	=	verkorting van de staaf
	α_c	=	uitzettingscoëfficiënt van het beton

De staaf zal onder een temperatuurdaling willen verkorten. Omdat de staaf maar aan één kant is ingeklemd kan deze vrij vervormen en blijft de staaf spanningsloos.

Vervolgens wordt de staaf aan allebei de kanten ingeklemd.



figuur 5.2 ingeklemde staaf met gemiddelde temperatuurdaling

Bij eenzelfde temperatuurdaling als in het vorige geval, zal de staaf wederom willen verkorten, maar de randvoorwaarden laten dit niet toe. Om nu aan de randvoorwaarden te voldoen moet er een trekkracht P op de staaf aangebracht worden. Hierdoor zal in de staaf een trekspanning ontstaan.

In het eerste geval kan de staaf vrij vervormen en is de staaf spanningsloos. Een trekkracht P geeft een verlenging van:

$$\Delta l = \frac{P l}{E A} \quad (5.2)$$

Om de temperatuurverkorting volledig weg te werken moet P zo groot zijn dat geldt:

$$\frac{P l}{E A} = \alpha_c \Delta T l \quad (5.3)$$

$$\rightarrow P = \alpha_c \Delta T E A \quad (5.4)$$

Ditzelfde verhaal geldt ook wanneer de staaf onder een opgelegde temperatuurbelasting zal willen krommen. In dat geval moet een moment M de kromming wegwerken.

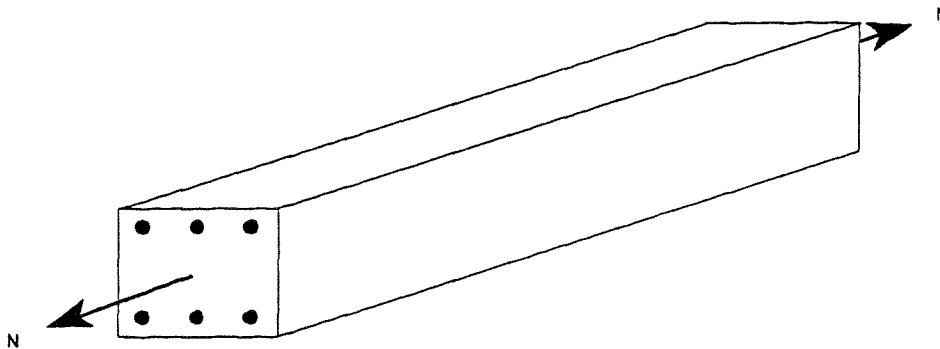
De opgelegde vervormingen worden dus gerelateerd aan de toestand van vrije vervorming. Door eerst de constructie vrij te laten vervormen en hem daarna, door het aanbrengen van krachten en/of momenten, terug te dwingen tot de vervormingstoestand die bij de gegeven randvoorwaarden hoort, kunnen spanningen en krachten in de constructie worden berekend.

De uiteindelijk gevonden uitdrukkingen, de gevolgen van opgelegde vervorming, bevatten de stijfheid van het beschouwde constructiedeel (EA of EI). Deze grootheden worden in berekeningen

als constant verondersteld. In werkelijkheid worden deze kleiner als scheurvorming optreedt. Krachten en momenten die ontstaan uit een opgelegde vervorming worden dus door scheurvorming in grootte gereduceerd.

Er is een relatie tussen de stijfheid van een constructie en de vervorming. Deze relatie is eenvoudig uit te leggen met een centrisc gewapende trekstaaf en een op buiging belaste constructie.

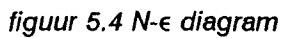
5.1.1 De centrisc gewapende trekstaaf



figuur 5.3 de centrisc gewapende trekstaaf

Op een centrisc gewapende trekstaaf wordt een trekkracht N aangebracht. Bij de kracht N_{α} zal scheurvorming optreden. Bij een langzaam toenemende belasting zal bij de vorming van elke nieuwe scheur de kracht tijdelijk iets terugvallen. Wanneer de staaf vol scheuren zit en er geen nieuwe scheuren meer bij komen, zullen alleen de bestaande scheuren wijder worden. In de grafiek van figuur 5.4 is te zien dat het scheurproces opgedeeld kan worden in vier fasen.

- 1) De ongescheurde fase
- 2) De scheurvormingsfase. In deze fase beïnvloeden de scheuren elkaar nauwelijks en zitten de scheuren op grote afstand van elkaar.
- 3) Het voltooide scheurenpatroon. Er komen geen nieuwe scheuren meer bij en alleen de bestaande scheuren worden wijder.
- 4) Deze relatie geldt voor het staal alleen.



$$\kappa_r = \frac{2 \epsilon_{br}}{h} = \frac{\epsilon_{br}}{\frac{1}{2}h} \quad (5.5)$$

5.4

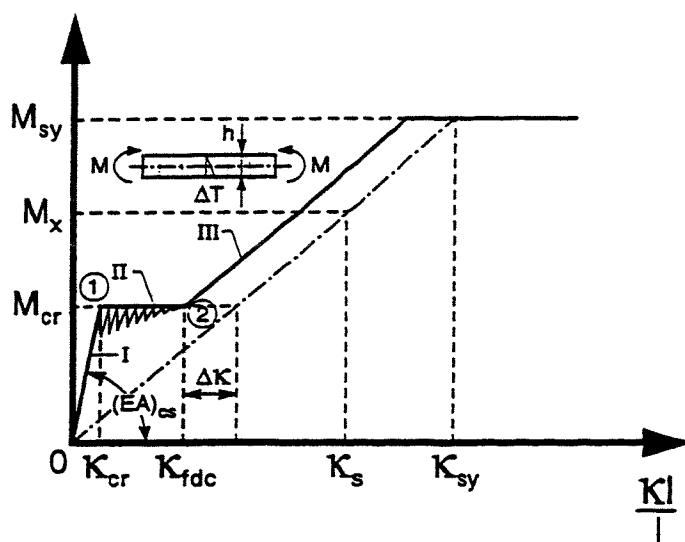
De wapening zal vervolgens gaan vloeien wanneer verder belast wordt. Daarvoor geldt formule (5.6):

$$\kappa_y = \frac{\epsilon_y + |\epsilon_{by}|}{h} \quad (5.6)$$

Wanneer in de uiterste vezels van de betondrukzone de uiterste rek van het beton optreedt ($\epsilon_{pu}=3,5\%$), treedt verbrijzeling van de betondrukzone op. De bijbehorende kromming is:

$$\kappa_M = \frac{|\epsilon_{bu}| + \epsilon_s}{h} \quad (5.7)$$

Met deze drie krommingen wordt, met behulp van de relatie $\kappa = M/EI$, het $M-\kappa$ diagram vastgelegd. Zie figuur 5.5. Hiermee kan voor elke willekeurig opgelegde kromming de gereduceerde stijfheid EI_{red} en het bijbehorende moment worden afgelezen.



figuur 5.5 M- κ diagram

In het M- κ diagram is af te lezen dat, hoe meer de constructie scheurt, des te geringer wordt de stijfheid en des te kleiner worden ook de door de opgelegde vervormingen opgewekte momenten en normaalkrachten.

6 OPGELEGDE VERVORMINGEN (TEMPERATUURINVLOEDEN OP VERHARD BETON)

6.1 Inleiding

Materialen kunnen vervormen onder invloed van temperatuurverschillen. Een betonconstructie zal willen uitzetten wanneer deze verwarmd wordt en krimpen wanneer deze afkoelt. Tevens kan een betonconstructie veranderen van vorm door andere oorzaken, maar die fenomenen staan buiten de context van dit hoofdstuk.

Temperatuurverschillen veroorzaken geen spanningen in een constructie als de bijbehorende vervormingen vrij kunnen optreden. Wanneer deze vervormingen geheel of gedeeltelijk verhinderd worden zullen spanningen ontstaan in de doorsnede.

Er zijn twee gevallen te onderscheiden als het gaat om verhinderd van vervorming:

- 1) Verhinderd 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 zogenaamde *eigenspanningen*, die gekenmerkt zijn door de eigenschap, dat de som ervan over de doorsnede nul is, en dat ze geen momenten, normaalkrachten en oplegreacties in de constructie doen ontstaan. In het tweede geval ontstaan in statisch onbepaalde constructies ten gevolge van het belemmeren van de vervormingen zogenaamde opgelegde krachten en spanningen, die wel momenten, normaalkrachten, oplegreacties e.d. tot gevolg hebben.

Beide spanningen kunnen met elkaar en met die uit andere belastingen worden gecombineerd. Geheel analoog met spanningen ten gevolge van verhinderde temperatuurvervormingen gedragen zich spanningen ten gevolge van verhinderde krimpvervormingen; alleen krimpvervormingen zijn niet reversibel.

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

De eerste (dus zowel de eigenspanningen als de opgelegde spanningen) lopen sterk terug of verdwijnen nagenoeg bij het optreden van scheuren of het ontstaan van plastische vervormingen; die t.g.v. "normale" belastingen blijven volledig aanwezig, hoewel de doorsnedekrachten in grootte kunnen worden gewijzigd en anders over de constructie verdeeld, maar als geheel moet voortdurend aan de evenwichtsvoorwaarden worden voldaan.

De eigenspanningen kunnen bij een gegeven temperatuurverloop over de doorsnede vrij eenvoudig worden berekend uit de voorwaarden:

$$\Sigma N = 0 \text{ en } \Sigma M = 0 \quad (6.1)$$

Ze zijn alleen afhankelijk van E , α en ΔT , dus van elasticiteitsmodulus, lineaire uitzettingscoëfficiënt en temperatuurverschil.

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 desbetreffende onderdeel en aansluitende constructiedelen. Ook kunnen ze afhankelijk zijn van de weerstand van het aangrenzende medium, bijvoorbeeld de grondwrijving, weerstand van een oplegging, wrijving met onderwaterbeton, weerstand van de palen enz.

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 enz..

Voor langeduureffecten kan ook rekening worden gehouden met relaxatie of met krimp (Zie hoofdstuk 8.) en met toename van de E -modulus als functie van de tijd.

De door temperatuurvariaties veroorzaakte krachtswerkingen hebben voor de in praktijk voorkomende gevallen geen invloed op de bezwijkbelasting. De temperatuurspanningen hebben echter wel invloed op de gebruikstoestand, met name op de scheurvorming, en soms ook op de doorbuiging, vooral in combinatie met spanningen ten gevolge van andere belastingen en spanningen ten gevolge van krimp.

6.2 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.

$$T = f(x, y, z) \quad (6.2)$$

Het temperatuurverloop kan worden berekend met behulp van de wetten van de thermodynamica, met name die van de warmtegeleiding en de warmteovergang.

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

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a (\Delta T) \quad (6.3)$$

met: T	= temperatuur
t	= tijd
a	= $\lambda/\rho c$ = temperatuur vereffeningscoëfficiënt
λ	= warmtegeleidingscoëfficiënt
ρ	= dichtheid
c	= soortelijke warmte
x, y, z	= coördinaten van het beschouwde punt

$$\Delta T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} = \text{Operator van Laplace} \quad (6.4)$$

Voor ééndimensionale warmtestroming bij een vloer geldt:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = a \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} \quad (6.5)$$

Het warmtetransport aan het vrije oppervlak wordt bepaald door geleiding, convectie en straling (het laatste alleen bij open bouwputten).

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

$$\alpha_c (T_0 - T_m) + \lambda \left(\frac{dT}{dx} \right)_{x=0} = 0 \quad (6.6)$$

of:

$$T_0 - T_m = -\frac{\lambda}{\alpha_c} \left(\frac{dT}{dx} \right)_{x=0} \quad (6.7)$$

met: α_c = overgangsweerstand van het beton naar buitenlucht
 T_0 = temperatuur van het oppervlak
 T_m = temperatuur van de omgeving
 λ = warmtegeleidingscoëfficiënt van de beton
 $(dT/dx)_{x=0}$ = temperatuurgradiënt aan het oppervlak

De overgangsweerstand is afhankelijk van de windsnelheid. Voor grote waarden van α (kleine weerstand aan het oppervlak) is de temperatuur van het betonoppervlak ongeveer gelijk aan de temperatuur van de omgeving. In tunnels met flinke ventilatie is de invloed van de overgangsweerstand vrij gering en wordt hij wel verwaarloosd. Bij stilstaand of nagenoeg stilstaand lucht heeft het wel zin er mee te rekenen.

Beschouwingen over temperatuurinvloeden op constructies zijn opgebouwd uit twee hoofdbestanddelen:

1. Uitgangspunten voor temperatuuraannamen
2. Hoe moet met de temperatuurwisselingen in constructief opzicht worden gewerkt?

Men is geïnteresseerd in:

1. Temperatuurverschil op een bepaald moment tussen binnen- en buitenzijde van een constructiedeel, oftewel de gradiënt.
2. Verschil in gemiddelde temperatuur op een bepaald moment tussen verschillende constructiedelen (bijvoorbeeld wanden, dak en vloer).
3. Seizoensinvloeden op de gemiddelde temperatuur van constructiedelen.

De punten 1 en 2 zijn belangrijk voor statische berekeningen, bepaling van het wapeningspercentage en de scheurvorming.

Punt 3 is voor constructieve uitwerking ten opzichte van dilatatie.

6.2.1 Invloedsfactoren op het temperatuurverloop over de doorsnede

a) Temperatuur buiten de tunnel wordt beïnvloed door:

1. de omgeving
2. de temperatuur aan de binnenzijde van de tunnel

ad 1) Bij een verschil in temperatuur tussen tunnelconstructie en omgeving, c.q. omringende met water verzadigde grond, ontstaat een warmteuitwisseling 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, respectievelijk koelbuis.

ad 2) Bij temperatuurverschillen tussen tunnel en omgeving ontstaat een warmtestroom, dat wil zeggen dat transport van energie plaats kan vinden in beide richtingen. Afhankelijk van de thermische eigenschappen, zoals warmtecapaciteit en warmtegeleidingsvermogen van de tunnelconstructie (beton) en de omgeving (grond), zullen zowel de tunnelconstructie als de omgevende grond in een bepaalde verhouding ten aanzien van elkaar wijzigen in temperatuur.

b) Temperatuur binnen de tunnel is afhankelijk van:

1. het gebruik van de tunnel
2. de detaillering van de afbouw
3. invloed buitenluchttemperatuur

Alleen punt 3 is van belang. 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 slecht geventileerde tunnel is de binnentemperatuur onafhankelijk van de buitentemperatuur. Bij een goed geventileerde tunnel geldt dat de binnentemperatuur ongeveer gelijk is aan de buitentemperatuur.

6.3 Krachten als gevolg van temperatuurinvloeden

Het gedrag van de langsdoorsnede van een tunnel is onder invloed van temperatuurinvloeden essentieel anders dan dat van de dwarsdoorsnede, omdat de wapening in lengterichting (verdeelwapening) over het algemeen lichter is dan in breedterichting (hoofdwapening). Tevens is de langsdoorsnede doorgaans niet ten gevolge van andere (uitwendige) belastingen gescheurd, waardoor de stijfheid groter is dan in dwarsrichting. Dit veroorzaakt dus grotere inwendige spanningen door temperatuurinvloeden in lengterichting dan in dwarsrichting.

Een tunnelconstructie kan uitgevoerd zijn tussen de twee onderstaande extreme situaties:

1. Continue tunnel
2. Tunnel opgedeeld in moten

In het eerste geval zijn er in de lengterichting van de tunnel geen voegen, waardoor de vrije beweging in de lengterichting wordt belemmerd. Bij een tunnel opgedeeld in moten, kunnen de moten uitzetten en verkorten ten gevolge van gemiddelde temperatuurveranderingen. Dit veroorzaakt vrijwel geen spanningen in de doorsnede. Alleen wanneer deze vervormingen verhinderd worden, ontstaan er spanningen. Het verschil tussen een continue tunnel en een tunnel bestaande uit moten is dus de mate van verhinderd van opgelegde vervormingen in lengterichting.

Verhinderd van bewegingen in langsrichting kunnen trekspanningen veroorzaken, welke kunnen leiden tot doorgaande scheuren loodrecht op de tunnelas. Dit kan weer gevolgen hebben voor de waterdichtheid van de tunnel en daarmee samenhangend op corrosiegevaar van de wapening.

De weerstand tegen lengteveranderingen kan meerdere oorzaken hebben. Een combinatie van oorzaken is ook denkbaar. Hieronder staan een aantal weerstanden:

1. Weerstand van de ondergrond. Deze is afhankelijk van:

- samenstelling van de ondergrond
- gronddekking, c.q. bovenbelasting
- grootte van de verplaatsing
- maatregelen om de weerstand te beperken, bijvoorbeeld de toepassing van glijdlagen

2. Weerstand van de paalfundering. Deze is afhankelijk van:

- rotatie
- weerstand tegen verplaatsing per paal
- aantal palen
- maatregelen om de wrijving tussen tunnelvloer en paalfundering te beperken

3. Starre constructies. Dit zijn constructies of gedeelten van constructies, die de totale lengteverandering van een aantal tunnelelementen verhinderen of reduceren.

6.4 Gemiddelde temperatuurdaling over de doorsnede

Het mechanisme dat in deze paragraaf beschreven wordt is in hoofdstuk 2 als mechanisme 3A gedefinieerd.

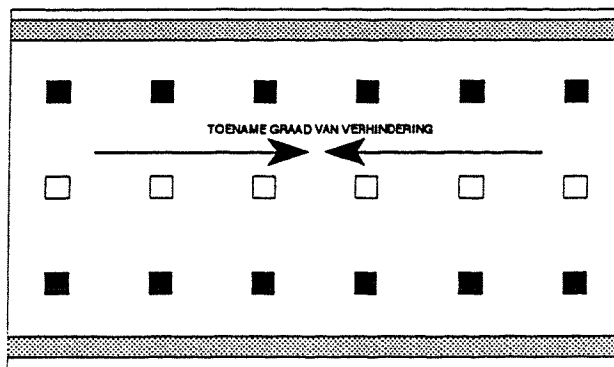
Om de krachten en spanningen te kunnen berekenen moeten het temperatuurverloop en de weerstanden tegen vervorming bekend zijn.

Beschouwd wordt een tunnelelement met lengte L . Bij ongehinderde vervorming geldt ten gevolge van een temperatuurverandering ΔT :

$$\Delta L = \alpha_c \Delta T L \quad (6.8)$$

Bij onverhinderde vervorming veroorzaakt dit geen normaalspanningen in langsrichting. Wanneer er nu een gehele of gedeeltelijke verandering van de lengteverandering door de grondweerstand is, zullen er wel normaalspanningen in de lengterichting ontstaan.

Beschouwd wordt weer hetzelfde tunnelelement maar nu met verandering door de onderwaterbetonvloer.



figuur 6.1 bovenaanzicht tunnelelement

De wrijving tussen de constructievloer en de onderwaterbetonvloer veroorzaken schuifspanningen. De differentiaalvergelijking van de schuifspanning luidt:

$$\frac{\partial^2 \tau_x}{\partial x^2} = -\frac{k B}{E_b A_b} \tau_x \quad (6.9)$$

De oplossing van deze D.V. is:

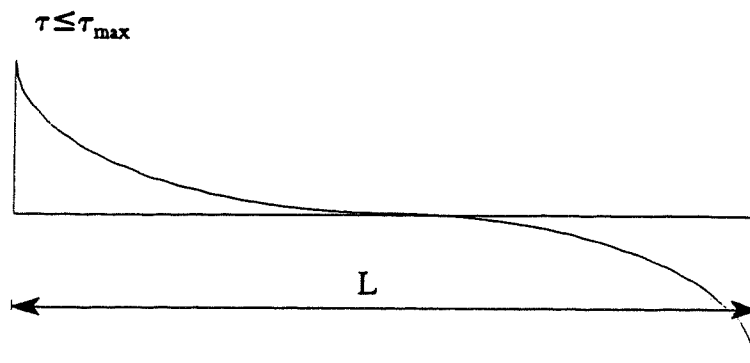
$$\tau_x = \frac{k \alpha \Delta T}{a \cosh (0.5 a L)} \sinh (a x) \quad (6.10)$$

met:

- k = schuifmodulus van de ondergrond
- B = breedte van de tunnel
- A_b = betondoorsnede tunnel
- E_b = elasticiteits modulus van het beton
- L = lengte tunnelement
- α_c = lineaire uitzettingscoëfficiënt van het beton
- ΔT = temperatuurverandering
- τ_x = gemiddelde schuifspanning tussen tunnelvloer en onderwaterbetonvloer

Er zijn nu twee gevallen te onderscheiden:

1. De schuifweerstand van de onderwaterbetonvloer wordt nergens overschreden. In dat geval geldt de algemene oplossing van de differentiaalvergelijking. Zie figuur 6.2.

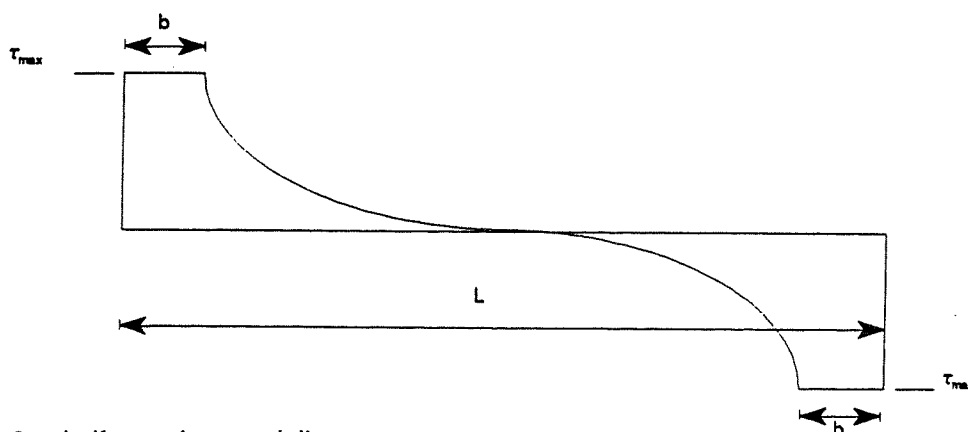


figuur 6.2 schuifspanningsverdeling

2. De schuifweerstand van de ondergrond wordt over een lengte b aan de uiteinden overschreden. Over deze lengte b is de schuifspanning constant ($= \tau_{\max}$). Zie figuur 6.3.
De oplossing die dan geldt voor de differentiaalvergelijking van τ_x voor $0 \leq x \leq (L/2 - b)$:

$$\tau_x = \frac{k \alpha \Delta T - a^2 b \tau_{\max}}{a \cosh \left(a \left(\frac{L}{2} - b \right) \right)} \sinh (a x) \quad (6.11)$$

Als $\tau_{\max}$ bekend is dan kan b eenvoudig bepaald worden uit de formules hierboven.



figuur 6.3 schuifspanningsverdeling

De berekende wrijvingskrachten zullen in het algemeen excentrisch ten opzichte van het zwaartepunt aangrijpen. Ze kunnen dan ook vervangen worden door een centrisc aangrijpende normaalkracht en een buigend moment. Het element zal niet alleen een lengteverandering willen ondergaan, maar ook een kromming in lengterichting.

De centrisc kracht bouwt zich op langs het element en het is duidelijk dat de grootte van deze kracht en tevens van het excentrisch moment toenemen met de lengte van een tunnelement. Wanneer de kromming wordt verhinderd kunnen bij lange elementen (50 à 100 meter) buigtrekspanningen ontstaan van dezelfde orde van grootte als de trekspanningen door wrijving.

Door op verschillende plaatsen van de vloer snedekrachten te bepalen zal blijken dat de trekspanningen, veroorzaakt door de schuifspanningen tussen de onderwaterbetonvloer en de constructievloer, naar het midden toe, toenemen. Met het gegeven dat de graad van verhindering ook naar het midden toeneemt en in lengteas van de tunnelvloer het grootst kan worden, kan worden gesteld dat er scheuren dwars op de lengteas van de tunnel ontstaan. Deze scheuren zullen zich uitbreiden vanuit het midden van de tunnelvloer.

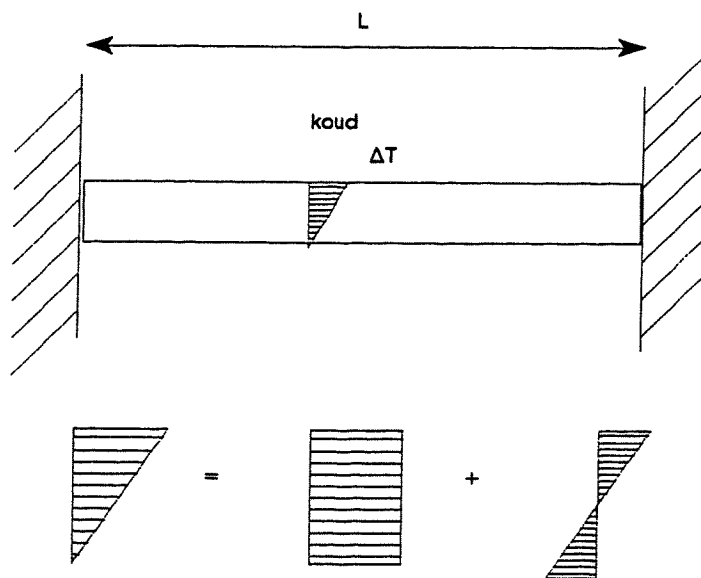
Hetzelfde scheurbeeld kan worden verkregen door de verhindering door de palen bij een temperatuurgradiënt over de doorsnede van de vloer.

6.5 Temperatuurgradiënt over de doorsnede

Een temperatuurverschil over de doorsnede is te splitsen in een gemiddelde temperatuur, een temperatuurgradiënt en een eigen temperatuur. De gemiddelde temperatuur is reeds behandeld in paragraaf 6.4. De eigentemperatuur resulteert alleen in spanningen in de doorsnede. Wat overblijft is de temperatuurgradiënt. Een temperatuurgradiënt veroorzaakt krommingen. Wanneer de krommingen verhinderd worden, ontstaan er trekspanningen over een gedeelte van de doorsnede. De palen zijn de oorzaak van de verhindering van de krommingen. Ze worden als ingeklemd in de onderwaterbetonvloer verondersteld. De wrijving tussen de onderwaterbetonvloer en de constructievloer heeft geen invloed op de verhindering van de vervorming.

6.5.1 Modellerings

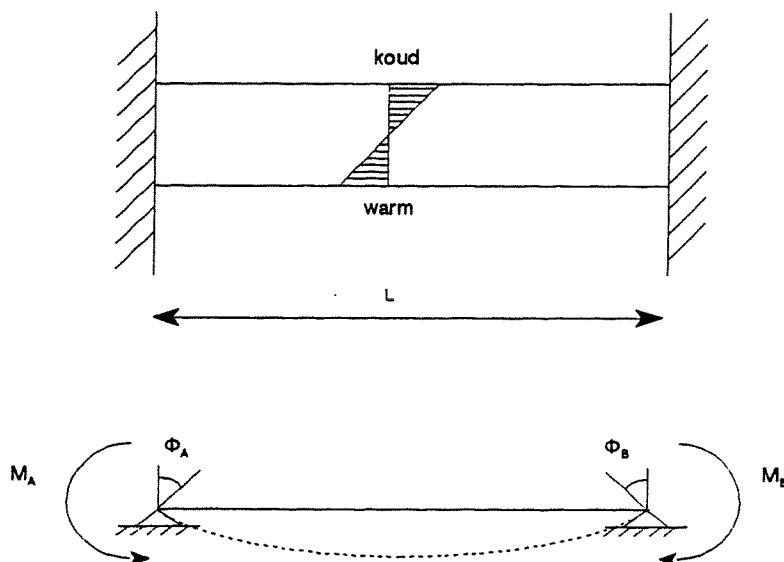
Beschouwd wordt weer een plaat die aan beide zijden is ingeklemd. In dit voorbeeld is de wintersituatie bekeken. Boven de tunnelvloer kan de temperatuur ver onder het vriespunt komen, terwijl de temperatuur onder de vloer de grondwatertemperatuur zal aannemen. Deze temperatuurverdeling is te zien in figuur 6.4.



figuur 6.4 temperatuurverloop

In paragraaf 6.4 en in hoofdstuk 7 is een gemiddelde temperaturdaling over de doorsnede behandeld. In deze paragraaf is de gradiënt over de doorsnede verder uitgewerkt.

In figuur 6.5 staat is de ingeklemde plaat met de gradiënt weergegeven.



figuur 6.5 schematisering plaat

Door de constructie op te delen in delen die statisch bepaald zijn en waarvan het vervormingsgedrag bekend is kan het momentenverloop bepaald worden.

Het koude gedeelte in figuur 6.5 zal willen verkorten en het warme gedeelte zal willen verlengen. Hierdoor zal de plaat willen krommen naar beneden toe. Door de verhindering van de kromming door de palen moet er een tegengesteld moment op de uiteinden van de plaat gezet worden. Hierdoor ontstaan trekspanningen aan de bovenzijde van de plaat. De hoek in A ten gevolge van de momenten M_A en M_B :

$$\phi_A (M_A) = \frac{M_A L}{3 EI} \quad (6.12)$$

$$\phi (M_B) = \frac{M_B L}{6 EI} \quad (6.13)$$

optellen van (6.12) en (6.13) levert:

$$\phi (M_A, M_B) = \frac{M L}{2 EI} \quad (6.14)$$

ook geldt dat:

$$\phi (\Delta T_b) = \frac{1}{2} L \kappa (\Delta T_b) \quad (6.15)$$

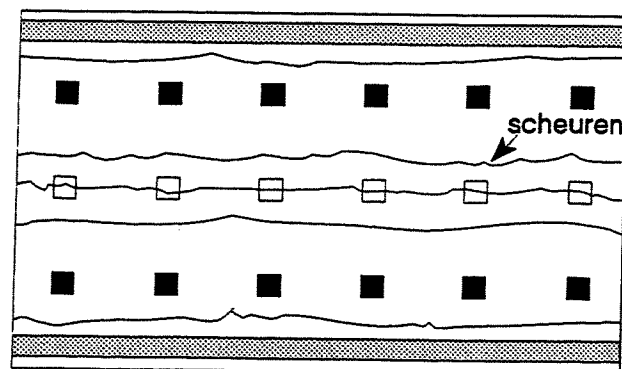
$$\rightarrow M_A = M_B = \kappa (\Delta T_b) EI r_\phi \quad (6.16)$$

Het momentenverloop is dan constant over de lengte, dus ook de kromming.

Terug naar het M- κ diagram van hoofdstuk 5 ontstaan er scheuren wanneer κ groter wordt dan κ_r .

6.5.2 Theoretisch scheurenpatroon

Uitgangspunt is dat wanneer de palen dichter bij elkaar staan de inklemming beter wordt. Bij de vakken G en H staan de palen in de lengteas het dichtst bij elkaar, dus zullen de scheuren theoretisch evenwijdig aan de lengteas van de tunnel moeten lopen. Dit is te zien in figuur 6.6.



figuur 6.6 theoretisch scheurenpatroon

7 OPGELEGDE VERVORMINGEN (VERHARDEND BETON)

7.1 De ontwikkelingen bij jong beton

Tijdens het verharden van beton kan scheurvorming optreden. Het verharden van beton is een exotherme reactie, wat het gevolg is van de fysisch-chemische reactie van cement met water. Bij deze reactie komt dus warmte vrij. Het beton zal willen uitzetten als gevolg van de temperatuurstijging. (Zie grafiek a van figuur 7.1.)

Het rekincrement als gevolg van een temperatuurverandering is als volgt:

$$\Delta \epsilon (\Delta T (\tau)) = \alpha_c \Delta T (\tau) \quad (7.1)$$

met: α_c = uitzettingscoëfficiënt van het beton
 $\Delta T(\tau)$ = temperatuursincrement op $t=\tau$

Naast deze temperatuur-geïnduceerde rekken kunnen ook nog vervormingen optreden als gevolg van zwellen en/of verhardingskrimp. De verhardingskrimp, die vrijwel gelijk is aan de autogene krimp (ϵ_{aush}), speelt een belangrijke rol bij betonmengsels met zeer lage w/c factor. (zie grafiek b) De totale rek wordt dan:

$$\epsilon_{\Delta T + aush} = \alpha_c \Delta T(\tau) + \Delta \epsilon_{aush} \quad (7.2)$$

Wanneer deze vervormingen geheel of gedeeltelijk verhinderd worden, zullen zich de volgende spanningen opbouwen:

$$\Delta \sigma(\tau) = (\alpha_c \Delta T(\tau) + \Delta \epsilon_{aush}(\tau)) E_c(\tau) r(\tau) \quad (7.3)$$

met: $\Delta \sigma(\tau)$ = spanningsincrement op tijdstip $t=\tau$ van belasten
 $E_c(\tau)$ = elasticiteitsmodulus van het beton op $t=\tau$ van belasten
 $r(\tau)$ = graad van verhindering van de vervorming ($r=0.0..1.0$)

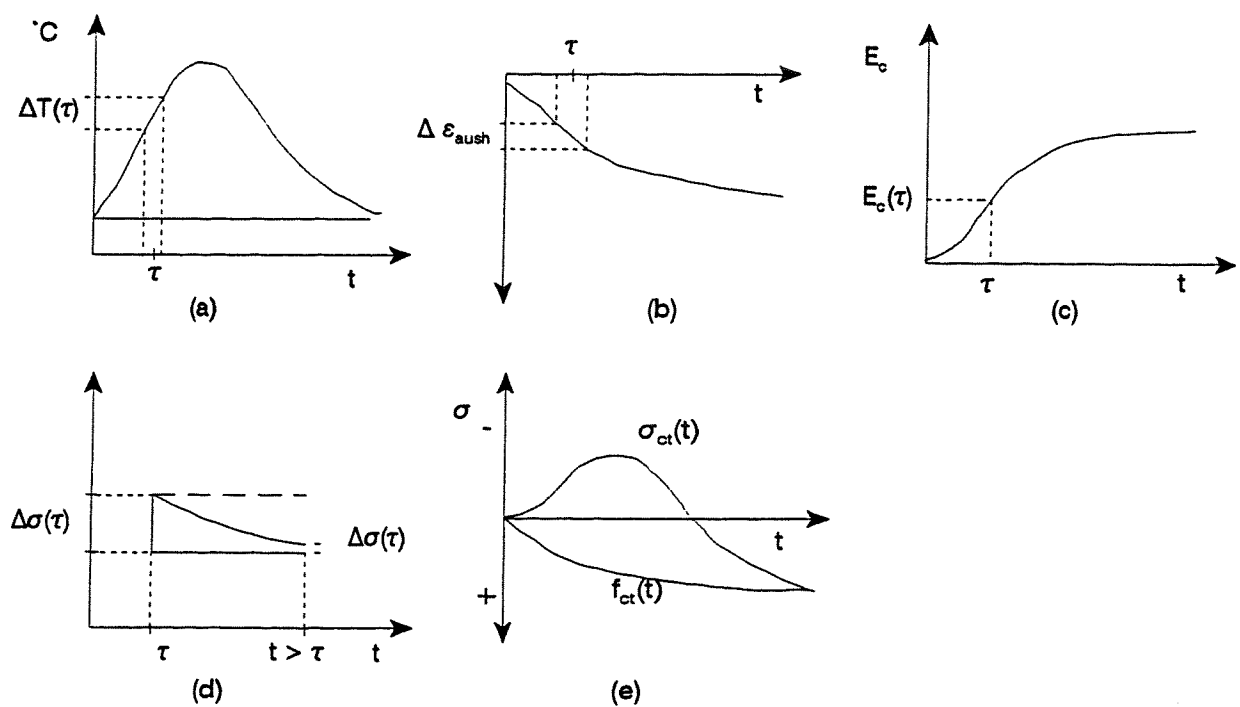
Als gevolg van relaxatie zullen de spanningen afnemen. Hierdoor wordt formule (7.3) aangevuld met de relaxatiefactor $\psi(t,\tau)$. (zie grafiek d)

Sommeren van de spanningsincrementen $\Delta(t, \tau)$ levert de resulterende (trek-)spanning ($\sigma_{ct}(t)$):

$$\sigma_{ct}(t) = \sum_{\tau_0}^{\tau_1} \Delta\sigma(t, \tau_i) \quad (7.4)$$

Er treedt scheurvorming op wanneer de trekspanningen ($\sigma_{ct}(t)$) de momentane treksterkte overschrijden. (Zie grafiek e van figuur 7.1.)

Het verloop van het hydratatieproces is de basis voor het beschrijven van het gedrag van verhardend beton.



figuur 7.1 grafiek a,b,c,d,e

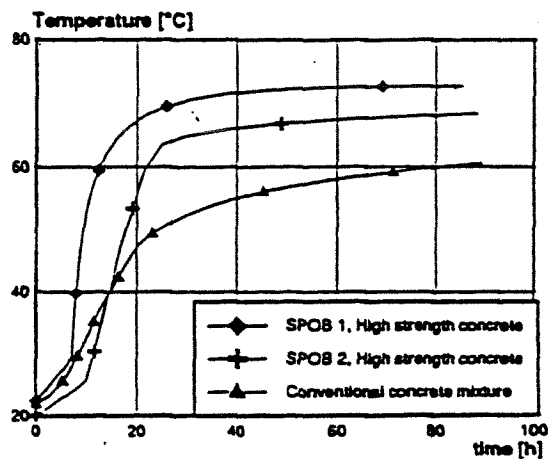
7.2 Temperatuurberekening in verhardend beton

Een adiabatisch proces is een proces waarbij geen warmte wordt afgestaan aan de omgeving en alle vrijkomende warmte wordt gebruikt voor het opwarmen van het beton. De bijbehorende temperatuurstijging is de adiabatische temperatuurstijging.

$$\Delta T_a(t) = \frac{\alpha_h(t) C Q_{\max}}{\rho_c c_c} \quad (7.5)$$

met:	$\Delta T_a(t)$	=	adiabatische temperatuurstijging op t=t	[°C]
	C	=	cementgehalte in het beton	[kg/m ³]
	ρ_c	=	soortelijk massa van het beton	[kg/m ³]
	c_c	=	soortelijk warmte van het beton	[kJ/kg°C]
	$\alpha_h(t)$	=	hydratatiegraad van het verhardende beton	[]
	$Q_{\max}$	=	maximale warmteproductie	[kJ/kg]

De vorm van een adiabaat is weergegeven in figuur 7.2.



figuur 7.2 vorm adiabaat

De vorm van de adiabaat, dus de hoeveelheid warmte die bij hydratatie van cement vrijkomt en de snelheid waarmee dat gebeurt, hangt af van onderstaande factoren:

- de chemische samenstelling van het beton
- de korrelverdeling van het cement (fijnheid)
- de water-cement factor
- de aanvangstemperatuur
- de aanwezigheid van hulpstoffen

In de praktijk zal het temperatuurverloop nooit adiabatisch verlopen, maar zal er warmte worden afgestaan aan de omgeving. Dit proces wordt een semi-adiabatisch proces genoemd. Het semi-adiabatische temperatuurverloop wordt bepaald door de temperatuur (T_p) waarbij de verharding plaatsvindt. Omgekeerd hangt de temperatuur af van onder meer de hoeveelheid warmte die per tijdseenheid wordt geproduceerd. Het temperatuurverloop en de warmteontwikkeling zijn dus onderling gekoppeld. Berekening hiervan gaat met behulp van de differentiaalvergelijking van Fourier.

Bij een temperatuurberekening worden de volgende twee zaken berekend:

- 1) De temperatuurverdeling $T(x,t)$
- 2) De hydratatiegraad $\alpha_h(x,t)$

De thermische, fysische en mechanische eigenschappen worden beschreven in relatie tot de hydratatiegraad.

Belangrijk bij het verharden van het beton is, dat het gepaard gaat met vormveranderingen. Temperatuurveranderingen, chemische krimp, autogene krimp en expansie van reactieproducten zijn hier de oorzaak van. Ook veranderingen in de mechanische eigenschappen spelen een belangrijke rol.

Wanneer deze vervormingen vrij kunnen optreden zullen er geen spanningen optreden, maar als de vervormingen worden verhinderd kunnen er wel spanningen optreden en, afhankelijk van de mechanische eigenschappen, scheurvorming.

Voor het berekenen van de spanningen wordt verondersteld dat het superpositie beginsel toegepast mag worden. Dit houdt in dat de spanning op een tijdstip t_i wordt gevonden door optellen van de resulterende spanningsincrementen. Dit is uitvoerig beschreven in paragraaf 6.1.

Bij de berekening van massieve constructies op een verharde constructie moet rekening gehouden worden met zowel interne als externe verhinderde vervorming. De interne verhinderd is het ontwikkelen van eigenspanningen in de doorsnede als gevolg van ongelijkmatige temperatuurverdeling over de doorsnede. Door de afkoeling van het beton van buitenaf zullen in het beton temperatuurverschillen ontstaan. De buitenschil zal willen afkoelen, dus krimpen, terwijl de kern nog warm is. Dit leidt tot trekspanningen in de buitenschil. Bij voldoende grote temperatuurverschillen kunnen de trekspanningen in de buitenschil zo groot worden dat deze de treksterkte overschrijden en scheurvorming ontstaat. Deze scheurvorming is oppervlakkig en willekeurig van richting.

De oorzaken van externe verhinderend zijn de weerstand van de onderwaterbetonvloer en de palen. Deze weerstanden kunnen door stijfheidsverhoudingen zowel krommingen als translaties verhinderen van de constructievloer. Deze externe verhinderend van de vervorming kan leiden tot doorgaande scheuren in de vloer.

De vraag is nu of een combinatie van interne en externe vervorming meer scheurvorming oplevert. Om deze vraag te kunnen beantwoorden moet gekeken worden naar de in de doorsnede optredende spanningen in de tijd. Tegelijk moet wel bedacht worden dat de oorzaak van scheurvorming wel in de temperatuur zit, maar dat de interne verhinderde vervorming veroorzaakt wordt door temperatuurverschillen, terwijl voor de externe verhinderde vervorming de gemiddelde temperatuur van belang is.

De interne verhinderde vervorming geeft spanningen als het temperatuurverschil in de doorsnede groot is, dit speelt vooral rond de tijd dat het beton zijn maximale temperatuur bereikt heeft. In deze tijd is in de dekking de afkoelfase reeds gestart en ontstaan daar trekspanningen. In dezelfde tijd heeft de externe verhinderde vervorming geleid tot een kleine druk, dan wel trekspanningen. Dit is vanaf het tijdstip dat de maximale temperatuur bereikt is. Afhankelijk van het teken van de spanning ten gevolge van de externe verhinderde vervorming wordt de trekspanning in de dekking vergroot dan wel verkleind. In het geval dat de externe verhinderde vervorming leidt tot trekspanningen, wordt de trekspanning in de dekking verhoogd.

Zodra de dekking is afgekoeld, maar de kern nog moet afkoelen, ontstaan in de dekking drukspanningen en in de kern trekspanningen. De trekspanningen ten gevolge van de externe verhinderde vervorming nemen tijdens het afkoelen verder toe. Het gevolg is dat de spanningen ten gevolge van de externe verhinderde vervorming in deze fase van de temperatuurontwikkeling in de dekking verminderd worden, de spanningen in de kern worden echter vergroot ten gevolge van de interne verhinderde vervorming.

Uiteindelijk leidt de combinatie van interne en externe verhinderde vervorming ertoe dat de spanningen in de dekking in eerste instantie vergroot worden, maar wanneer de beton in de dekking is afgekoeld zal de spanning in de dekking afnemen. Nauwkeurige berekeningen zullen later in dit onderzoek volgen met behulp van een simulatie in FeC_3S . De combinatie van interne en externe verhinderde vervorming is daarin meegenomen.

7.3 Modellerend van een tunnelvloer

Een tunnelvloer bestaande uit: een constructievloer, een onderwaterbetonvloer en palen is te beschouwen als een samengestelde constructie. De modellerend van deze samengestelde vloer is in twee richtingen te verdelen.

- lengterichting van de moot
- breedterichting van de moot

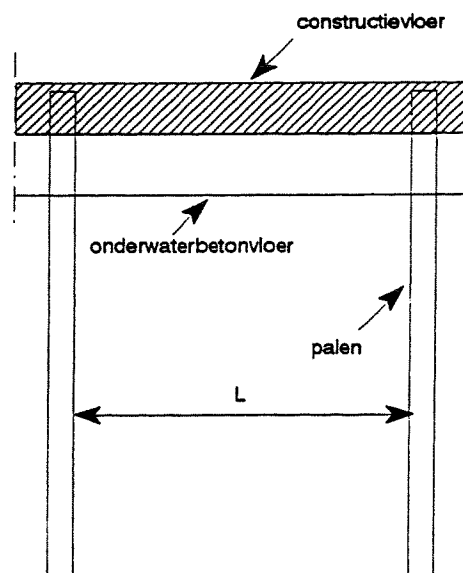
In beide gevallen zal de vervorming ten gevolge van de temperatuurveranderingen, verhinderd worden door palen en/of de ondergrond c.q. onderwaterbetonvloer. De vervorming kan bestaan uit een translatie (rek) of een kromming.

De uitgangspunten bij de modellering in dit hoofdstuk zijn als volgt:

- De constructievloer wordt op een ongescheurde onderwaterbetonvloer gestort.
- Door vuil en andere invloeden kan er een slechte hechting tussen de constructievloer en de onderwaterbetonvloer zijn.
- De palen die doorlopen in de constructievloer en de onderwaterbetonvloer zullen de vervormingen van het verhardende beton verhinderen.
- De palen zijn als ingeklemd in de onderwaterbetonvloer te beschouwen.

Tussen de beide vloeren kan er een goede of slechte hechting zijn. Bij een goede hechting zullen de vloeren samenwerken en dus als één vloer fungeren. Bij een slechte hechting niet.

In figuur 7.3 is de praktijksituatie weergegeven:



figuur 7.3 praktijksituatie

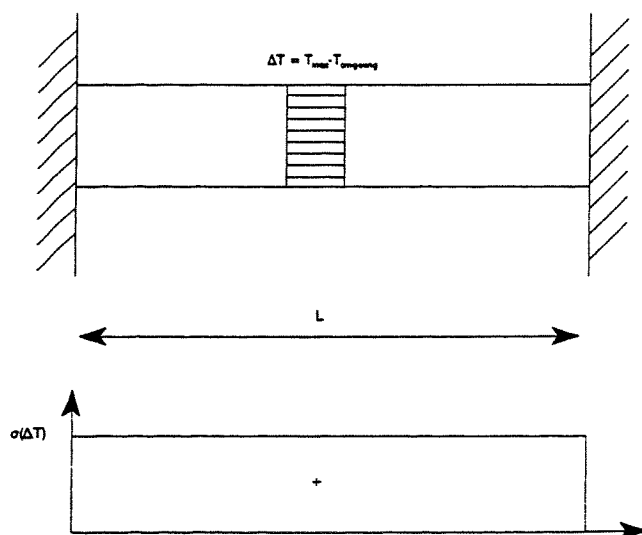
De invloed op de verandering van de vervorming door de palen wordt voorlopig groter geschat dan de verandering door de onderwaterbetonvloer. Hierdoor is de praktijksituatie te modelleren als een ingeklemde plaat. De inklemming wordt verkregen door de stijve onderwaterbetonvloer. Het temperatuurverloop in het verhardende beton is te zien als een "temperatuurbelasting" op de ingeklemde betonplaat. De temperatuurbelasting wordt bekeken vanaf het moment dat de maximale temperatuur in het verhardende beton bereikt wordt. De E-modulus is dan nog laag. Dit is de afkoelingsfase van het verhardende beton. In deze fase zal het beton willen krimpen met een inmiddels hogere elasticiteitsmodulus. De trekspanningen die in deze fase ontstaan kunnen de treksterkte van het beton overschrijden en tot scheurvorming leiden. In de plaatje a en plaatje c van figuur 7.1 is het temperatuurverloop en het verloop van de elasticiteitsmodulus te zien.

Om voorlopig een grove indicatie te geven van het fenomeen "aanvang scheurvorming" in verhardend beton wordt de volgende startsituatie gegeven:

- Schat een maximale temperatuur in het jonge beton.
- Schat een vrij hoge elasticiteitsmodulus, bijvoorbeeld $0.8 E_{c,\infty}$
- Vanaf het tijdstip dat de temperatuur in het beton maximaal is (T_{max}), is er alleen afkoeling en zijn de spanningen te berekenen met formule (7.6).

$$\sigma = \alpha_c \Delta T E_c r \quad (7.6)$$

Aangenomen wordt dat bij het verhardingsproces de invloed van een temperatuurgradiënt klein is ten opzichte van de gemiddelde opgelegde temperatuur. Wanneer de beschouwde ingeklemde plaat "belast" wordt met een gemiddelde temperatuurdaling, vanaf het moment dat de maximale temperatuur in het beton bereikt is, zal er een trekspanning ontstaan in het beton bij een volledige verandering van de vervormingen ($r=1,0$). Dit is weergegeven in figuur 7.4.



figuur 7.4 spanningsverloop

Deze temperatuurdaling zal leiden tot een spanning van:

$$\sigma_c(\Delta T_{gem}) = \epsilon(\Delta T_{gem}) E_c r \quad (7.7)$$

Deze trekspanningen zijn groot op het moment dat het jonge beton gaat afkoelen, omdat de elasticiteitsmodulus al ongeveer 80 % van zijn eindwaarde bereikt heeft. Dit zal scheurvorming veroorzaken. De eerste scheur ontstaat op de zwakste plaats als de treksterkte van het beton

wordt overschreden. De rekstijfheid wordt hierdoor kleiner en dus ook de trekkracht. Als hierna het element nog verder wil verkorten, wordt de trekkracht weer groter. Een volgende scheur ontstaat opnieuw als de treksterkte van het beton wordt overschreden.

Terug naar het model kan gesteld worden dat bij een volledig verhinderde verkorting ϵ , de normaaltrekkracht N bedraagt in het nog ongescheurde element ($\epsilon < \epsilon_u$).

$$N = E_c A_c \{1 + (n-1) \omega\} \epsilon \quad (7.8)$$

Bij voortgaande verkorting ϵ wordt in het beton de maximale rek ϵ_u bereikt en ontstaat de eerste scheur. De normaalkracht N_{cr} (=scheurkracht), waarbij scheurvorming optreedt, bedraagt dus:

$$N_{cr} = A_c \{1 + (n-1) \omega\} f_{ct} \quad (7.9)$$

N_{cr} is de grootste kracht die tijdens de ontwikkeling van het scheurenpatroon kan optreden. Juist voor het ontstaan van elke volgende scheur zal steeds deze kracht worden bereikt. Het aantal scheuren is weer afhankelijk van de grootte van de verhinderde verkorting. Bij een bepaalde waarde van de verkorting zal het scheurpatroon volledig zijn ontwikkeld, dat wil zeggen dat bij verdere verkorting geen nieuwe scheuren meer ontstaan.

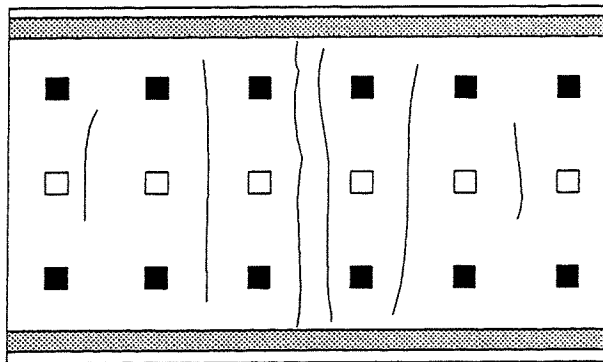
Vlak voordat er een volgende scheur ontstaat, is de staalspanning ter plaatse van de reeds in het beton aanwezige scheuren:

$$\sigma_s = \frac{1 + (n-1) \omega}{\omega} f_{ct} \quad (7.10)$$

Aan allebei de kanten van een scheur wordt via aanhechting van het beton aan de wapening een gedeelte van de trekkracht in het staal overgedragen op het beton, totdat de beide materialen, op een zekere afstand z , weer volledig samen zullen werken. In de ontwikkelingsfase zijn de waarden van σ_s en z onafhankelijk van ϵ . Dit is dan nog het onvoltooide scheurenpatroon waarin de scheurwijdte niet verandert. Echter, het scheurenpatroon is voltooid nadat de afstand tussen twee scheuren kleiner is geworden dan $2z$. Bij deze afstand is niet meer voldoende aanhechtlengte aan de wapening beschikbaar om zoveel trekkracht in het beton te veroorzaken dat opnieuw de maximaal toelaatbare rek bereikt wordt.

7.4 Conclusie

Omdat de verhinderingsgraad in de lengteas naar het midden toe toeneemt, kan geconcludeerd worden dat er theoretisch eerst scheuren in de breedterichting van een tunnelmoot zullen ontstaan. (Dus van wand tot wand.) Het midden in de lengteas wordt pas na drie velden bereikt, terwijl het midden in de breedteas al na één veld wordt bereikt. De naastliggende vloervelden zullen in de lengteas van de tunnel nog eens een extra invloed geven op de graad van verandering. Hierdoor zullen de breedtescheuren vanuit het midden van een moot gaan uitbreiden richting de beide voegen. Wanneer de temperatuurbelasting ΔT zeer groot is, kunnen er tevens scheuren in de lengterichting ontstaan. De scheurvorming is in figuur 7.5 te zien.



figuur 7.5 theoretische scheurvorming

Het mechanisme dat verantwoordelijk is voor de spanningsontwikkeling en scheurvorming tijdens de verharding van de constructievloer wordt bepaald door de volgende factoren:

1. Temperatuurverloop over de plaats en over de tijd
2. De ontwikkeling van thermische eigenschappen zoals:
 - warmtegeleidingscoëfficiënt
 - specifieke warmte
 - uitzettingscoëfficiënt
3. Verhardingskrimp
4. Ontwikkeling van de mechanische eigenschappen van het beton
 - druk- en treksterkte
 - elasticiteitsmodulus
5. Rheologische eigenschappen
 - kruip
 - relaxatie
6. Mechanische randvoorwaarden (graad van verandering van vervormingen)

8 OPGELEGDE VERVORMINGEN (KRIMP)

8.1 Krimp algemeen

Wanneer het over krimp van beton gaat zijn er meerdere vormen van krimp te noemen. Tijdens de verharding is er de zogenaamde plastische krimp. Daarna kan de constructie nog jaren krimpen als gevolg van de uitdrogingskrimp.

Onder het krimpen van een materiaal wordt in het algemeen verstaan het verminderen van het volume onder invloed van vochtverlies. Dit proces is veelal reversibel: bij herbevochtigen zal het materiaal weer water opnemen en zwellen tot het oorspronkelijke volume. De mate waarin dit krimp- en zwelproces plaatsheeft, is sterk afhankelijk van de poriëngrootteverdeling van het materiaal. Naarmate de poriën kleiner zijn, zal de krimp ten gevolge van uitdroging groter zijn. De oorzaak is gelegen in de zuigkracht van de nauwe capillairen.

Indien een capillair water verliest zal het water door de capillaire zuigkracht zich willen herverdelen zodat de capillair gevuld blijft. Dit zal alleen gebeuren indien de wanden van de capillair naar elkaar toe worden getrokken.

De capillaire zuigkracht is evenredig met de oppervlaktespanning en omgekeerd evenredig met de straal van de capillair.

$$p_c = \frac{-2\sigma}{r} \quad (8.1)$$

met:	p_c	= capillaire druk
	σ	= oppervlaktespanning
	r	= straal van de capillair

Voor materialen met nauwe tot zeer nauwe poriën is de druk zeer hoog en de krimp dan aanzienlijk.

8.2 Plastische krimp

De plastische krimp kan ontstaan vlak na het storten van het beton. In de eerste dagen verandert de poriënverdeling zeer sterk. Direct na het mengen zullen er nog weinig gelporiën zijn gevormd en zal de betonspecie voornamelijk bestaan uit bredere capillairen. Met het voortschrijden van de hydratatie zal de hoeveelheid capillaire poriën afnemen en de hoeveelheid gelporiën toenemen. Bij vroegtijdig uitdrogen kunnen hierdoor duidelijk zichtbare krimpscheuren ontstaan.

Deze scheuren zullen alleen aan het oppervlak ontstaan en zijn willekeurig van richting. Ze ontstaan een half uur tot enkele uren na het storten en zijn te voorkomen door een goede nabehandeling. Dit mechanisme is in hoofdstuk 2 als mechanisme 4A gedefinieerd.

8.3 Uitdrogingskrimp

Uitdrogingskrimp wordt gedefinieerd als de vermindering van het volume beton, veroorzaakt door het verdampen van water. Deze volumevermindering gaat gepaard met scheurvorming wanneer er sprake is van verhinderde vervorming. De krimp van beton ontwikkelt zich uiterst langzaam, waardoor het proces jaren door kan gaan. Door de langzame ontwikkeling van de krimp zullen de krimpspanningen klein blijven en heeft de treksterkte volop de gelegenheid zich te ontwikkelen. Het mechanisme uitdrogingskrimp is in hoofdstuk 2 gedefinieerd als mechanisme 4B.

8.3.1 Modelleren uitdrogingskrimp

Door de voortgaande krimp zal het betonelement willen verkorten. Dit zal een gelijkmatige verkorting over de doorsnede zijn. Door deze verkorting uit te drukken in een verkorting die zou optreden ten gevolge van een temperatuurdaling, kan de invloed van de krimp ten opzichte van een gemiddelde temperatuurdaling (zoals behandeld in hoofdstuk 6) bepaald worden. Met behulp van de VBC 6.1.6 wordt de specifieke krimpverkorting berekend.

$$\epsilon_r = \epsilon_c k_b k_h k_p k_t \neq \epsilon_{\max} \quad (8.2)$$

met: ϵ_c	= basiskrimp, uit tabel 9	= 0.1 ‰
k_b	= factor afh. van f'_{ck} , uit tabel 6	= 1,0
k_h	= factor afh. van h_m , uit tabel 10	= 0.55
k_p	= factor afh. van ω_0	= 0.93
k_t	= factor afh. van ouderdom beton	= 0.21

$$\rightarrow \epsilon_r = 0.1 \cdot 1.0 \cdot 0.55 \cdot 0.93 \cdot 0.21 = 0.01\text{‰} \quad (8.3)$$

Deze verkorting kan uitgedrukt worden in een verkorting ten gevolge van een gemiddelde temperatuurdaling, met behulp van formule (8.4):

$$\epsilon(\Delta T) = \alpha_c \Delta T \quad (8.4)$$

Voor $\epsilon(\Delta T)$ wordt dan de eerder gevonden 0.01 ‰ rek gesubstitueerd in formule (8.4):

$$\rightarrow \Delta T = \frac{0.01 \cdot 10^{-3}}{12 \cdot 10^{-6}} = 0.8 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (8.5)$$

De scheurvorming als gevolg van uitdrogingskrimp is hetzelfde mechanisme als een gemiddelde temperatuurdaling. Dit is al uitvoerig uitgelegd in de hoofdstukken 6 en 7 met het bijbehorend theoretisch scheurbeeld.

9 SELECTIE MECHANISMEN EN PARAMETERS

9.1 Selectieprocedure

Om tot een selectie van de behandelde mechanismen en parameters te komen, die in hoofdstuk 3 tot en met 8 behandeld zijn, is er een selectieprocedure opgesteld. Deze is verdeeld in drie stappen:

In stap 1 zijn de theoretische scheurmechanismen opgesteld voor de situaties: Opgelegde krachten en opgelegde vervormingen. De opgelegde krachten zijn de mechanische belastingen loodrecht op de tunnelvloer. De opgelegde vervormingen zijn weer onderverdeeld in vervormingen als gevolg van een temperatuurbelasting en als gevolg van de krimp van het (nog jonge) beton. Deze vervorming kan een verlenging/verkorting of kromming zijn.

In stap 2 draait het om de volgende drie criteria, waar de theoretische scheurmechanismen beoordeeld worden op:

- de richting van de scheuren
- de componenten trek of buiging
- de locatie van de scheuren

Uit stap 1 en stap 2 volgt overzicht 1 (zie tabel 9.1). In overzicht 1 is het aanwezige scheurbeeld (zie bijlage II, blz II.25) vergeleken met de scheurbeelden van de vier theoretische scheurmechanismen op basis van de drie criteria. Zo kan bepaald worden of een theoretisch scheurmechanisme van invloed is op het scheurbeeld van de HOV tunnel.

Vervolgens komt dan stap 3, waarin eerst een opsomming van de in fase 1 gevonden parameters. Voor elke parameter is bekeken wat de invloed is op de vier mechanismen. Wanneer nu een bepaalde parameter een grote invloed heeft op de belangrijkste mechanisme(n) uit overzicht 1, maar deze parameter blijkt voor de drie verschillende tunnelvakken gelijk te zijn, zal deze parameter toch afvallen.

Stap 3 is verwerkt in overzicht 2 en overzicht 3, de tabel met de verschillen tussen de tunnelvakken en een stroomschema.

Het uiteindelijke resultaat is dan 3 overzichten:

1. Een overzicht met de drie criteria op de vier theoretische scheurmechanismen.
2. Een overzicht met de parameters met een onderverdeling naar mechanisme.
3. Een overzicht met de parameters die afvallen op basis van het stroomschema.

Deze overzichten leveren uiteindelijk als resultaat: de belangrijkste parameters, die bij de verdere berekening worden betrokken en horen bij de belangrijkste scheurmechanisme(n).

9.1.1 Overzicht 1, 2, 3 en bijbehorend stroomschema

Korte toelichting:

In overzicht 1 en 2 staat op de horizontale as de term "mechanisme", dit zijn de mechanismen die in dit rapport behandeld zijn. Ter verduidelijking worden de mechanismen onder elkaar vermeld met hun belangrijkste trefwoorden en de plaats waar zij beschreven worden in het rapport:

Mechanisme 1A: opgelegde krachten, waterdruk, scenario A, hoofdstuk 4

Mechanisme 1B: opgelegde krachten, waterdruk, scenario B, hoofdstuk 4

Mechanisme 2: opgelegde vervormingen, verhardend beton, temperatuur, hoofdstuk 7

Mechanisme 3A: opgelegde vervormingen, verhard beton, gemiddelde temperatuur, hoofdstuk 6

Mechanisme 3B: opgelegde vervormingen, verhard beton, temperatuurgradiënt, hoofdstuk 6

Mechanisme 4A: opgelegde vervormingen, plastische krimp, hoofdstuk 8

Mechanisme 4B: opgelegde vervormingen, uitdrogingskrimp over de gehele doorsnede, hoofdstuk 8

In overzicht 1 worden waarden toegekend aan de criteria op de mechanismen. Deze waarden variëren tussen - - en + +. Hieronder staat de omschrijving van de waarderingen:

- - = komt zeer slecht overeen
- = komt slecht overeen
- +/- = komt redelijk overeen
- + = komt goed overeen
- + + = komt zeer goed overeen

In het stroomschema zijn twee vragen gebruikt. De vragen zijn:

vraag 1: Heeft de parameter invloed op de belangrijke mechanismen uit overzicht 1?

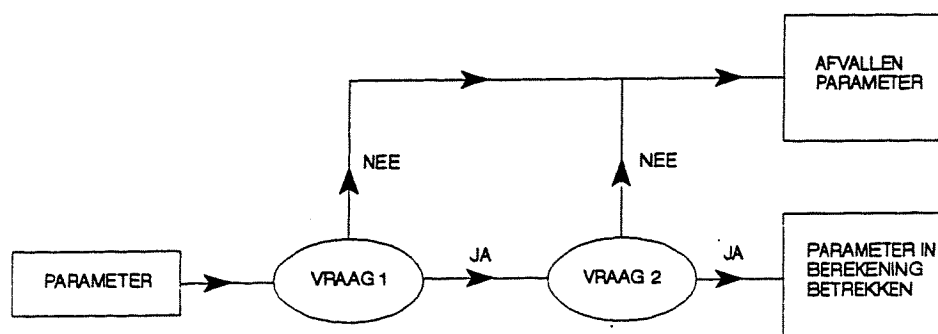
vraag 2: Is deze parameter verschillend voor vak T (spoortunnel), vak G&H (HOV tunnel en vak F (HOV tunnel)?

OVERZICHT 1								
			MECHANISME					
			1A	1B	2	3A	3B	4A
CRITERIUM	a	richting scheuren	- -	++	+	+	-	-
	b1	trek component	- -	- -	+	+	-	-
	b2	buiging component	+	+	+/-	+/-	++	- -
	c	locatie scheuren	- -	+/-	++	++	-	-
TOTAAL			-5	+1	+4	+4	-1	-5

figuur 9.1 overzicht 1

OVERZICHT 2							
PARAMETER	MECHANISME						
	1A	1B	2	3A	3B	4A	4B
1 palenconfiguratie	X	X	X	X	X		X
2 dikte vloeren	X	X	X	X	X		X
3 grindlaag	X		X	X	X		X
4 trekken damwanden	X						
5 plaats scheurinleiders	X						
6 mootlengte			X	X			X
7 tussenschermen	X						
8 volgorde storten vloeren			X				
9 stekken in o.w. beton			X	X			X
10 waterstanden	X	X					
11 stortmethode vloer			X				
12 wapening	X	X	X	X	X		X

figuur 9.2 overzicht 2



figuur 9.3 stroomschema

resumerend voor het gebruik van het stroomschema in figuur 9.3:

- vraag 1: Heeft de parameter invloed op de belangrijke mechanismen uit overzicht 1?
 vraag 2: Is deze parameter verschillend voor de verschillende vakken?

OVERZICHT 3			
PARAMETER	ANTW. VRAAG 1	ANTW. VRAAG 2	RESULTAAT
1 palenconfiguratie	JA	JA	POSITIEF
2 dikte vloeren	JA	JA	POSITIEF
3 grindlaag	JA	NEE	NEGATIEF
4 trekken damwanden	NEE	X	NEGATIEF
5 plaats scheurinleiders	NEE	X	NEGATIEF
6 moollengte	JA	NEE	NEGATIEF
7 tussenschermen	NEE	X	NEGATIEF
8 volgorde storten vloeren	NEE	X	NEGATIEF
9 stekken in o.w. beton	JA	NEE	NEGATIEF
10 waterstanden	NEE	X	NEGATIEF
11 stormmethode vloer	NEE	X	NEGATIEF
12 wapening	JA	JA	POSITIEF

figuur 9.4 overzicht 3

TABEL MET VERSCHILLEN TUSSEN DE TUNNELVAKKEN			
	VAK G&H	VAK T	VAK F
type constructie	gesloten bak	gesloten bak	gesloten bak
betonkwaliteit	B 35	B 35	B 35
staalkwaliteit	FeB 500 hwl	FeB 500 hwl	FeB 500 hwl
dekking	50 mm	50 mm	50 mm
lengte vloermoot	20281 mm	19942 mm	19985 mm
afstand binnenkant wand tot wand	9500 mm	10000 mm	9700 mm
dikte constructievloer	700 mm	700 mm	700 mm
dikte onderwaterbetonvloer	1300 mm	1000 mm	1000 mm
paaltype	vibro 350*350	vibro 350*350	vibro 350*350
h.o.h. palen in lengterichting	3500 mm	3500 mm	3500 mm
aantal palen in onderwaterbetonvloer	5 stuks	5 stuks	4 stuks
aantal palen in constructievloer	2 stuks	3 stuks	2 stuks
aantal palen in lengterichting	6 stuks	6 stuks	6 stuks
hoofdwapening boven	0.34 %	0.45 %	0.45 %
hoofdwapening onder	0.30 %	0.22 %	0.22 %
verdeelwapening boven	0.19 %	0.22 %	0.22 %
verdeelwapening onder	0.19 %	0.22 %	0.22 %

figuur 9.5 overzichtstabel tunnelvakken [24]

9.1.2 Conclusies

Uit de selectieprocedure van paragraaf 9.1.1 kan geconcludeerd worden dat de volgende twee mechanismen verder uitgerekend zullen worden in de volgende hoofdstukken:

- 1) Mechanisme 2: verhardende constructievloer op een onderwaterbetonvloer
- 2) Mechanisme 3A: temperatuurdaling op een verharde tunnelvloer

De volgende parameters zullen bij deze berekeningen centraal staan:

- 1) Dikte van de onderwaterbetonvloer
- 2) Palenconfiguratie
- 3) Wapening

9.2 Inleiding op hoofdstuk 10 t/m 12

In paragraaf 9.1.2 zijn twee mechanismen en drie parameters bepaald, die interessant zijn om nader te onderzoeken. In de eindfase van het onderzoek (fase 3, hoofdstuk 10 t/m 13) zijn een aantal berekeningen gemaakt die aansluiten op de gevonden conclusies uit hoofdstuk 3 t/m 8. Voordat met de berekeningen begonnen is, is er een rekenmodel ontwikkeld. De randvoorwaarden en omgevingscondities zijn gehaald uit relaties tussen de theorie en praktijk. De theorie omvat een scala van formules uit de mechanica en de praktijk omvat resultaten van metingen, gedaan op de actuele werkplek. Dit alles is beschreven vanaf hoofdstuk 10 in dit rapport. Tot slot zijn aan het einde van dit laatste rapport conclusies gegeven, die antwoord geven op de doelstelling c.q. vraag van het onderzoek: Welk(e) mechanisme(n) en in welke mate leiden belangrijke parameters tot scheurvorming in tunnelvloeren?

De drie berekeningen in fase 3 zijn:

- A. Zoeken naar de oorza(a)k(en) van de scheurvorming van de vakken G&H (HOV tunnel) door middel van een berekening van de twee belangrijkste scheurmechanismen, die in fase 2 (hoofdstuk 3 t/m 8) gevonden zijn.
- B. Dezelfde twee mechanismen berekenen voor vak F (HOV tunnel) en vak T (Spoortunnel) met de waarden van de desbetreffende parameters.
- C. Combinaties maken van de drie parameters voor het belangrijkste scheurmechanisme.

9.2.1 Berekening A

Berekening A zal worden uitgevoerd voor de volgende twee gekozen scheurmechanismen uit fase twee:

1. Mechanisme 2, verhardend beton.
2. Mechanisme 3A, gemiddelde temperatuurdaling over de doorsnede.

Voor beide scheurmechanismen geldt:

- Invoer:
- palenconfiguratie
 - dikte vloeren
 - specietemperatuur

Uitvoer: Een "envelop" met de ontwikkelde temperaturen en spanningen.

Doel berekening: Het bepalen van de zogenaamde "kritische gebieden". Dit zijn de gebieden waar de trekspanningen de treksterkte van het beton mogelijk kunnen overschrijden.

Voor scheurmechanisme 3A geldt dezelfde procedure als voor mechanisme 2. Het verschil zit alleen in de gebruikte programmatuur. Het verhardende beton kan berekend worden met behulp van het programma FeC_3S en de gemiddelde temperatuurdaling over de doorsnede wordt berekend met behulp van ANSYS.

Resultaat berekening A:

Twee "enveloppen" met de kritische gebieden. Envelop 1 van de berekening van het verhardende beton en envelop 2 van de berekening met de gemiddelde temperatuurdaling over de doorsnede.

De vraag is dan: Welke van de twee mechanismen is maatgevend?.

9.2.2 Berekening B

De rekenprocedure van B is gelijk aan de rekenprocedure van berekening A. De invoer (drie bovenstaande parameters) wordt veranderd naar de situatie van vak F en vak T. Het totaalresultaat is weer twee enveloppen per vak. Hieruit kan de invloed van het mechanisme bepaald worden.

9.2.3 Berekening C

Uit berekening A en B volgt het belangrijkste scheurmechanisme. In berekening C wordt de invloed bekeken van de drie parameters op dit scheurmechanisme, door de drie parameters in verschillende combinaties in te voeren.

9.3 Het begrip verhinderingsgraad

Een belangrijke parameter bij de berekening van de spanningen is de graad van verhinding van de vervorming (R), kortweg de verhinderingsgraad genoemd. De verhinderingsgraad is de mate waarin de vervormingen van de constructie verhinderd worden. De grootte hiervan wordt bepaald door de mechanische randvoorwaarden. Per definitie geldt:

- volledige verhinding van de vervorming: $R=1,0$
- volledige vrije vervorming $R=0,0$

Naarmate de verhinderingsgraad groter is, is ook de spanning groter.

In deel twee (hoofdstuk 3 t/m 8) is bepaald dat scheuren in constructievloeren, zoals deze zich voordoen in de HOV tunnel, kunnen ontstaan door opgelegde vervormingen. Deze opgelegde vervormingen zijn in voorgaande hoofdstukken uitvoerig behandeld en zijn te verdelen in:

- Mechanisme 2: verhardend beton
- Mechanisme 3A: verhard beton

Om spanningen te kunnen berekenen ten gevolge van deze opgelegde vervormingen is het noodzakelijk de mechanische randvoorwaarden mee te nemen in de berekening.

Om uiteindelijk tot een graad van verandering voor het rekenmodel te komen zijn een aantal stappen doorlopen.

Ten eerste is bepaald wat de vervorming van de vloer is wanneer deze vrij kan optreden. Hierna komen de meetwaarden aan de orde, die verzamelt zijn bij de metingen in de tunnel. Uit deze meetwaarden kan de vervorming van de tunnelmoot bepaald worden. Dit gecombineerd met de vrije vervorming van de vloer, kan een verhinderingsgraad berekend worden. In het vervolg aangeduid met R_{gemeten} . Dit is behandeld in hoofdstuk 10.

Vervolgens is bepaald welke randvoorwaarden de verandering van de vervormingen theoretisch veroorzaken. Een aantal van deze mechanische randvoorwaarden zijn uitgewerkt en leiden tot een theoretische verhinderingsgraad. Deze verhinderingsgraad wordt verder $R_{\text{theoretisch}}$ genoemd en is uitgewerkt in hoofdstuk 11.

R_{gemeten} en $R_{\text{theoretisch}}$ zijn met elkaar vergeleken in hoofdstuk 12. In dit hoofdstuk zijn de gemaakte berekeningen beschreven en per berekening zijn tevens de gedane conclusies vermeld.

Hoofdstuk 13 is het laatste hoofdstuk van dit rapport. Hierin is ten eerste een antwoord gegeven op de vraag hoe het komt dat de kans op scheurvorming groter is bij de vakken G&H (HOV tunnel), dan bij vak F (HOV tunnel) en vak T (Spoortunnel). Ten tweede worden er nog aanbevelingen gedaan.

10 METINGEN

10.1 Inleiding

In het kader van het onderzoek zijn er metingen verricht op de vloeren van de vakken F, G&H van de HOV tunnel.

Metten in de tunnel had verscheidene doelen:

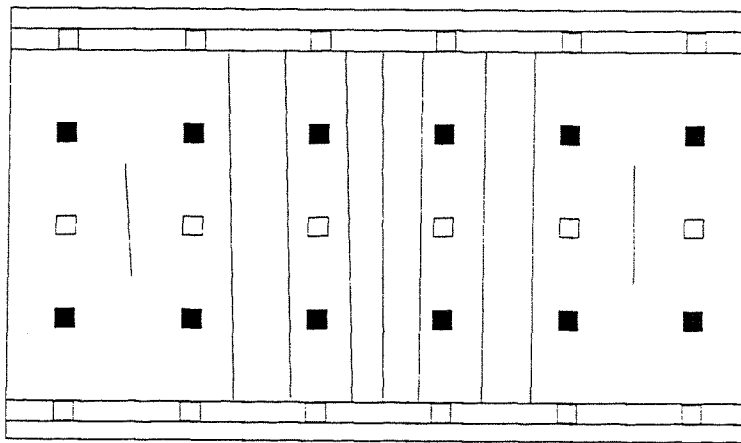
- a) Een overzicht geven van het scheurpatroon.
 - b) Stabiliteit bepalen van de scheuren.
 - c) Het tijdstip bepalen waarop scheurvorming optreedt.
 - d) Het bepalen van de verhinderingsgraad van de vervorming.
- ad a) Scheuren ontstaan loodrecht op de trektrajectoriën in de constructie. De richting van de scheuren geeft daarmee een indicatie van de wijze waarop de belasting wordt afgedragen. Tevens is de richting van de scheuren behulpzaam bij het opsporen van die belasting of belastingcombinatie, die voor de geconstateerde scheurvorming verantwoordelijk is.
- ad b) Het gedrag van een scheur of een scheurpatroon in de tijd geeft belangrijke informatie over de oorzaken van de scheurvorming. In de loop van de tijd was te zien dat reeds geïnjecteerde scheuren weer zijn gaan lekken en/of langer geworden waren. Tevens zijn er nieuwe scheuren geconstateerd. Het scheurbeeld is onderhevig aan veranderingen en blijkt dus niet stabiel te zijn. Hieruit kan geconcludeerd worden dat het mechanisme nog steeds aan wezig is.
- ad c) Het is belangrijk na te gaan in welke fase scheurvorming is opgetreden. Wanneer het tijdstip bekend is, kan er gekeken worden naar mogelijke oorzaken. Deze oorzaken kunnen dan beïnvloed zijn door bepaalde activiteiten of processen in de uitvoering.
- ad d) Wanneer vervormingen verhinderd worden, kunnen spanningen en krachten ontstaan, wat kan leiden tot scheurvorming.

De metingen zijn verricht in onderstaande perioden:

- | | |
|----------------------------|--|
| 1) september 1995 | (scheuropname) |
| 2) november 1995 | (scheuropname) |
| 3) februari 1996 | (scheuropname) |
| 4) april t/m augustus 1996 | (vervormingsmonitoring en temperatuurmetingen) |

10.2 Opzet metingen

In de perioden 1,2 en 3 is er een overzicht gemaakt van de scheuren in de vloeren van de vakken G en H van de HOV tunnel. Dit scheurpatroon is in bovenaanzicht getekend en in het eerste rapport van dit onderzoek gepubliceerd. In dit hoofdstuk wordt echter volstaan met het geven van een bovenaanzicht van het algemene scheurbeeld. Het scheurbeeld per tunnelmoot staat in bijlage II.1.



figuur 10.1 algemeen scheurbeeld

In periode 4 zijn de volgende grootheden gemeten met een meetfrequentie van een week:

- | | |
|------------------------------------|------|
| 1) Temperatuur van de vloeren | [°C] |
| 2) Verandering van de scheurwijdte | [mm] |
| 3) Verandering van de voegen | [mm] |

10.2.1 Temperatuur van de vloeren

Temperaturen spelen een belangrijke rol bij vervormingen van betonconstructies. Wanneer de temperatuur van een vloermoot voor een bepaalde meetfrequentie bekend is kunnen de vervormingen van de tunnelvloermoten berekend worden.

Doel van de meting:

Met de gemeten temperaturen voor de gegeven meetfrequentie is een temperatuurverloop in de tijd verkregen voor een aantal geselecteerde vloermoten. Hiermee kunnen de vervormingen berekend worden en een relatie gelegd worden met de gemeten vervormingen van de desbetreffende vloermoten en de berekende vrije vervormingen van de vloermoten onder dezelfde opgelegde temperaturen.

Meetmethode:

Er is een gaatje in de constructievloer geboord van circa 200 mm diep. In dit gat is een thermokoppel aangebracht. Dit thermokoppel is aangesloten op een digitale thermometer. De thermometer leest temperaturen tot op tienden van graden nauwkeurig. De gemeten temperaturen zijn per vloermoot uitgezet tegen de tijd.

Lokaties:

In de volgende vloermoten van de HOV tunnel is de temperatuur gemeten: H4, H7, H15 en H16. Verder nog een vloermoot in vak F (HOV tunnel).

Er is eens per week een meting gedaan in de periode april tot en met augustus en gerapporteerd in het meetblad. Dit meetblad staat in bijlage II.2.

10.2.2 Verandering scheurwijdte

De scheuren in de vloeren van de HOV tunnel kunnen onderhevig zijn aan veranderingen. Om dit vast te stellen zijn deze (mogelijke) veranderingen voor enkele scheuren gemeten.

Doel van de meting:

Veranderingen van de scheurwijdte in de tijd registreren, waarmee een eventuele relatie gelegd kan worden tussen de temperatuurveranderingen van de vloermoten en de verandering van de scheurwijdte.

Meetmethode:

Om veranderingen in scheurwijdte te meten is aan beide kanten van de scheur een meetpunt aangebracht op de vloer. Deze punten blijven permanent op de vloer aanwezig. Door op de twee punten een meetapparaat te plaatsen is een verschil in afstand te meten tussen de twee meetpunten. Dit verschil is dan automatisch de verandering van de scheurwijdte.

lokaties:

In het meetblad staat vermeld welke scheuren gemeten zijn. Tevens zijn de meetpunten getekend in de bovenaanzichten van desbetreffende vloermoten in bijlage II.3.

Net als de temperatuurmetingen is de meetfrequentie eenmaal per week.

10.2.3 Verandering voegwijdte

De voegen tussen de vloermoten zijn er om vervormingen van de vloeren ongehinderd te laten verlopen. Deze vervormingen zijn bepaald door ze te meten.

Doel van de meting:

Met deze metingen is de vervorming bepaald van de vloermoot in lengterichting. Hiermee is een relatie gelegd tussen de gemeten vloertemperaturen en de vervorming van de vloermoot. Tevens is de verhinderingsgraad van de vervormingen berekend. Deze berekening staat in paragraaf 10.4. Door op vier plaatsen per voeg de verandering te meten is tevens de invloed van de palen bepaald. De lokaties en meetpunten zijn weergegeven op het bovenaanzicht van het desbetreffende vak in bijlage II.3.

Meetmethode:

De meetmethode is gelijk aan de meetmethode die toegepast wordt bij het meten van de verandering in scheurwijdte.

De meetfrequentie is eenmaal per week.

10.3 Meetresultaten

10.3.1 Inleiding

In de tweede fase van het onderzoek is gebruik gemaakt van de meetresultaten uit de perioden 1,2 en 3. Met behulp van deze metingen kon het scheurbeeld per moot getekend worden. In hoofdstuk 3 t/m 8 van dit rapport zijn daarmee de twee belangrijkste scheurmechanismen met bijbehorende parameters bepaald.

De meetresultaten uit meetperiode 4 (april t/m augustus 1996) zijn uiteindelijk gebruikt voor het rekenmodel. Alle metingen uit de laatste periode zijn op het "meetblad" vermeld.

Alle meetresultaten staan in bijlage II.

10.3.2 Toelichting op de meetresultaten

Bijlage II.3.1 tot en met II.3.5 geven de meetresultaten weergegeven in grafieken. Per tunnelvloer is het bovenaanzicht gegeven met de bijbehorende grafieken. Tevens is uit de tekeningen af te leiden waar de meetpunten zich bevinden.

N.B.! Bij de voegen is meetpunt 1 niet op de vloer, maar op de wand gemeten. Dit punt bevindt zich op 1.5 meter boven de vloer.

10.4 Berekening van R_{gemeten}

" R_{gemeten} " is de graad van verhindering die bepaald is uit de metingen. In hoofdstuk 9 werd al een introductie gegeven over de graad van verhindering van de vervormingen. Om überhaupt te kunnen rekenen aan een verhinderingsgraad van vervormingen moet er eerst gekeken worden naar een vloerdeel die ongehinderd kan vervormen.

Een vloer, waarop geleidelijk een temperatuurverhoging wordt aangebracht zal willen uitzetten. De lengteverandering van de vloer is dan:

$$\Delta l = \alpha_c \Delta T l \quad (10.1)$$

met:	Δl	=	lengteverandering van de vloer	[mm]
	α_c	=	uitzettingscoëfficiënt van het beton	[°C ⁻¹]
	ΔT	=	temperatuurverandering	[°C]
	l	=	lengte van de vloer	[mm]

De volgende punten zijn kenmerkend voor formule (10.1):

- 1) De lengteverandering van de vloerplaat is lineair met de temperatuurverandering.
- 2) Een temperatuurstijging geeft een verlenging van de plaat en een temperatuurdaling geeft een verkorting van de plaat.

Met formule (10.1) zijn de lengteveranderingen voor willekeurige afmetingen van de plaat en willekeurige temperatuurveranderingen op de plaat te berekenen, wanneer de plaat niet verhinderd wordt te vervormen.

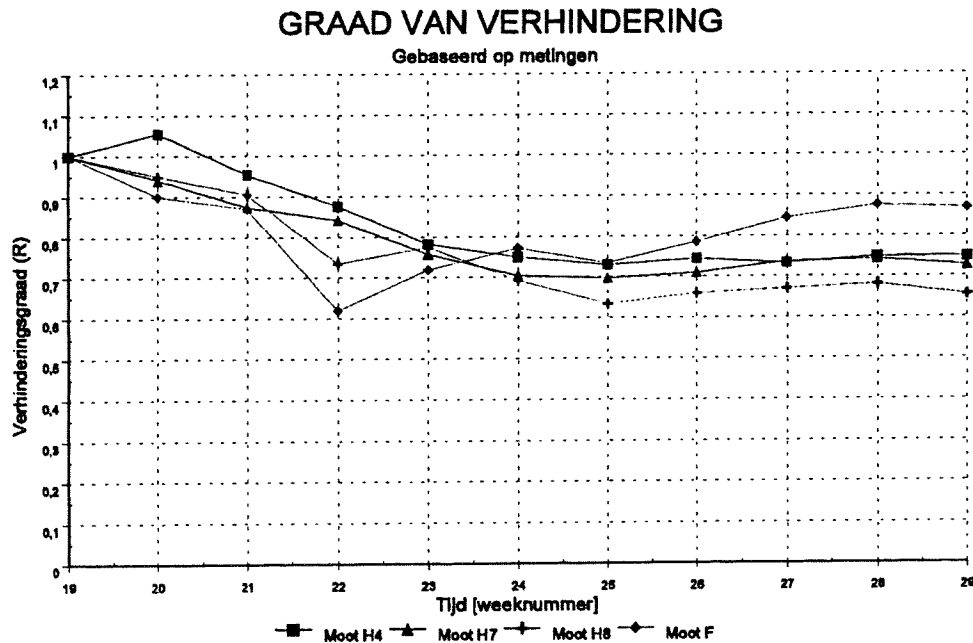
Wanneer dezelfde plaat een kleinere vervorming vertoont dan de onverhinderde plaat, wordt de plaat verhinderd te vervormen. Uit het verschil in vervorming is de verhinderingsgraad R te berekenen. Deze stelling is gebruikt bij het berekenen van R_{gemeten} .

In formulevorm:

$$R = \frac{u_{\text{max}} - u_{\text{optredend}}}{u_{\text{max}}} \quad (10.2)$$

met:	$u_{\text{max}} (= \Delta l \text{ uit } 10.1)$	=	onverhinderde vervorming v/d plaat	[mm]
	$u_{\text{optredend}}$	=	vervorming uit de metingen	[mm]

In figuur 10.6 is de gemeten graad van verhindering uitgezet tegen de tijd met behulp van formule (10.2) en gegevens met betrekking tot de afmetingen van de HOV tunnel. Te zien is dat de graad van verhindering na verloop van tijd stabiliseert tussen de 0.65 en 0.85.



figuur 10.2 R_{gemeten} gebaseerd op metingen

10.5 Conclusies t.a.v. de metingen

- De scheurwijdte verandert slechts enkele honderden van millimeters. Daar er geen vaste trend in deze veranderingen zit, kan hier geen relevante informatie uit gehaald worden of kan geconcludeerd worden dat de scheuren een dusdanig kleine verandering ondergaan dat deze niet meer te meten is. Aan de hand van de metingen van periode 1,2 en 3 viel echter wel te concluderen dat er in de loop van de tijd meer scheuren in de constructievloeren ontstonden.
- De voegen vertonen wel degelijk een bepaald vervormingsbeeld en is voor elke moot van dezelfde vorm. Dit is weergegeven in bijlage II.3.1 tot en met II.3.5. De wanden (meetpunten 1 bij de voegen) vertonen voor elke moot de grootste verlenging ten gevolge van de gemeten temperatuurstijging. Blijkbaar ondervinden de wanden op 1.5 meter boven de vloer weinig verandering van de vervormingen. Vlak naast de wanden echter (meetpunt 2 op de vloer) is de grootste verandering van de vervorming bepaald. Dit wordt veroorzaakt door de teen van de constructie. De temperatuur van de teen is ongeveer de gemiddelde temperatuur van het grondwater en is onafhankelijk van de temperatuurverandering in de tunnel. Wanneer alleen de meetpunten 3 en 4 van de voegen beschouwd worden (Hiermee wordt de invloed van de teen op de graad van verandering verwaarloosd), valt af te leiden dat de vervorming van

deze twee meetpunten ongeveer gelijk is. Er kan dus geconcludeerd worden dat de verandering van de vervorming door de palen in lengterichting zeer klein is. In hoofdstuk 11 is hiervan het bewijs geleverd.

- Uit de berekening van paragraaf 10.4 volgt dat de gemiddelde graad van verandering van de meetpunten 3 en 4 ongeveer 0.75 is.

11 THEORIE VERHELPINGSGRAAD

11.1 Inleiding

In hoofdstuk 7 zijn de belangrijkste soorten verhelping reeds aan de orde geweest. Kort samengevat zijn dit de interne- en externe verhelping van vervormingen.

De interne verhelping veroorzaakt zogenaamde "eigenspanningen" als gevolg van temperatuurverschillen binnen de constructie. Dit fenomeen speelt met name een rol bij het verhardingsproces van het beton. De externe verhelping is de verhelping van de vervormingen van het beschouwde constructiedeel door andere constructiedelen.

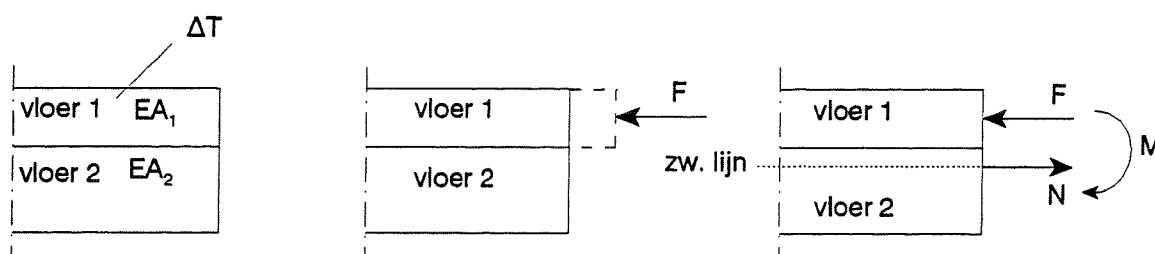
In dit hoofdstuk zijn deze soorten verhelpingen bepaald en zonodig theoretisch onderbouwd. De theoretische verhelpingen worden bepaald door de mechanische randvoorwaarden en zijn uiteindelijk gebruikt voor de berekeningen van de twee mechanismen in hoofdstuk 12. Het doel van dit hoofdstuk is een verband te leggen tussen de gemeten graad van verhelping en de theoretische graad van verhelping en hiermee de praktijk zo nauwkeurig mogelijk te beschrijven. De twee belangrijkste mechanische randvoorwaarden die de opgelegde vervormingen verhelpen zijn de onderwaterbetonvloer en de palen. De theoretische verhelping die zij veroorzaken zijn in dit hoofdstuk beschreven. Paragraaf 11.2 behandelt de verhelping van de vervormingen door de onderwaterbetonvloer op verlengen/verkorten en op rotaties. De volgende paragraaf behandelt de verhelping van dezelfde vrijheidsgraden, maar dan door de palen.

11.2 Verhelping door de onderwaterbetonvloer

11.2.1 Verlengen/verkorten

De constructievloer (vloer 1) en de onderwaterbetonvloer (vloer 2) zijn te beschouwen als een samengestelde vloer. In figuur 11.1 is op vloer 1 een temperatuurverhoging ΔT aangebracht en de temperatuur van vloer 2 blijft constant.

Het verlengen/verkorten (translatie) wordt verhinderd en rotatie is toegestaan.



figuur 11.1 samengestelde vloer

Als gevolg van de temperatuurstijging wil de constructievloer uitzetten. De onderwaterbetonvloer verhindert dit. EA_1 en EA_2 zijn de rekstijfheden van de beide vloeren.

De definitie van de verhelpingsgraad R is:

$$R = \frac{u_{\max} - u_{\text{optredend}}}{u_{\max}} = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\text{optredend}}}{\epsilon_{\max}} \quad (11.1)$$

De rek ten gevolge van ΔT zonder verhelping is:

$$\epsilon_{\max} = \alpha_c \Delta T \quad (11.2)$$

De kracht ten gevolge van deze rek in de constructievloer is:

$$F = E A_1 \epsilon_{\max} \quad (11.3)$$

De kracht F die ontstaat door de opgelegde vervorming in vloer 1 moet door de samengestelde doorsnede worden opgenomen door de kracht N .

$$N = (E A_1 + E A_2) \epsilon_{optredend} \quad (11.4)$$

Voor horizontaal evenwicht in de plaat moet gelden dat:

$$N = F \quad (11.5)$$

(11.3) en (11.4) substitueren in (11.5) levert:

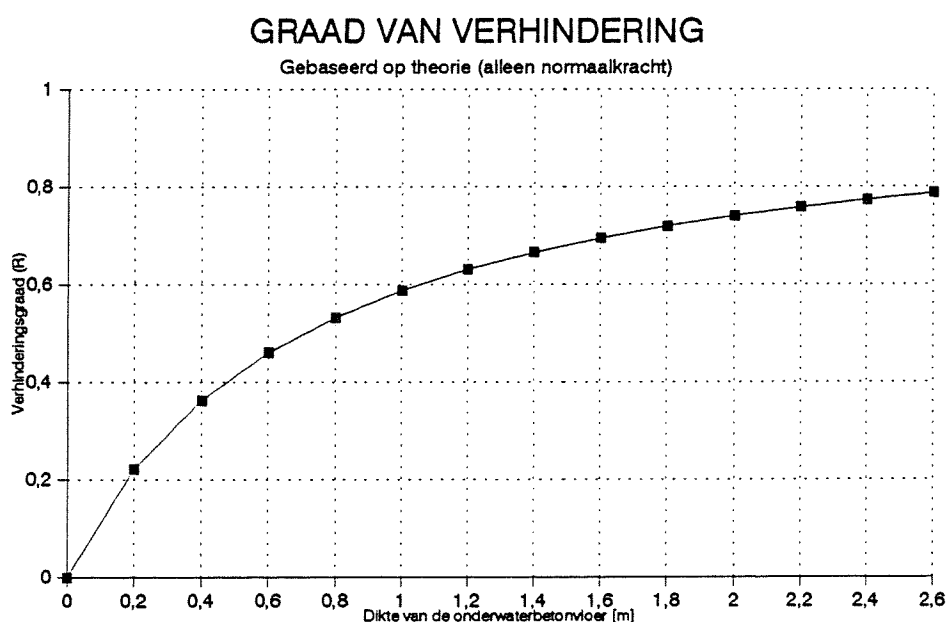
$$\epsilon_{optredend} = \frac{E_c A_1}{E_c A_1 + E_c A_2} \epsilon_{max} \quad (11.6)$$

(11.2) en (11.6) substitueren in (11.1) levert (11.7):

$$R_{th,owb,N} = 1 - \frac{E_c A_1}{E_c A_1 + E_c A_2} = \frac{1}{1 + \frac{E_c A_1}{E_c A_2}} \quad (11.7)$$

met: $R_{th,owb,N}$ = verhinderingsgraad van de onderwaterbetonvloer ten gevolge van de normaalkracht N

De berekening van de verhinderingsgraad wordt uitgevoerd over 1 meter vloerbreedte, waardoor A_1 en A_2 veranderen in d_1 en d_2 . Dit zijn respectievelijk de oppervlakte en de dikte van de vloeren. Uit formule 11.7 valt af te leiden dat de graad van verhindering door de onderwaterbetonvloer groter zal worden naarmate de onderwaterbetonvloer dikker wordt. Dit is weergegeven in figuur 11.2.



figuur 11.2 $R_{th,owb,N}$ als functie van de dikte van de onderwaterbetonvloer

11.2.2 Kromming

In deze paragraaf is de invloed bepaald van de verhelping van de kromming door de onderwaterbetonvloer, als gevolg van de temperatuurverandering in de constructievloer.

Voor de bepaling van de grootte van de verhelpingsgraad is hetzelfde voorbeeld gebruikt als in paragraaf 11.2.1 en bijbehorende figuur 11.1.

De kracht F , veroorzaakt niet alleen een verlenging in de doorsnede, maar zorgt ook voor een kromming. De weerstand op die kromming is afhankelijk van de dikte van de onderwaterbetonvloer en de constructievloer.

De opzet van deze berekening is als volgt: Bereken de rek in de uiterste vezel (ϵ_b) met aanwezigheid van vloer 2 bij een moment M van figuur 11.1. Bereken vervolgens de rek in de uiterste vezel (ϵ_{max}) zonder aanwezigheid van vloer 2 bij hetzelfde moment uit figuur 11.1. Met de twee berekenen rekken kan dan de graad van verhelping (11.1) berekend worden.

Het zwaartepunt van de samengestelde doorsnede:

$$z_{wp} = \frac{d_1 + d_2}{2} \quad (11.8)$$

Het punt waar de kracht F aangrijpt (t.o.v. de onderkant onderwaterbetonvloer):

$$F_{aangr} = \frac{1}{2} d_1 + d_2 \quad (11.9)$$

De arm van de kracht F ten opzichte van het zwaartepunt van de samengestelde vloer :

$$arm = \frac{d_1 + 2d_2}{2} - \frac{d_1 + d_2}{2} = \frac{d_1 + 2d_2 - d_1 - d_2}{2} = \frac{d_2}{2} \quad (11.10)$$

De grootte van het moment M van de kracht F is:

$$M = F \cdot arm = E_c A_1 \epsilon \frac{d_2}{2} \quad (11.11)$$

De kromming κ ten gevolge van het moment M met aanwezigheid van vloer 2:

$$\kappa = \frac{M}{E_c I_{1,2}} = \frac{\alpha \Delta T E_c A_1 \frac{d_2}{2}}{E_c \frac{1}{12} b (d_1 + d_2)^3} \quad (11.12)$$

De rek in de uiterste vezel (ϵ_b) met aanwezigheid van vloer 2:

$$\epsilon_b = \frac{1}{2} (d_1 + d_2) \kappa = \frac{1}{2} \frac{\alpha_c \Delta T d_1 d_2 12}{2 (d_1 + d_2)^3} (d_1 + d_2) = 3 \frac{d_1 d_2}{(d_1 + d_2)^2} \alpha \Delta T \quad (11.13)$$

De kromming κ zonder aanwezigheid van vloer 2:

$$\kappa = \frac{M}{E_c I_1} = \frac{\alpha_c \Delta T E_c A_1 \frac{d_2}{2}}{E_c \frac{1}{12} b d_1^3} = \frac{12 \alpha_c \Delta T d_2}{2 d_1^2} \quad (11.14)$$

De rek in de uiterste vezel **zonder** aanwezigheid van vloer 2:

$$\epsilon_{\max} = \frac{1}{2} \frac{12 \alpha_c \Delta T d_2}{2 d_1^2} d_1 = 3 \frac{d_2}{d_1} \alpha_c \Delta T \quad (11.15)$$

(11.13) en (11.15) substitueren in (11.1) levert de graad van verhoindering op de kromming door de onderwaterbetonvloer:

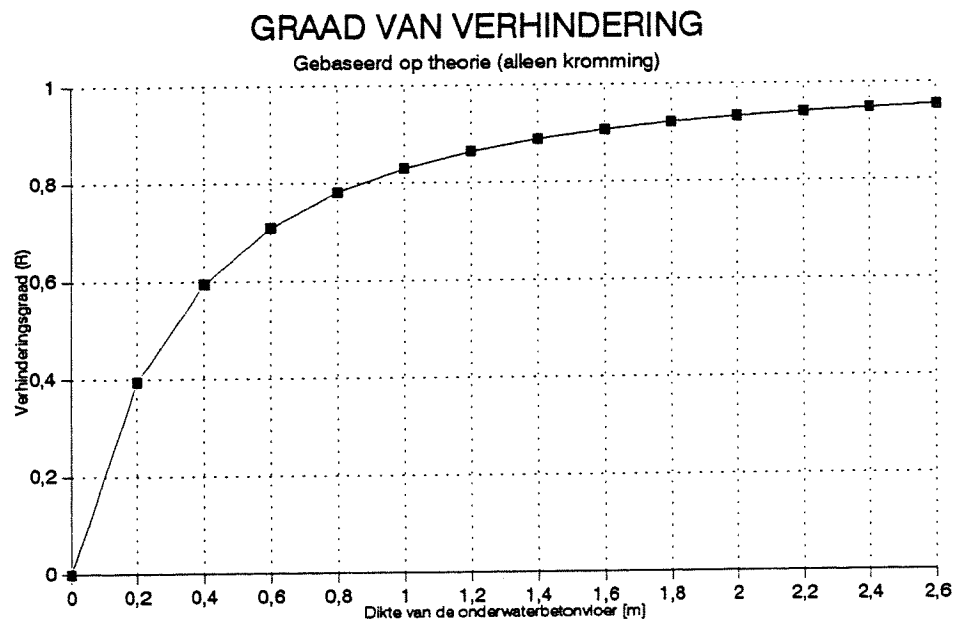
$$R_{th,owb,M} = \frac{3 \frac{d_2}{d_1} \alpha_c \Delta T - 3 \frac{d_1 d_2}{(d_1 + d_2)^2} \alpha_c \Delta T}{3 \frac{d_2}{d_1} \alpha_c \Delta T} = \frac{\frac{d_2}{d_1} - \frac{d_1 d_2}{(d_1 + d_2)^2}}{\frac{d_2}{d_1}} \quad (11.16)$$

Verder uitwerken levert uiteindelijk:

$$R_{th,owb,M} = \frac{d_2^2 + 2 d_1 d_2}{(d_1 + d_2)^2} \quad (11.17)$$

Deze uitdrukking is weergegeven in de grafiek van figuur 11.3.

met: d_1 = dikte constructievloer = 0.7m
 d_2 = dikte onderwaterbetonvloer = 0.0 - 2.6m



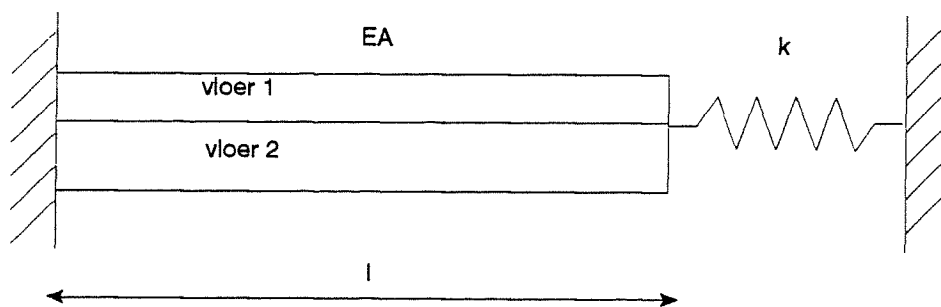
figuur 11.3 $R_{th,owb,M}$ als functie van de dikte van de onderwaterbetonvloer

11.3 Verhoindering door de palen

11.3.1 Verlenging/verkorting

Beschouwd wordt nu de situatie dat de gehele samengestelde vloer aan een temperatuurverandering onderhevig is. In dat geval zal de verhoinderingsgraad op de constructievloer niet uit de onderwaterbetonvloer komen, maar zullen de funderingspalen de vervorming van de samengestelde vloer verhoinderen.

In figuur 11.4 is te zien dat de vloer en de funderingspalen zijn geschematiseerd tot twee veren in serie met de stijfheden EA/l en k .



figuur 11.4 schematisatie vloer en palen

De stijfheid van de palen in de grond wordt geleverd door de eigen paalstijfheid en door de tegenwerking van de grond. Wanneer een paal gedwongen wordt om zijdelings te verplaatsen, zal er een deel van de grond worden gemobiliseerd. Dit deel grond oefent een tegendruk uit op de paal (passieve gronddruk). De gecombineerde stijfheid van de paal en de grond is te vervangen door een equivalente stijfheid k van de translatievoor.

Voor de afleiding van de weerstand van de palen [23] is er een temperatuurstijging op de samengestelde vloer verondersteld.

De constitutieve relatie:

$$N = E_c A \epsilon = E_c A \left(\frac{du}{dx} - \alpha_c \Delta T \right) \quad (11.18)$$

Uit (11.14) volgt de verplaatsingsfunctie $u(x)$:

$$u(x) = \frac{N}{E_c A} x + \alpha_c \Delta T x + C \quad (11.19)$$

De randvoorwaarden:

$$\begin{aligned} x=0 & \rightarrow u(0)=0 & \rightarrow C=0 \\ x=l & \rightarrow u(l)=-N/k \end{aligned}$$

Uit de tweede randvoorwaarde volgt de kracht N:

$$\frac{N l}{E_c A} + \alpha_c \Delta T l = -\frac{N}{k} \rightarrow \quad (11.20)$$

$$\frac{N l}{E_c A} + \frac{N}{k} = -\alpha_c \Delta T l \rightarrow \quad (11.21)$$

$$N = \frac{-\alpha_c \Delta T l}{\left(\frac{l}{E_c A} + \frac{1}{k}\right)} \quad (11.22)$$

Nu de kracht N bekend is kan de verplaatsingsfunctie opgesteld worden:

$$u(x) = \left[\frac{-\alpha_c \Delta T l}{E_c A \left(\frac{l}{E_c A} + \frac{1}{k}\right)} + \alpha_c \Delta T \right] x \quad (11.23)$$

Dit levert:

$$u(x) = \alpha_c \Delta T x \left[1 - \frac{1}{n+1} \right] \quad (11.24)$$

met:

$$n = \frac{E_c A}{k l} \quad (11.25)$$

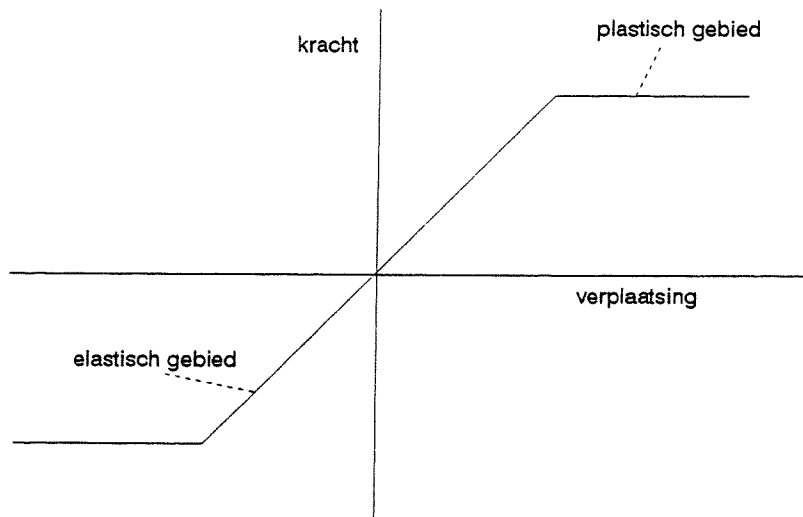
In formule (11.1) is $u_{\max}$ de onverhinderde vervorming van de vloer en $u_{\text{optredend}}$ de zojuist bepaalde $u(x)$ in formule (11.24).

Wanneer deze uitdrukkingen in (11.11) gesubstitueerd worden, levert dit de uitdrukking voor de graad van verhelping door de funderingspalen in de lengterichting van de vloer ($R_{\text{th,pl,N}}$).

$$R_{\text{th,pl,N}} = \left[\frac{1}{n + 1} \right] \quad (11.26)$$

De stijfheid k hangt af van de EI van de paal en van de stijfheid van de grond. Grond is een niet-elastisch materiaal. Dat wil zeggen: kleine vervormingen treden elastisch op en grotere vervormingen zijn plastisch.

In figuur 11.5 is het kracht-verplaatsingsdiagram voor grond geschetst.



figuur 11.5 kracht-verplaatsingsdiagram voor grond

Bij de bepaling van de stijfheid k moet rekening worden gehouden met de EI van de paal en het elasto-plastisch gedrag van de grond. Voor de bepaling van de veerstijfheid k is een computerprogramma gebruikt. In dit programma is zowel het elastisch gedrag, als het plastisch gedrag van grond gemodelleerd [23]. De maximale elastische verplaatsing is gelijk gekozen aan 0.01m. Door het elasto-plastische gedrag van de grond heeft de funderingspaal de grootste stijfheid wanneer de verplaatsingen nog klein zijn. Bij grotere vervormingen wordt de veerstijfheid van de paal steeds kleiner. Als beginwaarde van de veerstijfheid is gevonden: $6 \cdot 10^6$ N/m. De eindwaarde kwam uit op: $8 \cdot 10^5$ N/m.

Deze waarden kunnen samen met de rekstijfheid van de vloer in formule (11.26) ingevuld worden.

$$R_{th,pl,N} = 4 \cdot 10^{-3} \quad \text{bij} \quad k = 6 \cdot 10^6$$

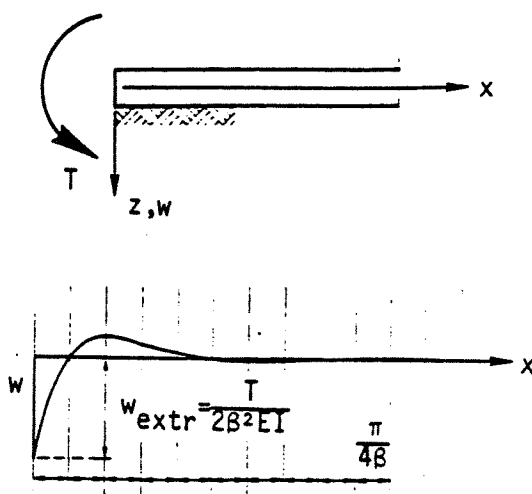
$$R_{th,pl,N} = 5,3 \cdot 10^{-4} \quad \text{bij} \quad k = 8 \cdot 10^5$$

Deze waarden zijn erg klein. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de funderingspalen de vloer nauwelijks verhinderen om te verlengen of te verkorten. Dit geldt echter alleen wanneer de funderingspalen loodrecht op de vloer staan en daarmee de puntweerstand van de palen buiten beschouwing blijven.

11.3.2 Kromming

Uit de vorige paragraaf kan geconcludeerd worden dat de palen nauwelijks, tot geen invloed hebben op het verhinderen van de translaties in de lengterichting van de vloer. In deze paragraaf is de invloed van de palen op het verhinderen van de kromming van de vloer bepaald. Dezelfde vloer als in paragraaf 11.2.1 is ook hier weer gebruikt.

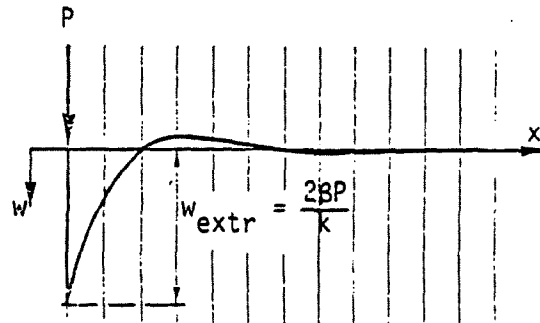
Om deze invloed te bepalen zijn in eerste instantie geen palen, geen damwanden en geen constructiewanden aanwezig verondersteld. De vloer is dan te beschouwen als een elastisch ondersteunde buigligger. Door de temperatuurdaling in de constructievloer (afkoeling van de jonge beton of een temperatuurdaling in de wintersituatie) zal er een trekkracht ontstaan in de constructievloer en een drukkracht in de onderwaterbetonvloer. Deze twee krachten resulteren in een moment op de gehele vloer (zie figuur 11.1). Met behulp van basisgeval C (uit: Mechanica van constructies blz 143, [25]) kan de maximale verticale uitwijking van de uiteinden van de vloer bepaald worden. In het midden zal de vloer niet krommen.



figuur 11.6 basisgeval C

De grootte van de maximale uitwijking $w_{\max}$ staat in figuur 11.6.

Bepaal dan de kracht P met dezelfde $w_{\max}$, zodat $w_{\text{totaal}} = 0$ (m.b.v basisgeval B [25]).



figuur 11.7 basisgeval B

In figuur 11.7 is de $w_{\max}$ vermeld die een kracht P (uit de trekpalen) oplevert. Wanneer de beide uitdrukkingen van $w_{\max}$ gelijk aan elkaar gesteld worden is eenvoudig de grootte van de benodigde trekkracht (11.27) te bepalen, die nodig is om dit te verwezenlijken.

$$P = \beta T \quad (11.27)$$

met:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (11.28)$$

De invloed van de hoeveelheid palen is moeilijk kwantitatief te schatten, daarom wordt er volstaan met het geven van een kwalitatieve invloed van de palen op de verhindering van rotaties van de vloer (door orde grootte van variabelen).

$$T = E A_v \alpha \Delta T \frac{d_2}{2} = 10^9 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 1 = 10^4 \quad (11.29)$$

$$\beta_{\max} = 10^{-1} \quad (11.30)$$

$$\Rightarrow P \approx 10^3 \quad (11.31)$$

Dit is een kleine kracht voor de paal. Hieruit kan gesteld worden dat er dus een kleine kracht nodig is om de kromming te verhinderen.

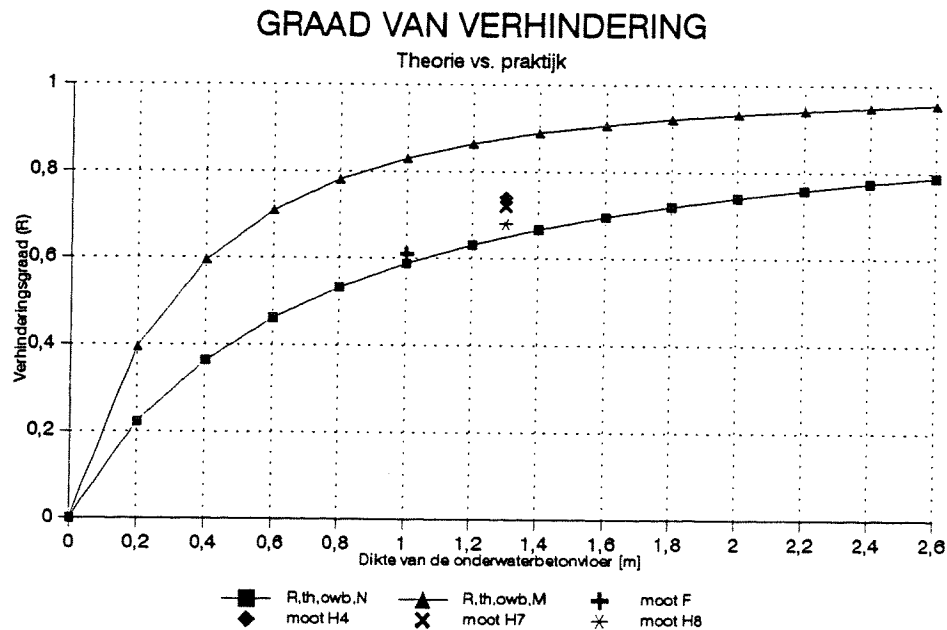
11.4 Conclusie

In hoofdstuk 11 is de ver hindering van de kromming en van de translatie door de onderwaterbetonvloer en de palen berekend. Voor de onderwaterbetonvloer is de theoretische graad van ver hindering berekend en in de desbetreffende grafieken gepresenteerd. Deze twee grafieken zijn in figuur 11.8 samen weergegeven. In tabel 11.1 zijn de waarden van de theoretische ver hinderingsgraden op rij gezet voor de desbetreffende vakken. Hieruit valt af te leiden dat de ver hinderingsgraad groter is bij de vakken G&H dan bij de vak F en vak T. Dit is het gevolg van de dikkere onderwaterbetonvloer bij de vakken G&H.

Aangetoond is dat de palen de kromming van de vloer ver hinderen en niet de translatie. De grootte van de ver hinderingsgraad zijn echter aangenomen en niet nader bepaald.

	kromming			translatie		
	T	F	G&H	T	F	G&H
o.w.b. vloer	R=0,81	R=0,81	R=0,89	R=0,59	R=0,59	R=0,65
palen	R=1,00	R=1,00	R=1,00	R=0,00	R=0,00	R=0,00

tabel 11.1 overzicht theoretische ver hinderingsgraad



figuur 11.8 theorie vs. praktijk

In figuur 11.8 is ook R uit de metingen ingevuld. Deze meetwaarden liggen net boven $R_{th,owb,N}$. Translaties van de constructievloer worden door de palen niet verhinderd. De palen verhinderen de vloer te krommen, dus ongeacht de dikte van de onderwaterbetonvloer wordt de kromming van de vloer al verhinderd door de palen. De translatie van de vloer wordt alleen verhinderd door de onderwaterbetonvloer. Dit is te halen uit het feit dat de gemeten verhinderingsgraad van de tunnelmoeten in de buurt liggen van $R_{th,owb,N}$.

In figuur 11.8 is tevens te zien dat de verhinderingsgraad van de vloer op een translatie, toeneemt bij een dikker wordende onderwaterbetonvloer ($R_{th,owb,N}$).

12 BEREKENINGEN

12.1 Inleiding

Er zijn drie typen berekeningen gemaakt; Berekening A, B en C. De gedetailleerde beschrijving van de berekeningen staat in hoofdstuk 9.

Kort samengevat zijn de drie berekeningen:

- A. Zoeken naar de oorza(a)k(en) van de scheurvorming van de vakken G&H (HOV tunnel) door middel van een berekening van de twee belangrijkste scheurmechanismen, die in fase 2 (hoofdstuk 3 t/m 8) gevonden zijn.
- B. Dezelfde twee mechanismen berekenen voor vak F (HOV tunnel) en vak T (Spoortunnel) met de waarden van de desbetreffende parameters.
- C. Combinaties maken van de drie parameters voor het belangrijkste scheurmechanisme.

Paragraaf 12.2 en 12.3 beschrijven respectievelijk de volgende twee mechanismen; verhardend beton (mechanisme 2) en verhard beton (mechanisme 3A). Per mechanisme wordt berekening A en B uitgevoerd.

De berekeningen A en B zijn uitgevoerd met behulp van het eindige elementen pakket ANSYS en met het programma FeC₃S, dat onder ANSYS draait. Hierin is een model gemaakt van de tunnelvloer bestaande uit een onderwaterbetonvloer, een constructievloer en palen. Dit model is gebaseerd op gegevens, omtrent verhinderen van vervormingen, uit hoofdstuk 11. De uitvoer van de berekeningen is gepresenteerd voor de betreffende berekening in bijlage III.

De temperatuuruitvoer is weergegeven in °C. De spanningen zijn weergegeven in Mpa. Tevens is er een overzicht van de vloer gegeven met gebieden van kans op scheurvorming. Voor de toelaatbare spanning geldt dat deze de treksterkte niet overschrijdt, of anders gezegd dat de veiligheid tegen scheurvorming voldoende is. Dit is tot uitdrukking gebracht in een kans op scheurvorming. Deze kans wordt berekend door de spanning te delen door de ontwikkelde treksterkte. De kans op scheurvorming moet zeker kleiner zijn dan 1, maar om scheurvorming te vermijden zal de kans nog kleiner moeten zijn.

De interpretatie van de spanningen in relatie tot de treksterkte is als volgt:

σ_t	<	$0,5f_{ct}$		geen risico op scheurvorming	
$0,5f_{ct}$	<	σ_t	<	$0,7f_{ct}$	risico op scheurvorming; in een beperkt aantal gevallen scheurvorming
$0,7f_{ct}$	<	σ_t	<	f_{ct}	risico op scheurvorming; in de meeste gevallen scheurvorming
σ_t	>	f_{ct}			scheurvorming

Bij berekening C (paragraaf 12.6) is er geen onderscheid gemaakt tussen de beide mechanismen. In deze berekening is de invloed van de eerste twee, van de drie belangrijkste parameters bekeken:

- 1) invloed van de dikte van de onderwaterbetonvloer
- 2) invloed van de palen
- 3) invloed van de wapening

De invloed van parameter 3 (invloed van de wapening) is apart behandeld in paragraaf 12.5.

12.2 Verhardend beton (Mechanisme 2)

12.2.1 Introductie FeC₃S

Mechanisme 2 beschrijft het verhardingsproces van de constructievloer op de onderwaterbetonvloer. Om dit proces goed te kunnen simuleren is gebruik gemaakt van het programma FeC₃S (Finite element Concrete Curing Control System). Met FeC₃S is het mogelijk de ontwikkeling van de materiaaleigenschappen van verhardend beton te simuleren en daardoor te voorspellen, te controleren en te sturen.

Het hart van het systeem is een rekenprogramma, dat kan putten uit een zogenaamde "beton-database". Deze database is gevuld met gegevens van het desbetreffende werk.

Door met FeC₃S de betonverharding en de voorziene bouwmethode te simuleren krijgt men de volgende informatie:

- Temperatuurontwikkeling in het beton.
- Spanningen als gevolg van de temperatuurontwikkeling.
- Ontwikkeling van de sterkte en de stijfheid van het beton.
- Voorspelling van scheuren in het beton.

FeC₃S is gebaseerd op het eindige elementen-rekenpakket ANSYS, een ISO-9001 gecertificeerd computerprogramma. Aan dit programma zijn modules toegevoegd voor de simulatie van betonverharding in een bouwproces. Deze modules zijn ontwikkeld binnen een samenwerkingsverband van de HBW en Holland Railconsult.

Het programma maakt het mogelijk te werken met willekeurige drie-dimensionale geometrieën en kan alle gewenste uitvoer grafisch presenteren.

12.2.2 Berekening A

In deze berekening is er alleen gekeken naar de tunnelmotten van de vakken G&H van de HOV tunnel. Er is een simulatie gemaakt van het storten van de constructievloer op de onderwaterbetonvloer. De invoergegevens van deze berekening zijn gebaseerd op praktijkgegevens van de desbetreffende vloermotten.

Er zijn twee simulaties gedaan. Ten eerste; een thermische simulatie en ten tweede; een simulatie van de ontwikkeling van de spanningen.

12.2.2.1 De thermische simulatie

Voordat een dergelijke simulatie mogelijk is, is het noodzakelijk een geschikt model van de tunnelconstructie te maken. In bijlage III.1.1 is het model getekend, die gebruikt is voor alle berekeningen. Hierin zijn duidelijk de onderwaterbetonvloer en de constructievloer te onderscheiden. Voor de thermische berekening is het nog niet nodig gegevens omtrent palenconfiguraties in te voeren.

Uit symmetrieoverwegingen is gekozen voor een berekening van 1/4 vloerdeel.

De invoer voor de simulatie bestaat uit:

1. betonmengselgegevens
2. randvoorwaarden tijdens het verhardingsproces van de constructievloer

ad 1.

De betonmengselgegevens zijn ontleend aan de praktijkgegevens. Het mengsel met bijbehorende mengseleigenschappen dat gebruikt is bij de HOV tunnel en de Spoortunnel is als volgt:

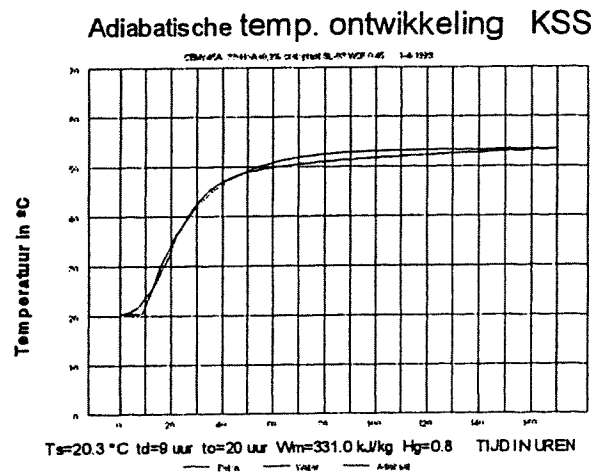
Cementsoort	:	CEMIII/B	330	kg/m ³
Hulpstof	:	Cretoplast SL-03	2970	gr/m ³
Toeslagmateriaal	:	Zand en grind	1907	kg/m ³
Soort. warmte	:	1.1		kJ/m ³
Vol. massa	:	2400		kg/m ³
Wcf	:	0.47		
Bindtijd	:	9.2		uur
Reactietijd	:	20.4		uur
Starttemperatuur	:	22		°C
W _{max}	:	265		kJ/kg cement

Van dit mengsel kunnen dan de treksterkte, druksterkte, ontwikkeling van de elasticiteitsmodulus etc. volgens het zogenaamde hydratatiegraad-concept bepaald worden.

Dit concept houdt in dat de materiaaleigenschappen van het verhardende beton gerelateerd zijn aan de hydratatiegraad.

Als invoer voor de berekening van de temperatuur- en materiaaleigenschappen zijn dan nodig:

- De adiabaat van het betonmengsel (figuur 12.1)
- De momentane temperatuur van het beton



figuur 12.1 adiabaat van het mengsel

ad 2.

Omdat het verhardingsproces niet adiabatisch verloopt moeten ook de omgevingscondities en de randvoorwaarden tijdens het verhardingsproces ingevoerd worden. FeC₃S berekent het verloop van de betoneigenschappen als functie van de verhardingstijd.

Voor de aanvangstemperaturen van de onderwaterbetonvloer en de constructievloer is respectievelijk 17 °C en 22 °C aangehouden. Dit zijn gemiddelde temperaturen van het onderwaterbeton en de specie tijdens de zomer, wat beschouwd wordt als een ongunstige situatie voor het verhardingsproces. Deze gegevens berusten op praktijkgegevens van de HBW (gemiddelde waarden op basis van speciegegevens voor gescheurde vloeren).

De bijbehorende grafieken van de eigenschappen van het beton, de berekeningsresultaten en de randvoorwaarden tijdens de verharding zijn opgenomen in bijlage III.1.1..

12.2.2.2 Simulatie ontwikkeling spanningen

Wanneer de thermische simulatie afgerond is, is het temperatuurverloop over de gehele constructie bekend voor elk tijdstip tijdens de verharding.

In hoofdstuk 6 is de berekeningsprocedure van de spanningen reeds systematisch weergegeven. Spanningen kunnen alleen optreden wanneer de vervormingen verhinderd worden.

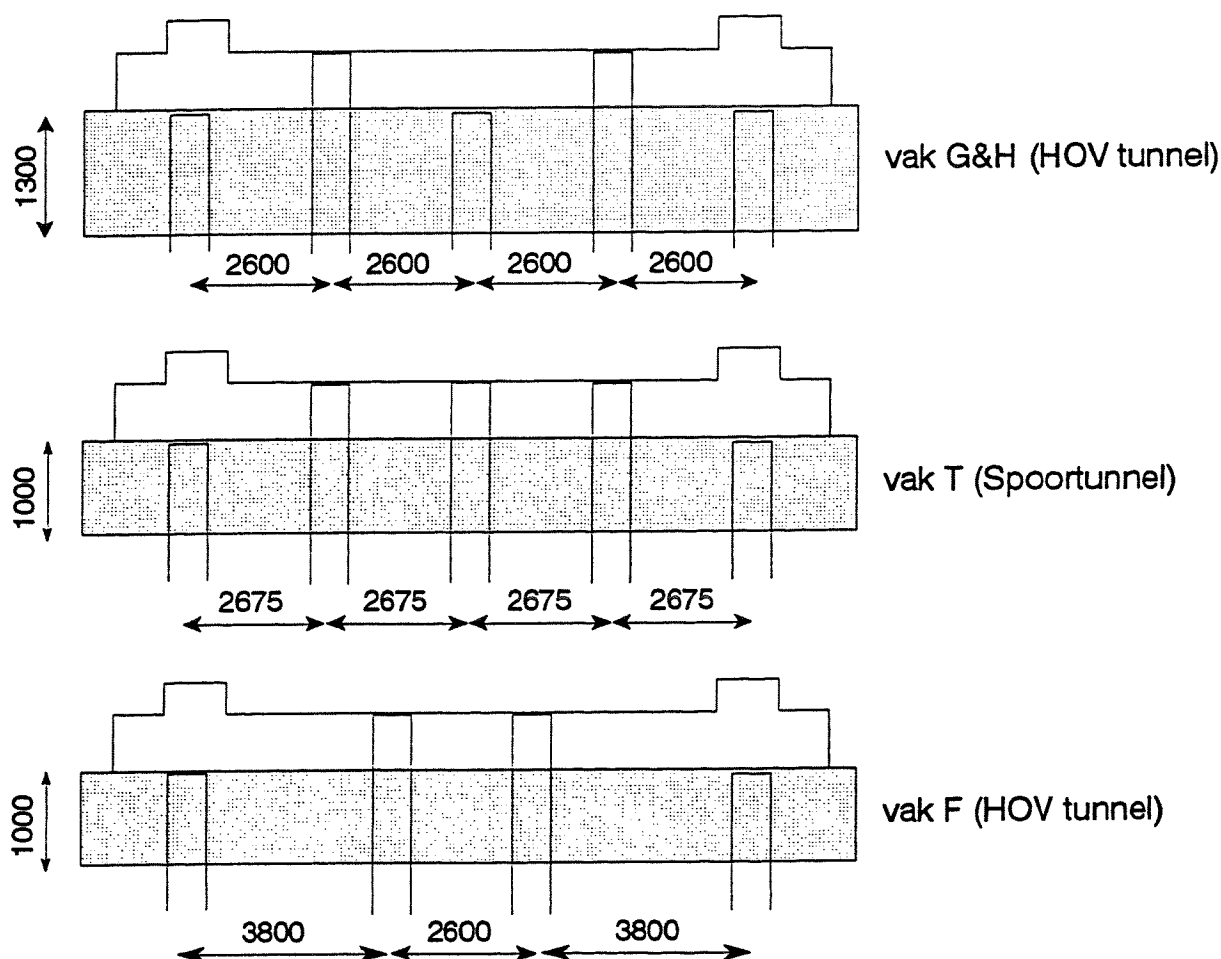
In de simulatie is de verhinderende meegenomen door deze in de randvoorwaarden op te nemen.

De dikte van de vloeren en de paalafstanden staan voor ieder tunnelvak in figuur 12.1 vermeld en staan in bijlage III weergegeven als zijnde "overzicht randvoorwaarden spanningsberekening".

De resultaten van de spanningsberekening van de vakken G&H staan in bijlage III.1.1.

12.2.3 Berekening B

Berekening B is qua opzet gelijk aan berekening A. Berekening B is alleen gemaakt voor vak F van de HOV tunnel en vak T van de Spoortunnel. De mengselgegevens voor deze vakken blijven hetzelfde. De onderwaterbetonvloerdikte gaat van 1.3m (vak G&H) naar 1.0m (vak F en vak T), tevens verandert de palenconfiguratie. De afmetingen van de verschillende vakken staan in figuur 12.2. De berekeningsresultaten van berekening B staan in bijlage III.1.2.



figuur 12.2 palenconfiguraties van de tunnelvakken

12.2.4 Vergelijking berekening A en B (mechanisme 2)

In de eerste berekening van dit hoofdstuk is gekeken naar de kans op scheurvorming in de constructievloeren in de fase dat deze vloeren net gestort zijn. Berekening A is bedoeld om de kritische gebieden aan te geven en de kans op scheurvorming te bepalen in de vloermoten van de vakken G&H. Te zien in de bijlagen is dat het kritische gebied in het midden van de vloeren zit. De kans op scheurvorming blijft echter tussen de waarde 0.7 en 1.0. Vervolgens is dezelfde berekening nogmaals uitgevoerd voor vak T (spoortunnel) en vak F (HOV tunnel). Hiervoor zijn andere mechanische randvoorwaarden ingevoerd, zoals een dunnere onderwaterbetonvloer en andere palenconfiguraties. De resultaten laten zien dat de kans op scheurvorming afneemt, zowel in de lengte van de vloer als de hoogte van de constructievloer. In hoofdstuk 11 is reeds bewezen dat een toename van de onderwaterbetonvloerdikte ertoe leidt, dat de verandering van vervormingen groter wordt. Dit fenomeen is in de berekening duidelijk naar voren gekomen. De invloed van de palen komt ook duidelijk naar voren omdat bij een gelijkblijvende dikte van de onderwaterbetonvloer (vak F en vak T) de gebieden met risico op scheurvorming verschillend zijn. Dit komt door de verandering van de palen op de kromming van de vloer tijdens de verharding van de constructievloer.

In de plaatjes van de "kans op scheurvorming" is te zien dat bij vak G&H de kans op scheurvorming groter is in het gebied waar de palen niet doorlopen in de constructievloer. De palenconfiguratie van vak T is gelijk aan die van G&H, alleen loopt de middelste rij palen wel door in de constructievloer. De kans op scheurvorming wordt in dat gebied ook duidelijk kleiner.

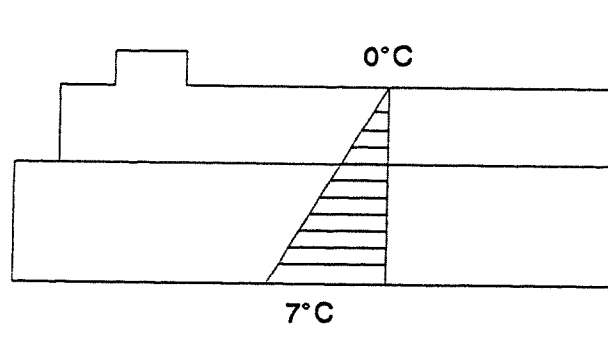
12.3 Verhard beton (Mechanisme 3A)

12.3.1 Inleiding

De berekening van mechanisme 3A is uitgevoerd met behulp van het eindige elementen pakket ANSYS, voor achtereenvolgens berekening A en berekening B.

Centraal in deze berekeningen is een opgelegde temperatuurgradiënt in de wintersituatie.

Verondersteld wordt een temperatuurgradiënt over de gehele samengestelde vloer. Tijdens de metingen in februari 1996 is gebleken dat er meer lekkende scheuren bijgekomen waren in de tunnelmoten van vak G&H van de HOV tunnel. Het feit dat de scheuren toen ook nog watervoerend waren betekent dat de temperatuur in de vloer niet onder het vriespunt is geweest. Het opgelegde temperatuurverloop (T_{opg}), die zowel voor berekening A als voor berekening B is gebruikt is in figuur 12.3 weergegeven. De temperatuur onder de onderwaterbetonvloer is gelijk aan de grondtemperatuur en de temperatuur in de tunnel is gelijk aan 0°C .



figuur 12.3 opgelegde temperatuurgradiënt (T_{opg})

In deze paragraaf is de invloed van de specietemperatuur van de constructievloer en de onderwaterbetonvloer meegenomen. De specietemperaturen zijn sterk afhankelijk van de omgevingstemperatuur op de stortdata van de vloermoten. De specietemperatuur wordt gezien als de temperatuur van het beton (de specie) waarvoor het beton spanningsloos is. Vanaf deze temperatuur (T_{ref}) zullen zich spanningen opbouwen bij een temperatuurverandering van de vloer door seizoensinvloeden.

Opvallend is dat vloeren met specietemperaturen vanaf $\pm 15^{\circ}\text{C}$ gescheurd zijn en vloeren met een lagere specietemperatuur (nagenoeg) niet. De specietemperaturen en de stortdata zijn weergegeven in tabel 12.2. Er is gerekend met specietemperaturen voor een ongunstige situatie. Deze waarden staan vermeld in tabel 12.1.

De mechanische randvoorwaarden die de vloer verhinderen te vervormen in zijn vrijheidsgraden blijven uiteraard hetzelfde als die gebruikt zijn in de berekening van mechanisme 2 (verhardende constructievloer op een onderwaterbetonvloer).

Verder is de temperatuurverandering voor de berekeningen van mechanisme 3A, die de vloer wil laten vervormen gedefinieerd als in (12.1).

$$\Delta T = T_{ref} - T_{opg} \quad (12.1)$$

12.3.2 Berekening A

Voor mechanisme 3A is berekening A uitgevoerd voor vak G&H. De temperatuurverandering (ΔT) die op deze vloer staat is te berekenen met (12.1). De bijbehorende waarden zijn in tabel 12.1 en figuur 12.2 af te lezen.

In tabel 12.1 zijn de gebruikte waarden voor de berekening vermeld.

vloerdeel	T_{ref}
constructievloer	22 °C
onderwaterbetonvloer	17 °C

tabel 12.1 refentietemperaturen

De resultaten van de berekening staan vermeld in bijlage III.2.1. Het overzicht van de spanningen vertoont weer hetzelfde beeld als het overzicht van de spanningen van mechanisme 2 (verhardende constructievloer op een onderwaterbetonvloer). Het verschil is dat de kans op scheurvorming in de constructievloer nu groter is dan bij mechanisme 2.

12.3.3 Berekening B

Deze berekening is identiek aan berekening A van dit mechanisme. Het enige verschil zit weer in de mechanische randvoorwaarden. Dezelfde twee situaties zijn berekend als in paragraaf 12.3.2. voor respectievelijk vak F (HOV tunnel) en vak T (spoortunnel). Hieruit kan weer de invloed van de dikte van de onderwaterbetonvloer en de aanwezige palen in de vloeren bepaald worden.

De resultaten staan vermeld in bijlage III.2.2 in bovenstaande volgorde.

12.3.4 Vergelijking berekening A en B (mechanisme 3A)

In de berekeningen A en B van de reeds verharde vloer (mechanisme 3A) is de invloed van de specietemperatuur meegenomen als een referentietemperatuur waarbij de vloer spanningsloos wordt verondersteld. Bij eenzelfde temperatuurdaling over de doorsnede blijkt de opgelegde temperatuurbelasting bij een hogere referentietemperatuur groter te zijn dan bij een lagere referentietemperatuur. Dit resulteert in grotere opgelegde rekken c.q. krommingen wat bij gelijke verhinderingsgraad leidt tot grotere spanningen. De mechanische randvoorwaarden zijn in deze berekening hetzelfde als voor mechanisme 2. De gebieden met de grootste kans op scheurvorming beginnen dus wederom vanuit het midden van de vloer en zullen weer groter worden naarmate de onderwaterbetonvloer dikker wordt en de kromming meer verhinderd wordt door meer palen.

Tevens is het kritieke gebied (rood in het plaatje "kans op scheurvorming") bij vak G&H, weer groter en over een groter gedeelte van de constructievloerhoogte, als bij vak F en vak T. Bij vak T is ook goed te zien dat het kritieke gebied beter verdeeld is over de breedte van de vloer dan bij vak F. De oorzaak hiervan is dat de palen bij vak F meer naar het midden van de vloer georiënteerd staan (zie figuur 12.2) en daar de kromming van de vloer sterk verhinderd wordt.

VLOER	STORTDATUM	SPECIETEMPERATUUR
H1	10-02-1995	12
H2	21-02-1995	12
H3	14-02-1995	13
H4	06-03-1995	11
H5	24-02-1995	11
H6	17-03-1995	12
H7	28-04-1995	16
H8	11-05-1995	17
H9	21-03-1995	14
H10	23-05-1995	19
H11	15-05-1995	15
H12	08-06-1995	16
H13	23-05-1995	16
H14	21-06-1995	20
H15	14-06-1995	18
H16	28-06-1995	21
G1	16-08-1995	18
G2	02-08-1995	24
G3	11-08-1995	23
G4	28-07-1995	25
G5	09-08-1995	24
G6	07-07-1995	24
G7	19-07-1995	24
G8	11-07-1995	26

tabel 12.2 stortdata en speciетemperaturen vak G&H

12.4 Invloed van de wapening

12.4.1 Inleiding

In deze paragraaf is de invloed van de wapening bepaald. De centrale vraag in deze paragraaf is: Heeft het wapeningspercentage en de staafdiameter invloed op de scheurvorming in tunnelvloeren?

12.4.2 Gewapend betonnen trekstaaf

Het gedrag van een gewapend betonnen trekstaaf is reeds beschreven in hoofdstuk 5.1.1. De karakteristieke kracht-vervormings relatie kan in drie takken worden verdeeld.

In de eerste tak, de ongescheurde trekstaaf, wordt het punt ϵ_{cr} bepaald door de breukrek van het beton. Bij een grotere vervorming ontstaat de eerste scheur bij een kracht N_{cr} . De trekstaaf reageert in zijn geheel voor $N < N_{cr}$ nagenoeg lineair-elastisch. Omdat de vervorming opgelegd is aan de trekstaaf en na scheuren de stijfheid afneemt, zal ook de kracht N_{cr} na scheurvorming afnemen.

De tweede tak wordt bepaald door de gemiddelde rek bij de eerste scheur (ϵ_{cr}) en de gemiddelde rek waarbij het scheurenpatroon voltooid is (ϵ_{icc}). In deze tak ontwikkelt zich het scheurenpatroon.

In de scheur wordt de trekkracht N opgenomen door de wapening. De kracht in de wapening wordt via aanhechtspanningen, tussen de wapening en het beton, in het beton geleid. De lengte waarover dit gebeurt wordt de overdrachtslengte genoemd. Indien de opgelegde vervorming na het ontstaan van de eerste scheur toeneemt, zal ook de kracht N in de staaf toenemen totdat opnieuw de scheutrekkracht N_{cr} bereikt wordt. Dit gaat door totdat een voltooid scheurenpatroon ontstaan is. De treksterkte van het beton varieert over de lengte van de trekstaaf. Als gevolg hiervan zal de trekstaaf scheuren op de zwakste plek.

In de derde tak van het N - ϵ diagram wordt het aantal scheuren, dus de scheurafstand constant verondersteld. Een toenemende opgelegde vervorming zal de scheurwijdte doen toenemen in de bestaande scheuren. Ook zal de staalspanning ter plaatse van de scheur toenemen totdat de vloeispanning bereikt is.

12.4.3 Bepaling invloed wapening

Uit de metingen in de HOV tunnel is gebleken dat de scheurwijdte niet onderhevig is aan veranderingen. Er kwamen in de loop der tijd wel meer scheuren bij. Deze stellingen zijn ontleend aan de meetresultaten uit bijlage II. Hieruit kan geconcludeerd worden dat het proces zich bevindt in de tak van het onvoltooide scheurenpatroon.

Bij iets opvoeren van de trekkracht boven de waarde N_{cr} bezwijkt het beton plaatselijk. Er ontstaat een scheur. Dit betekent dat het beton op die plaats geen trekkracht meer kan opnemen. Het beton is in twee, volledig gescheiden delen gesplitst. Wanneer de trekkracht gelijk blijft moet plotseling het staal de gehele trekkracht overnemen. De staalspanning is dan te berekenen met:

$$\sigma_{s,cr} = \sigma_{cr-2} \left(\frac{1}{\omega} + n \right) \quad (12.2)$$

De uittrekking van de staaf uit het beton wordt als volgt berekend:

$$\delta_{cr} = \left(\frac{1+N}{2} \cdot \frac{\phi_k}{4} \cdot \frac{1}{C.E_s} \cdot \frac{\sigma_{s,cr}^2}{1+n.\omega} \right)^{\frac{1}{1+N}} \quad (12.3)$$

De scheurwijdte is gedefinieerd als:

$$w_{cr} = 2.\delta_{cr} \quad (12.4)$$

In tabel 12.3 staan de resultaten weergegeven van de berekening van de scheurwijdten voor de verschillende vakken.

De berekeningen zijn gemaakt met de waarden van σ_{cr} voor een lange trekstaaf (σ_{cr-1}) en een korte trekstaaf (σ_{cr-2}). Te zien in tabel 12.3 is dat de spanning in het staal bij vak G&H zich op een gegeven moment in het vloeigebied van het staal bevindt. Op dat moment gelden de vermelde formules ter bepaling van de scheurwijdte niet meer. De staalspanning in de wapening van vak T en vak F bevindt zich voor beide gevallen niet in het vloeigebied. Dit is verklaarbaar door een hoger wapeningspercentage voor die vakken.

	vak F		vak T		vak G&H	
ϕ_k (mm)	20		20		16	
ω_s (-)	0.0045		0.0045		0.0038	
σ_{cr-1} (N/mm ²)	1.75	2.1	1.75	2.1	1.75	2.1
σ_{cr-2} (N/mm ²)						
L (mm)	20000		20000		20000	
N (-)	0.18		0.18		0.18	
C (N/mm ²)	14.82		14.82		14.82	
σ_{scr} (N/mm ²)	400	480	400	480	472	566
w_{cr} (mm)	0.39	0.54	0.39	0.54	0.43	n.v.t.

tabel 12.3 berekeningsresultaten

12.4.4 Minimum wapeningspercentage

De berekening van het minimum wapeningspercentage [26] van op een trek belast constructieonderdeel is te splitsen in twee gevallen:

- 1) korte duur
- 2) lange duur

Het minimum wapeningspercentage is te berekenen met behulp van de volgende formule:

$$\omega > \frac{f_{ctm,0}}{f_{sy} - \epsilon_{cr} E_s} \quad (12.5)$$

Voor de korteduur gelden de volgende waarden van de grootheden:

$$\begin{aligned}
 \text{met: } f_{ctm,0} &= 3,5 \text{ N/mm}^2 \text{ voor B35} \\
 f_{sy} &= 500 \text{ N/mm}^2 \text{ voor FeB500} \\
 \epsilon_{cr} &= 120 \cdot 10^{-6} \text{ [26, blz 147]} \\
 E_s &= 210000 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \omega_{\min} = 0.74\%$$

Voor de langeduur gelden de volgende waarden van de grootheden:

met: $f_{ctm,w}$	=	2,1 N/mm ² voor B35
f_{sy}	=	500 N/mm ² voor FeB500
ϵ_{cr}	=	$120 \cdot 10^{-6}$ [26, blz 147]
E_s	=	210000 N/mm ²

De conclusie uit de berekeningen en uit de metingen is dat mechanisme 3A het mechanisme is van de scheurvorming in de constructievloeren. Dit mechanisme zou pas maanden na het storten van de constructievloeren kunnen optreden. Hierdoor moet er dus gerekend worden met de waarde van f_{ctm} voor de lange duur. De waarde van het minimumwapeningspercentage voor de langeduur staat in tabel 12.4 met de wapeningspercentages voor de beschouwde tunnelvakken.

	ω_{min}	vak T,F	vak G&H
lange duur	0.44%	0.45%	0.38%

tabel 12.4 wapeningspercentages

12.4.5 Conclusie

Het proces naar scheurvorming toe is onafhankelijk van de wapeningspercentages, maar is alleen afhankelijk van de breukrek van het beton. Wanneer de breukrek bereikt wordt, zal het staal de kracht over moeten nemen. Vanaf dit moment gaat de wapening een belangrijke rol spelen. De scheurwijdte neemt af bij een toename van het wapeningspercentage. Hierdoor kan er door een toename van het wapeningspercentage een afname van de watervoerende capaciteit bereikt worden van de scheuren.

12.5 Berekening C

12.5.1 Inleiding

Berekening C is gemaakt om de invloed van de parameters, genoemd in de inleiding van dit hoofdstuk, te schatten en om een verband te kunnen leggen met de gevonden theoretische graad van verandering, behandeld in hoofdstuk 11.

Er worden drie situaties bekeken:

1) Een samengestelde vloer:	-	constructievloerdikte	=	0.7m
	-	onderwaterbetonvloerdikte	=	1.0m
2) Een samengestelde vloer:	-	constructievloerdikte	=	0.7m
	-	onderwaterbetonvloerdikte	=	1.3m
3) Een samengestelde vloer:	-	constructievloerdikte	=	0.7m
	-	onderwaterbetonvloerdikte	=	2.0m

12.5.2 Invloed van de onderwaterbetonvloer

Voor elke situaties zijn de spanningen en is de sterkteontwikkeling berekend. De betonsamenstellingen en de verhardingsomstandigheden zijn voor de drie situaties identiek.

Om de resultaten van de drie vloeren te kunnen vergelijken is de uitvoer van de berekening gegeven in het verloop van de kans op scheurvorming. De kans op scheurvorming is gedefinieerd als het quotiënt van de ontwikkelde spanningen in de lengterichting van de vloer met de ontwikkelde treksterkte van het beton. De legenda bij de uitvoer in de bijlagen geeft de grootte hiervan weer. De kans op scheurvorming wordt groter wanneer dit quotiënt groter wordt.

Om alleen de invloed van de onderwaterbetonvloer op verlengen en verkorten te bepalen is in de eerste berekening het krommen van de vloer toegelaten. De resultaten staan voor de drie vloeren in bijlage III.3.1. Hieruit is af te leiden dat bij een toenemende dikte van de onderwaterbetonvloer, waarbij kromming toegelaten wordt, de kans op scheurvorming toeneemt.

Echter, in de drie beschouwde gevallen blijft de kans op scheurvorming in het minst gunstigste geval nog onder de 0.7.

Wanneer nu de vloer verhinderd wordt te krommen (door de palen) in de berekening kan de invloed van de palen op de graad van verandering bepaald worden. Deze berekening is in de volgende paragraaf uitgevoerd voor dezelfde drie samengestelde vloeren.

12.5.3 Invloed van de palen

In hoofdstuk 11 is geconcludeerd dat de palen de vervormingen in lengterichting van de vloer niet verhinderen, maar dat de palen alleen de kromming van de vloer willen verhinderen.

Dezelfde vloeren zijn nog een keer berekend, maar nu kunnen de vloeren niet krommen als gevolg van de verhindering van de kromming door de palen.

De resultaten zijn in bijlage III.3.2 opgenomen. Hieruit valt af te leiden dat de kans op scheurvorming aanzienlijk vergroot wordt wanneer dezelfde vloeren verhinderd worden te krommen. Tevens is deze kans op scheurvorming over de gehele breedte en dikte van de vloer terug te zien.

Tot slot is er nog een berekening gemaakt indien er geen onderwaterbetonvloer aanwezig is, maar alleen palen. Dit kan beschouwd worden als het storten van een gewapende onderwaterbetonvloer, die uiteindelijk gebruikt zal gaan worden als de definitieve tunnelvloer. Het resultaat (blz III.29) van de berekening is dat kans op scheurvorming in een dergelijke vloer bijna nul is.

13 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

13.1 Inleiding

Uit dit onderzoek kunnen enkele conclusies getrokken worden. In het voorwoord en de inleiding van dit rapport is reeds het tweezijdige karakter genoemd ten aanzien van het onderzoek. Daarom is in dit laatste hoofdstuk een onderscheid gemaakt tussen algemene conclusies en conclusies ten aanzien van de oorzaken van de scheurvorming in de tunnelvloeren van de vakken G&H (HOV tunnel).

Tevens zijn er aanbevelingen gedaan op basis van dit onderzoek.

13.2 Algemene conclusies

De twee mechanismen, die berekend zijn in dit rapport kunnen beide de oorzaak zijn van de scheurvorming van de constructievloeren.

Mechanisme 2, een verhardende constructievloer op een onderwaterbetonvloer, hoeft niet direct tot scheurvorming te leiden, maar is afhankelijk van een aantal factoren.

Ten eerste zullen de spanningen toenemen met een toename van de dikte van de onderwaterbetonvloer. De onderwaterbetonvloer verhindert de constructievloer te verlengen of te verkorten, afhankelijk van het tijdstip van het verhardingsproces.

Ten tweede leidt de aanwezigheid van de palen in de onderwaterbetonvloer ertoe dat de rotaties van de verhardende constructievloer verhinderd worden. De paalafstand heeft een kleine invloed op de grootte van de verandering.

Het feit dat de kans op scheurvorming tussen de 0.7 en 1.0 ligt, wil zeggen dat bij dit mechanisme een aantal vloeren zullen scheuren en een aantal niet. De plaats waar de kans op scheurvorming het grootst is, komt overeen met de plaats waar de scheuren gemeten zijn. Deze scheuren zullen zich manifesteren binnen een maand na het storten van de constructievloer. Scheuren die later ontstaan worden niet door dit mechanisme veroorzaakt. Hiervoor is mechanisme 3A verantwoordelijk.

Bij mechanisme 3A, een temperatuurbelasting op de vloeren, spelen dezelfde factoren als bij mechanisme 2 een rol.

Een extra factor die dit mechanisme versterkt is het verschil in referentietemperaturen van verschillende vloermoten. Deze referentietemperatuur is afhankelijk van de specietemperatuur. Hoe hoger deze temperatuur, hoe groter de kans op scheurvorming. Ook een verschil in referentietemperatuur tussen de onderwaterbetonvloer en de constructievloer is van groot belang. Dit verschil zal bij constructievloeren, die in de winter gestort zijn, kleiner zijn dan die in de zomer gestort zijn. Dit grotere verschil resulteert in een grotere kans op scheurvorming.

Evenals bij mechanisme 2 is de plaats waar de kans op scheurvorming het grootst is, de plaats waar de scheurvorming optreedt de constructievloeren. De toename van de scheurvorming is geconstateerd in de winterperiode. In deze periode (winter '95/'96) is het mogelijk dat er een grote temperatuurgradiënt ontstond. Dit in relatie met de eerder vermelde referentietemperaturen heeft ertoe geleid dat de scheurvorming is ontstaan of zich verder ontwikkeld heeft.

Uit een berekening van de scheurwijdte voor de tunnelvakken blijkt dat de staalspanningen bij scheurvorming in de buurt van de vloeigrens van het staal liggen. Tevens blijkt uit een berekening dat het minimum wapeningspercentage van een door trek belaste staaf groter moet zijn dan 0.74% bij kort durende belastingen en 0.44% bij lang durende belastingen.

13.3 Conclusie scheurvorming HOV tunnel vak G&H

Ten aanzien van de scheurvorming van de vakken G&H kan geconcludeerd worden dat:

- 1) De palenconfiguratie en de paalafstand van ondergeschikt belang is.
- 2) De grotere dikte van de onderwaterbetonvloer bepalend geweest is.
- 3) Het wapeningspercentage beneden het minimum wapeningspercentage ligt.

13.4 Aanbevelingen

Het feit dat mechanisme 3A de hoofdoorzaak is, heeft tot gevolg dat het probleem structureel is. Bij het afwerken van de tunnelvloeren zal hiermee rekening gehouden moeten worden.

Afhankelijk van de toepassing van de tunnel zal bekeken moeten worden in hoeverre scheurvorming in tunnelvloeren toelaatbaar is. Aanbevolen wordt de volgende mogelijke oplossingen om scheurvorming te voorkomen, nader te onderzoeken:

- Het toepassen van een glijdlaag tussen de onderwaterbetonvloer en de constructievloer. Met deze oplossing wordt voorkomen dat de onderwaterbetonvloer de opgelegde vervorming verhindert. Het nadeel hiervan is dat de palen, die doorlopen in de constructievloer, afschuiven.
- Het vervangen van de onderwaterbetonvloer en de constructievloer door één gewapende onderwaterbetonvloer. Deze oplossing combineert de functie van tijdelijke bouwputvloer met de functie van de definitieve constructievloer. Het voordeel is dat beide mechanismen in sterk verminderde mate kunnen optreden. Nadelen zullen zijn: de lagere haalbare sterkte van het beton en de uitvoerbaarheid.

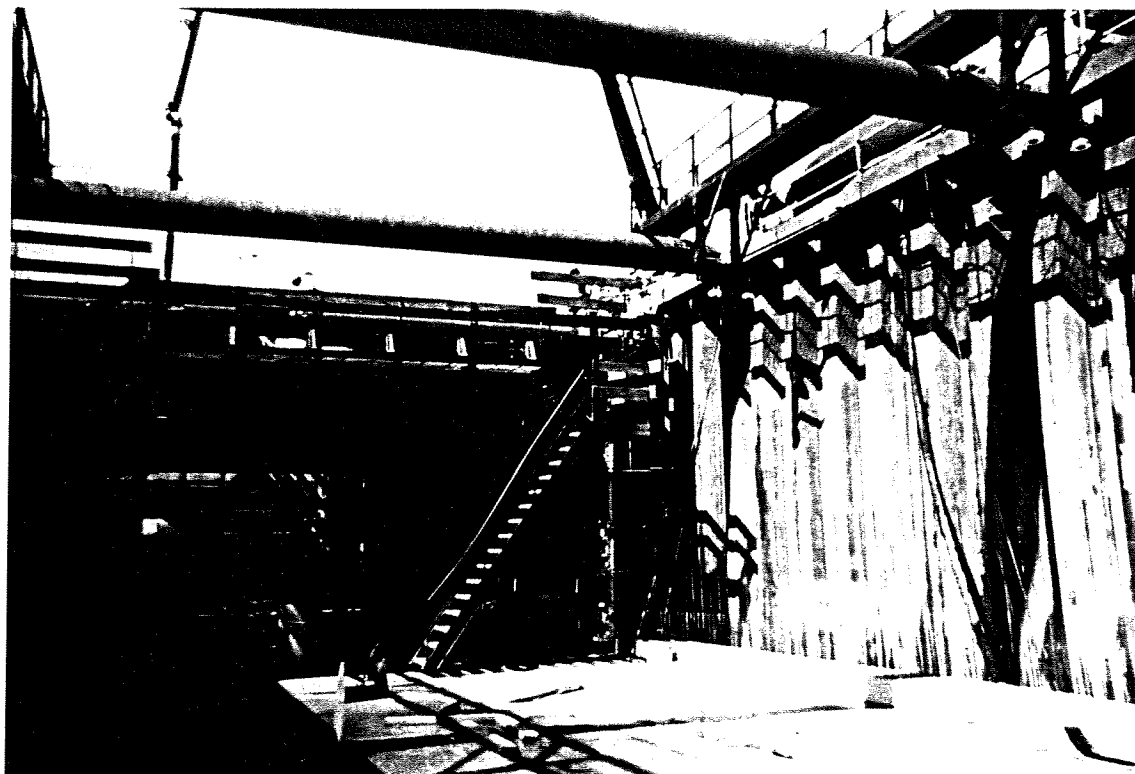
De haalbaarheid van deze mogelijke oplossingen zullen nader onderzocht moeten worden.

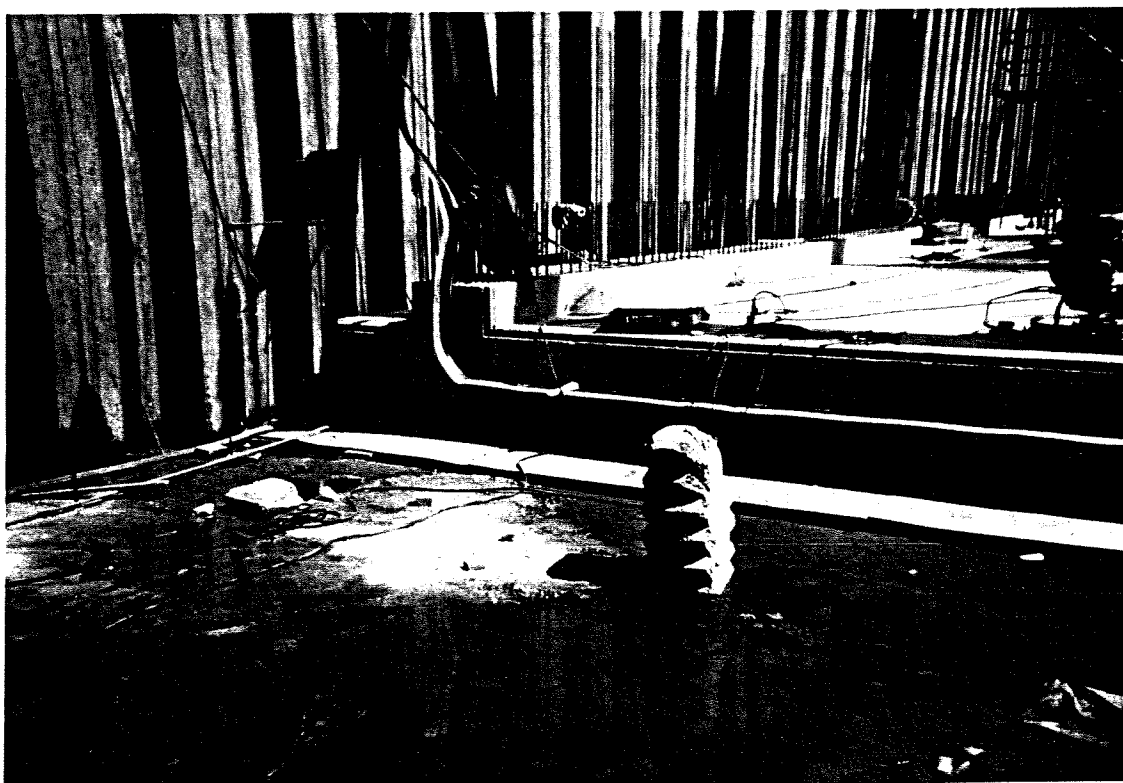
14 REFERENTIES

1. Bakker, R.F.M., Sitter, W.R. de: "Leidt krimp tot scheurvorming?". Cement, nr. 6, 1993
2. Heegstra, C., Kuiper, J.C., Smit, D.R.: "Discussienota Temperatureffecten ROBB". STUVO rapport, nr. 48
3. Breugel, K. van, Wagenaars, W.G.L.: "Waterdicht construeren: Koelen of wapenen?". Cement, nr. 6, 1993
4. Bouwmeester, W.J.: "Achtergronden temperatuur- en spanningsberekeningen VBS-FeC₃S"
5. Heyningen, M.L.A. van: "Beheersing van scheurvorming door numerieke simulatie van spanningsontwikkeling in verhardend beton". Rapport S 544
6. Brakel, J.: "Beton in de waterbouwkunde, Temperatuurproblemen"
7. VNC BETONIEK, 8-25
8. TU-Delft, Studiedag: "Ontwerpen van betonconstructies belast door opgelegde temperatuur- en krimpvervormingen", 28 maart 1996
9. Walraven, J.C.: "Collegedictaat g20A Gewapend beton"
10. Reinhardt, H.W.: "Beton als constructiemateriaal eigenschappen en duurzaamheid"
11. CUR-rapport 79: "Platen algemeen"
12. GTB, deel 2: "Grafieken en tabellen voor beton"
13. CUR-rapport 6: "Het verwerken van beton bij lage temperaturen"
14. Vis en Sagel: "Constructief ontwerpen in beton"
15. CUR-rapport 88: "Scheurvorming in jong beton"
16. CUR-rapport 85: "Scheurvorming door krimp en temperatuurwisseling in wanden"
17. CUR-rapport 80: "Rekenregels gelijkmatig verdeelde belasting op platen"
18. CUR-rapport 114: "Betonmechanica"
19. KIVI publicatie 73/008: "Temperatuursinvloeden op tunnelconstructies"
20. KIVI maart 1973: "Waterdichtheid van tunnels"
21. Bruggeling, A.S.G.: "Opgelegde vervormingen en scheurwijdte"
22. Breugel, K. van: "Temperatureffecten in betonconstructies, collegedictaat G27"
23. Wessels, J.: "Temperatureffecten in gefaseerd gestorte betonconstructies ten gevolge van het verhardingsproces", afstudeerverslag TU Delft
24. Boef, E.M. den: "Scheurvorming in tunnelvloeren", eerste rapport maart 1996
25. Bouma, A.L.: "Mechanica van constructies" Collegedictaat B13 TU Delft
26. Bruggeling, A.S.G.: "Gewapend beton, deel 1 en deel 2"
27. Bouwmeester, W.J., Schillings, J.J.M.: "Finite element Concrete Curing Control System" User's manual

BIJLAGE I

FOTO'S

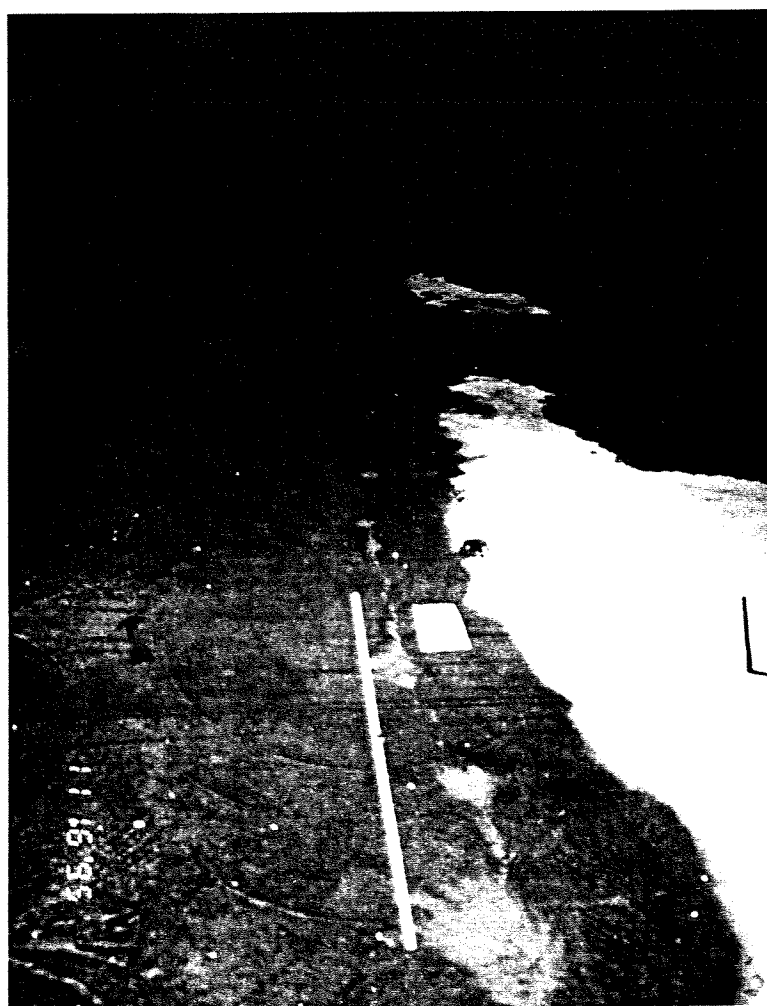
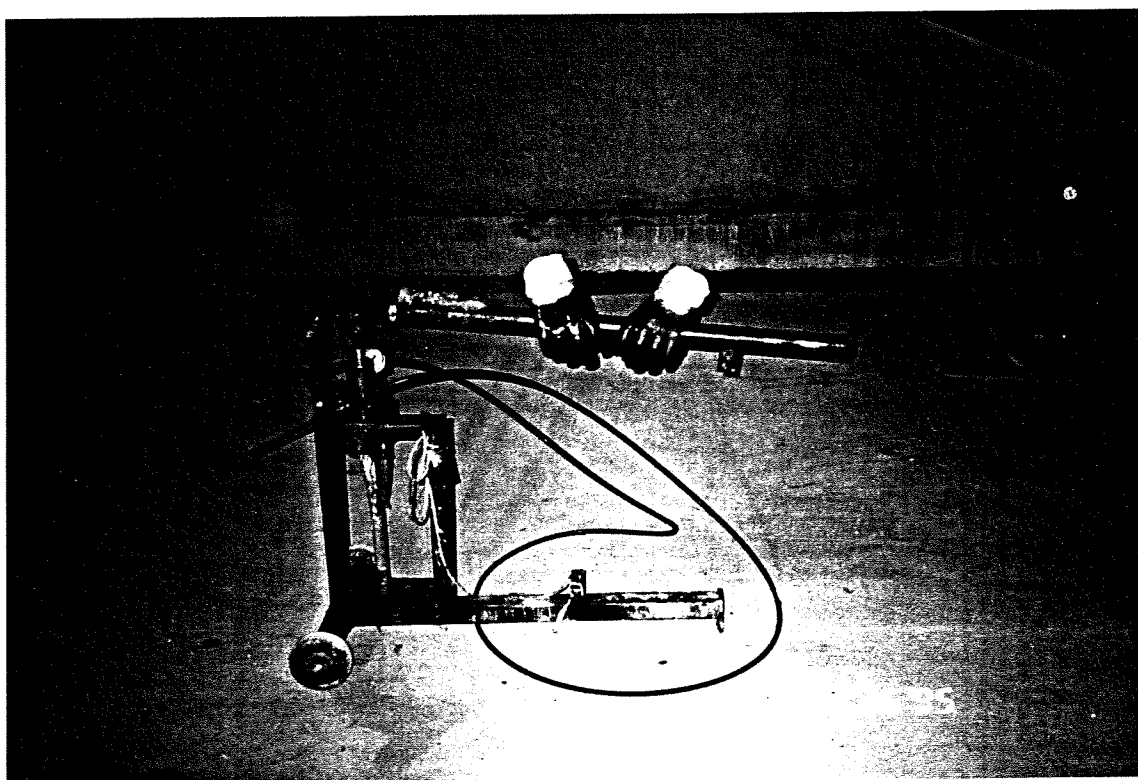


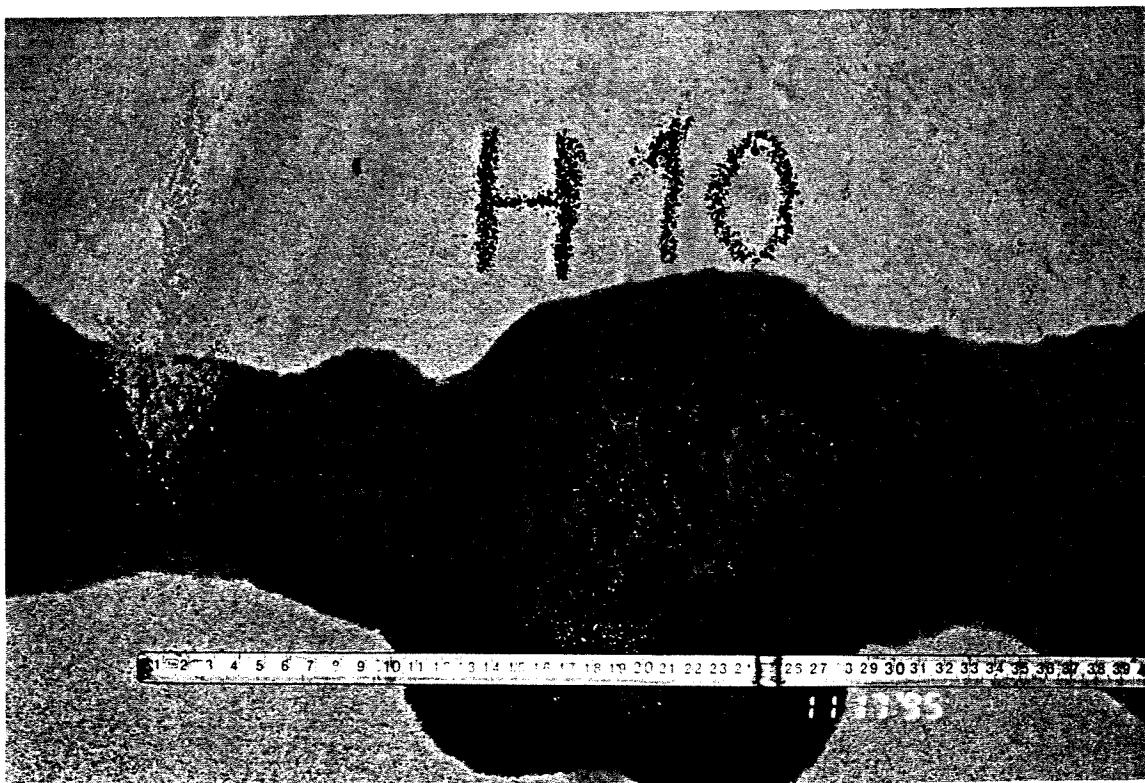
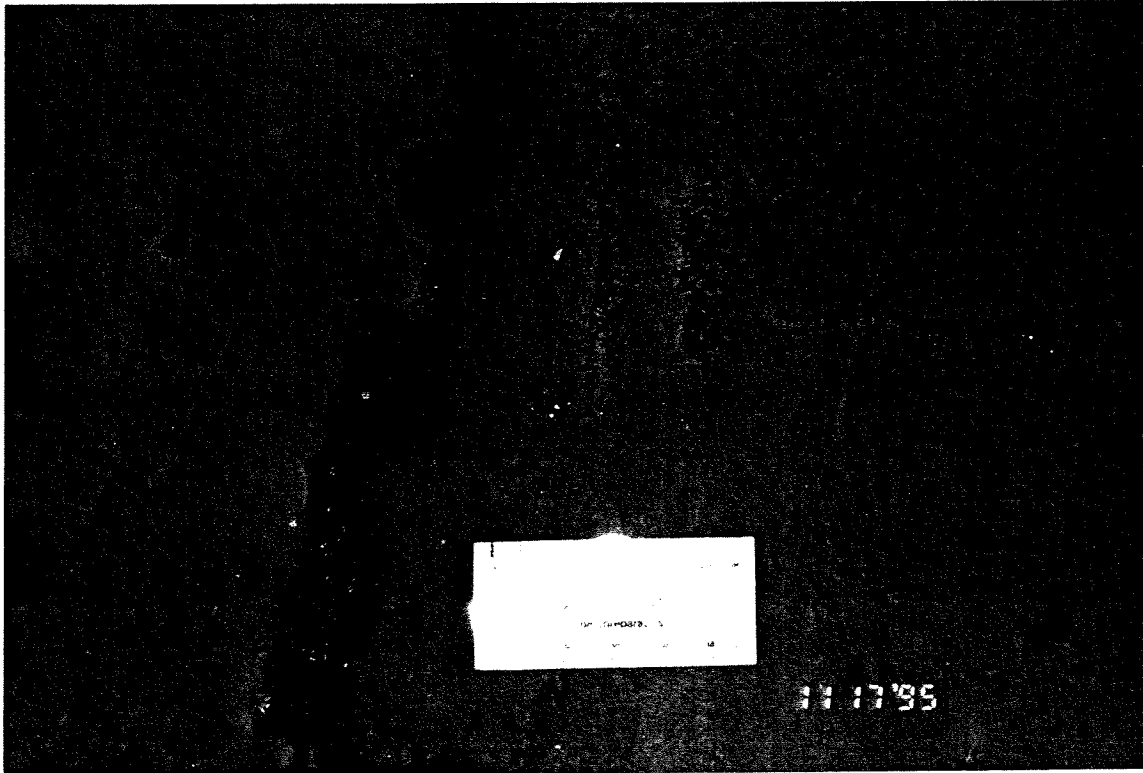


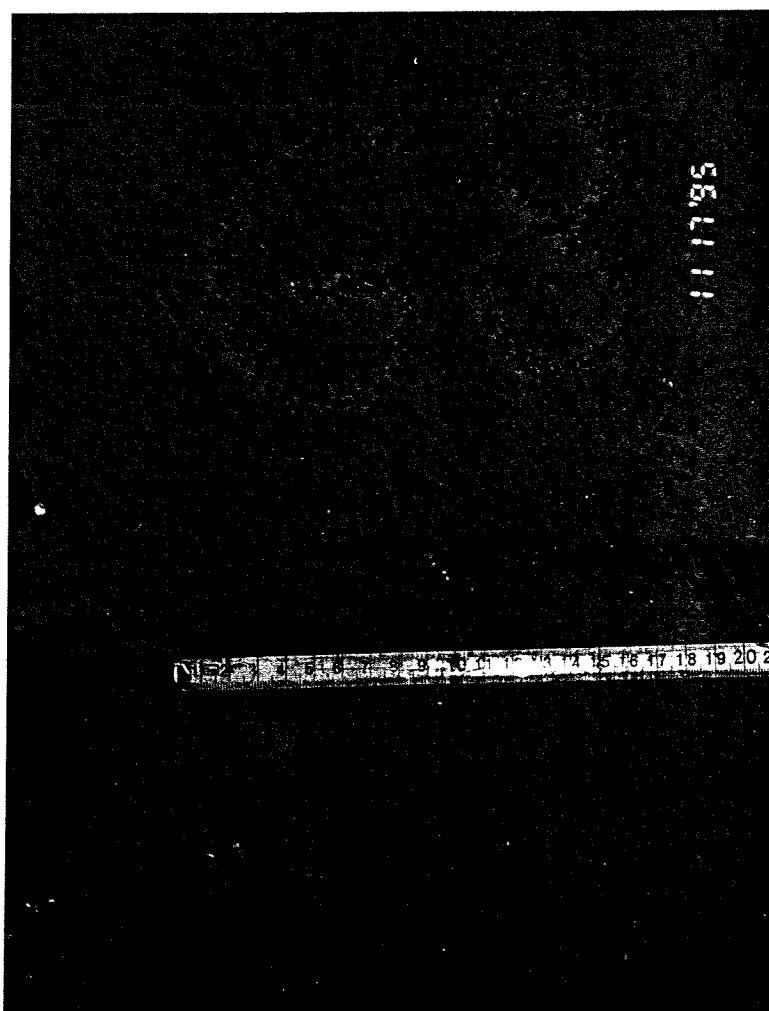
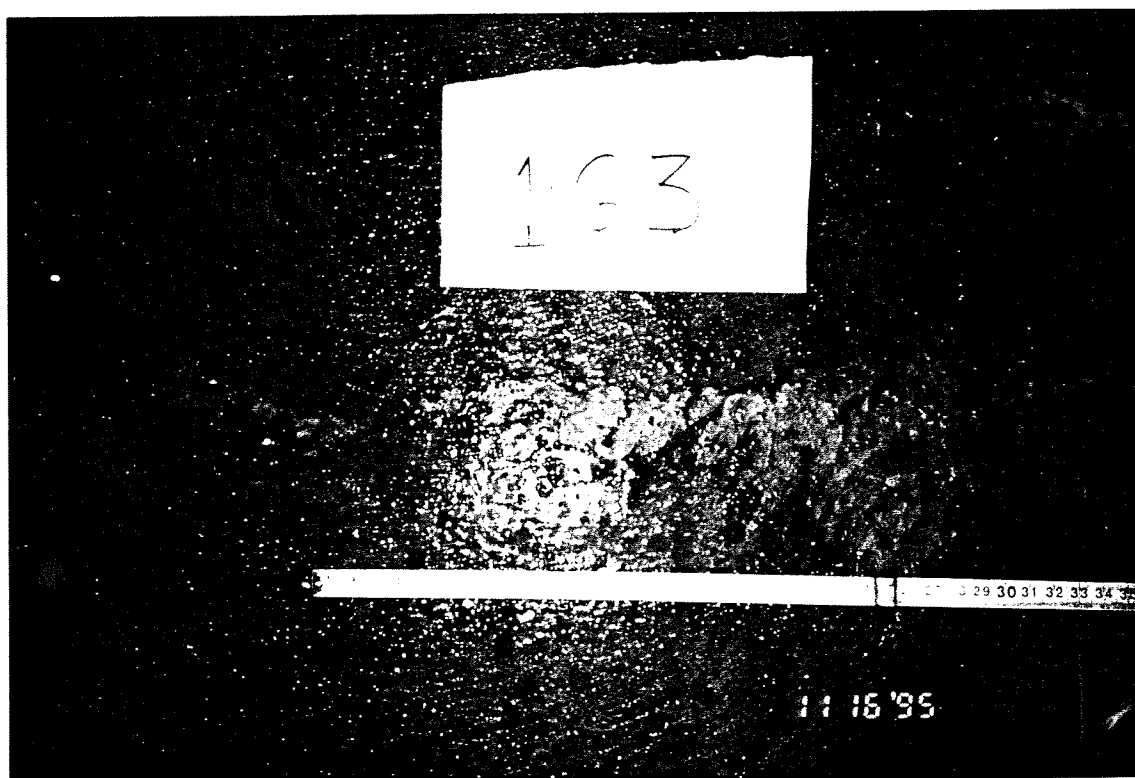












BIJLAGE II

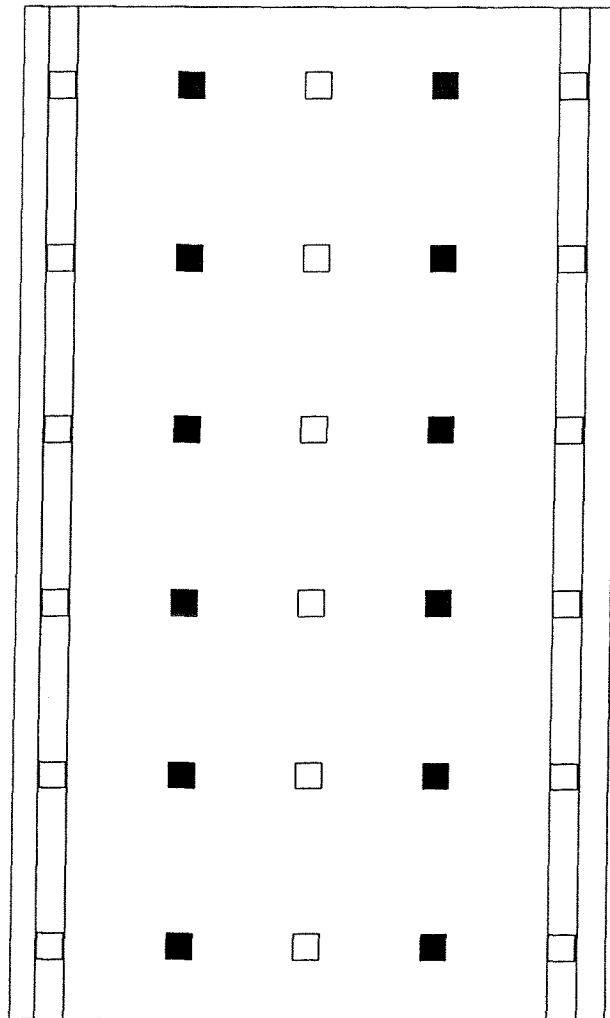
MEETRESULTATEN

- II.1 SCHEURBEELD
- II.2 MEETBLAD
- II.3.1 MEETRESULTATEN MOOT H4
- II.3.2 MEETRESULTATEN MOOT H7
- II.3.3 MEETRESULTATEN MOOT H8
- II.3.4 MEETRESULTATEN MOOT H12
- II.3.5 MEETRESULTATEN MOOT F
- II.4 RESULTATEN TEMPERATUURMETINGEN

BIJLAGE II.1

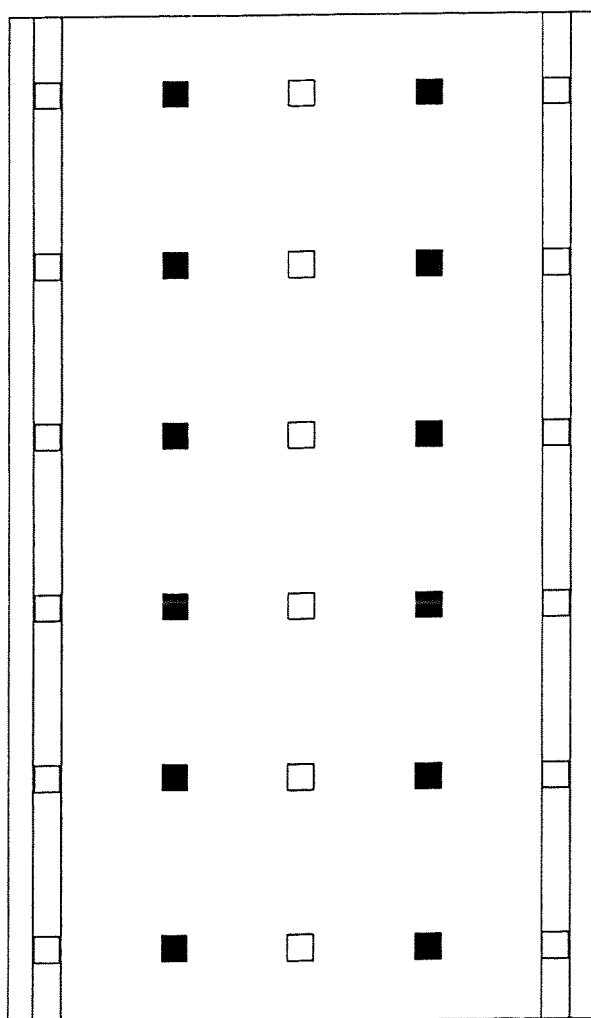
SCHEURBEELD

MOOT H1



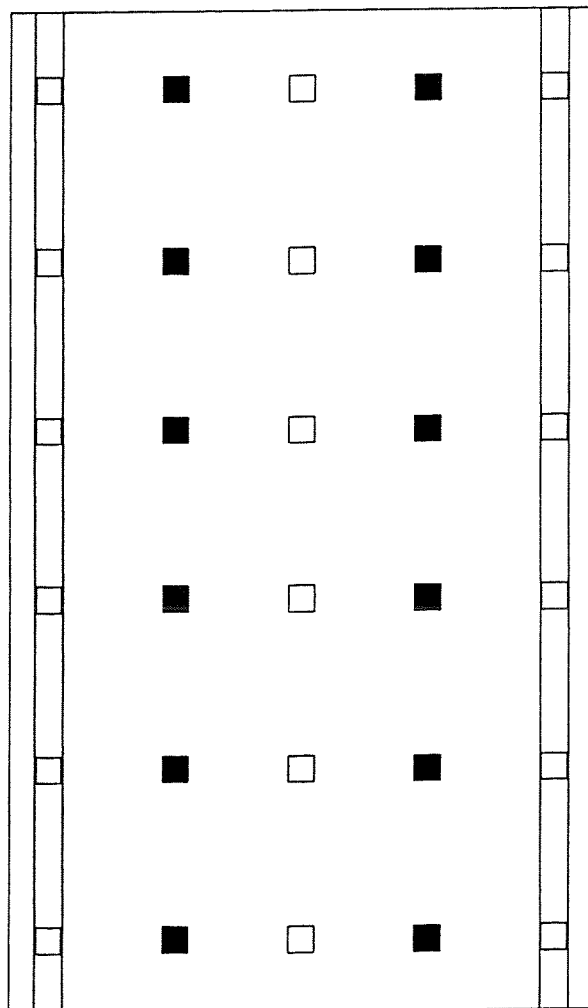
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H2



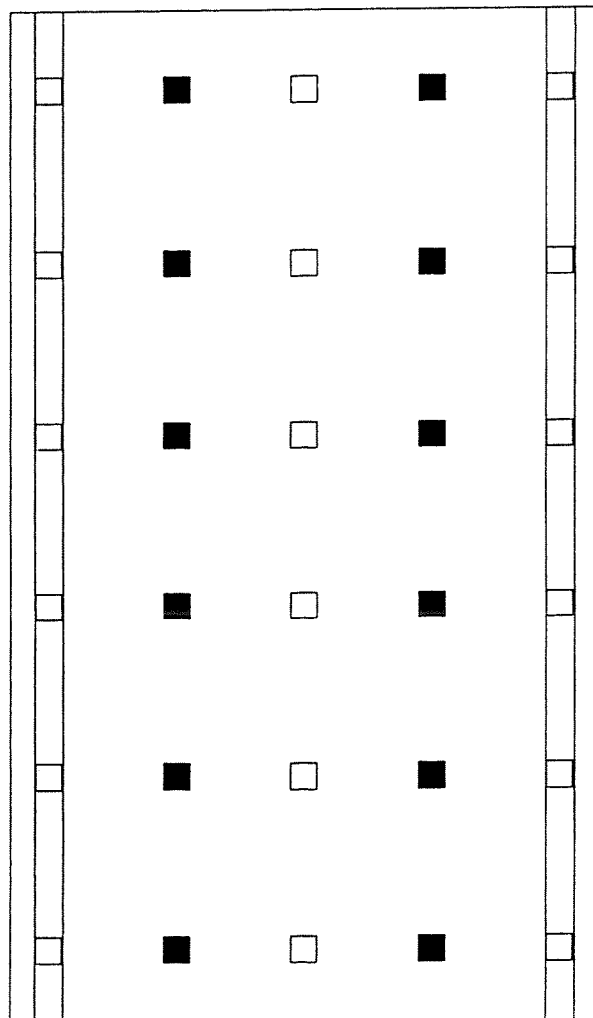
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H3



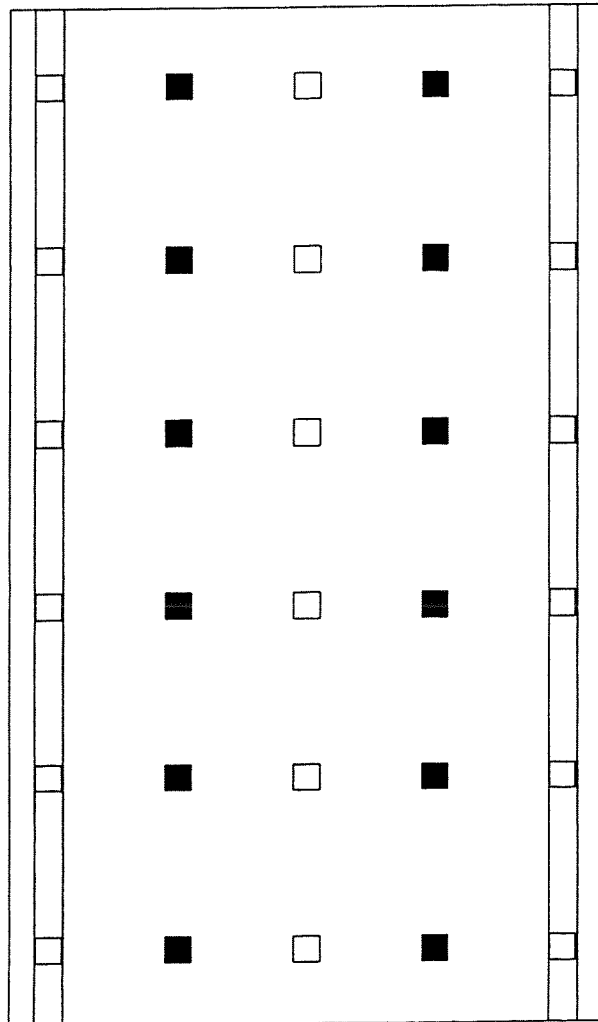
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H4



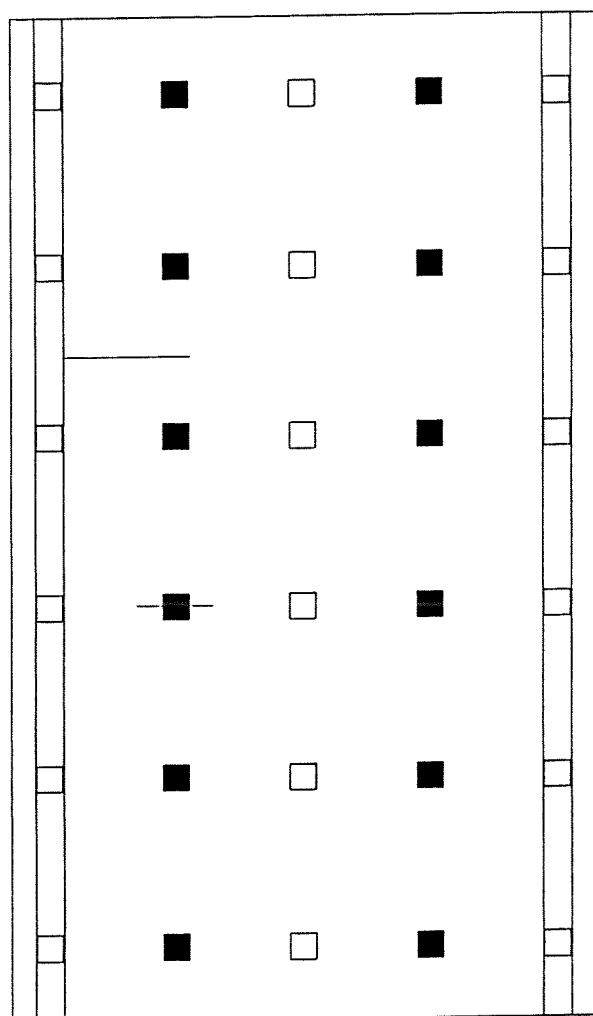
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H5



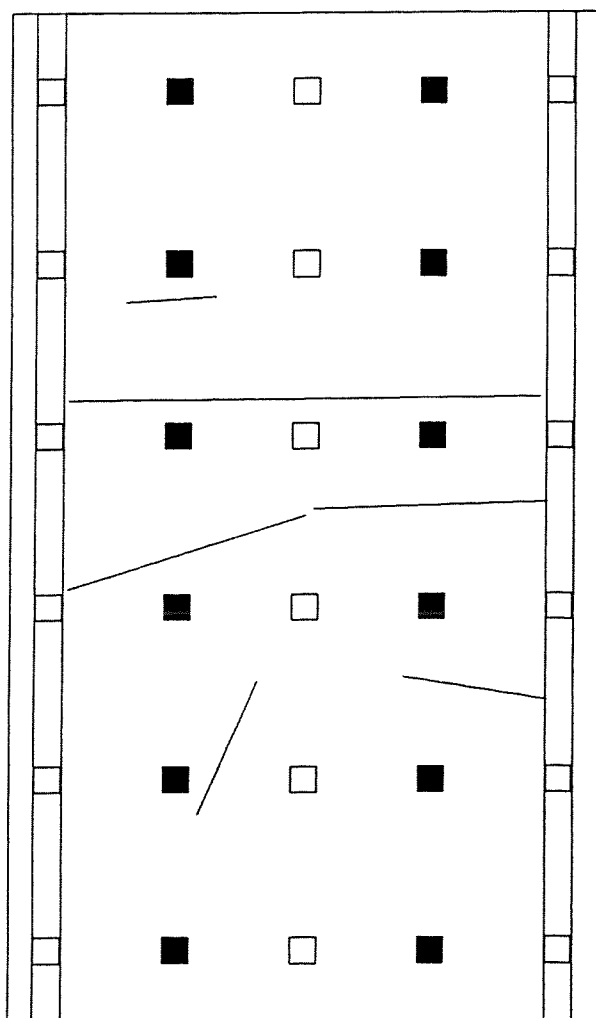
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H6



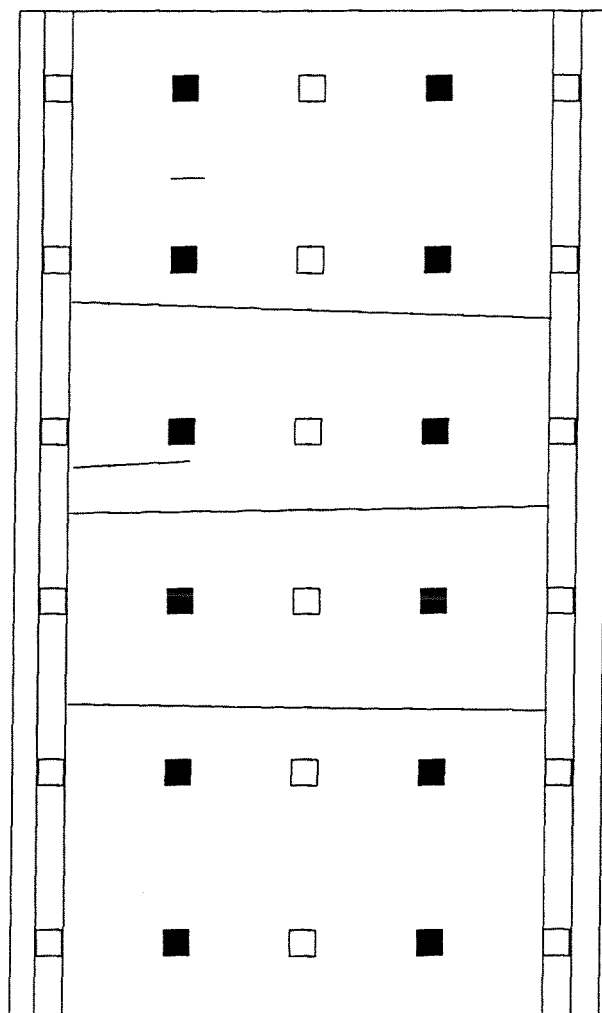
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H7



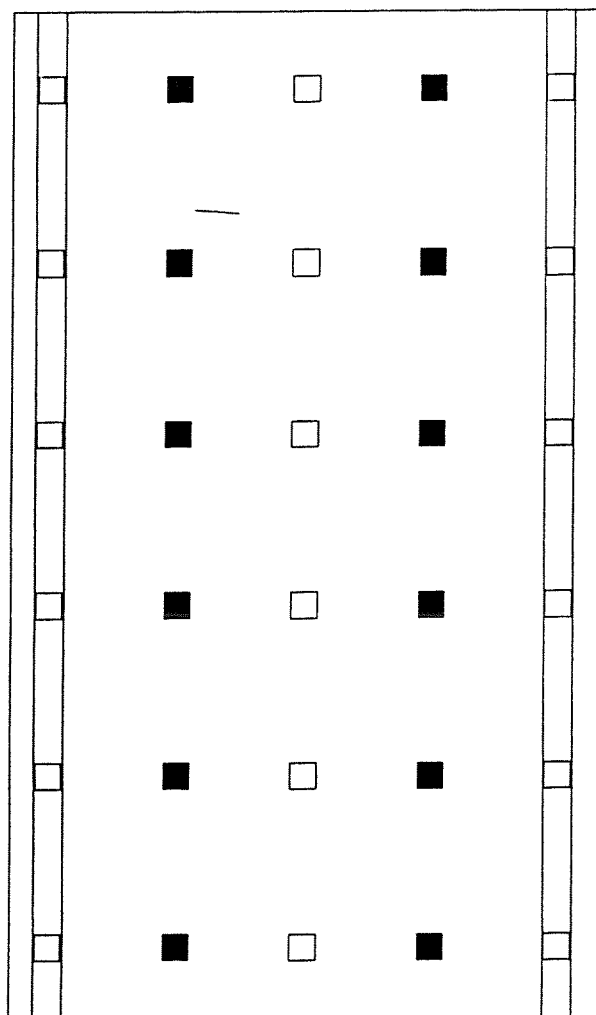
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H8



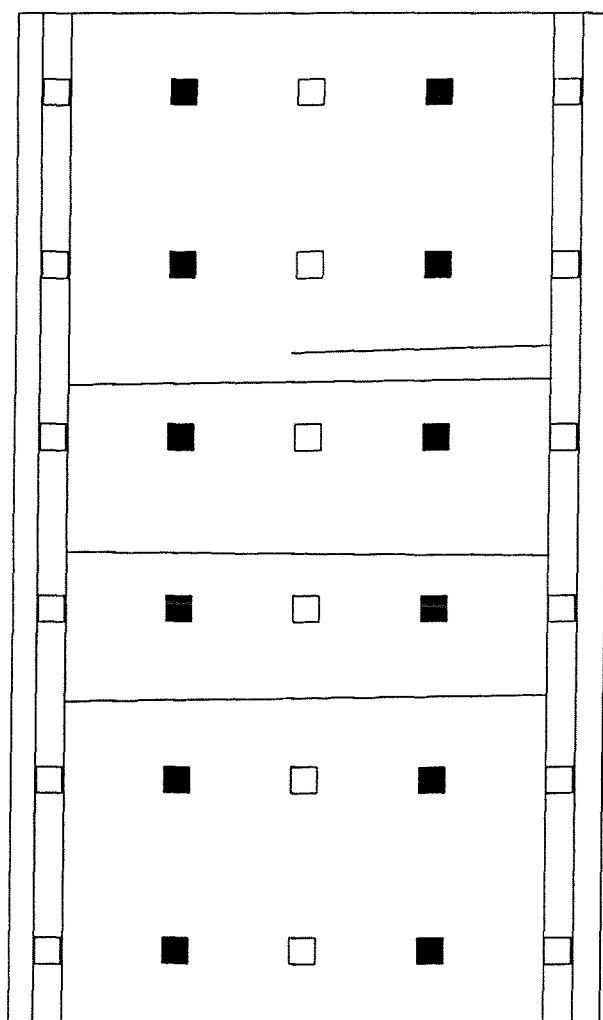
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H9



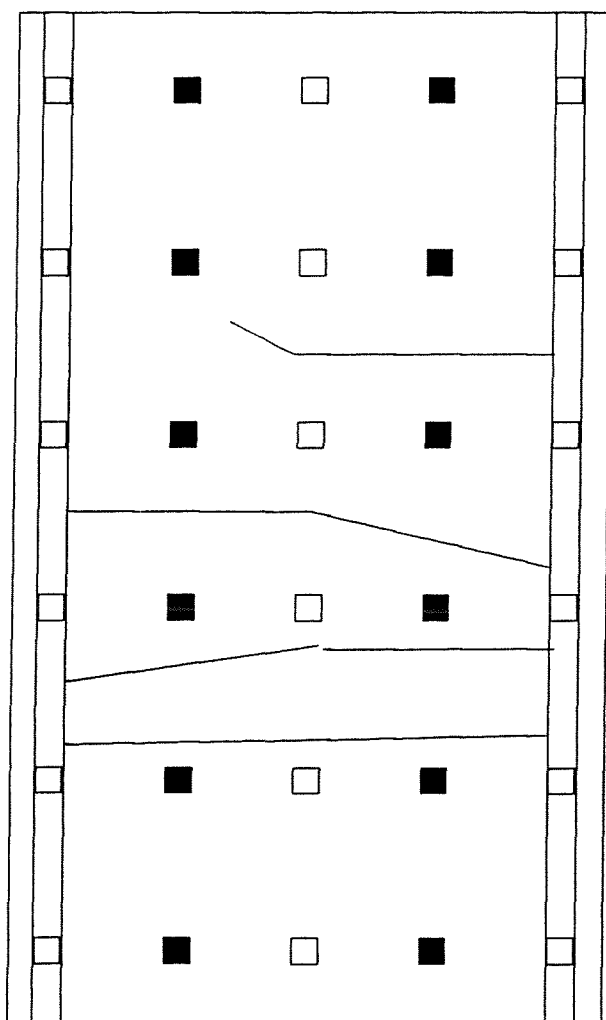
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H10



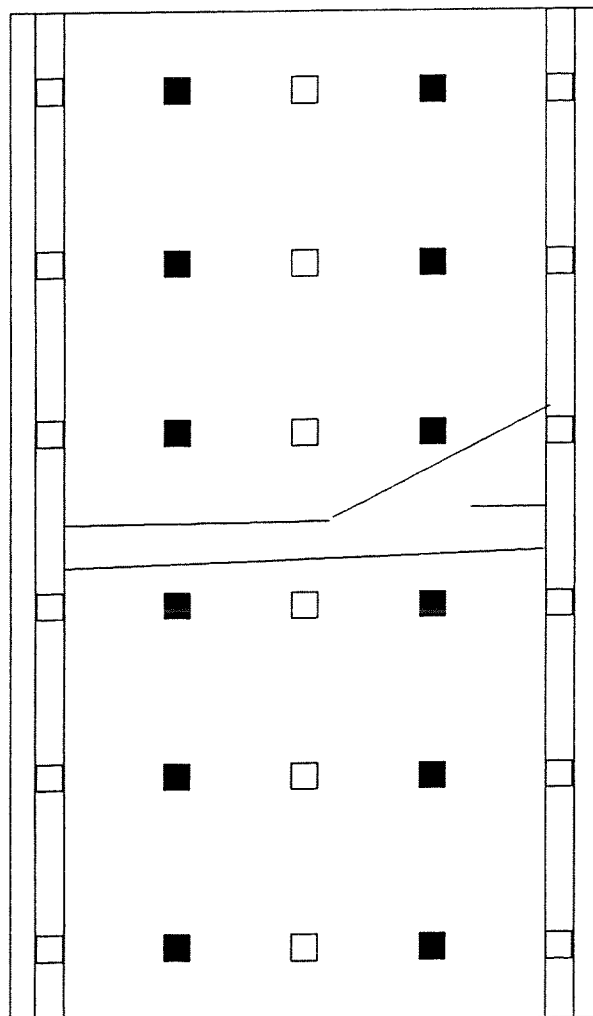
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H11



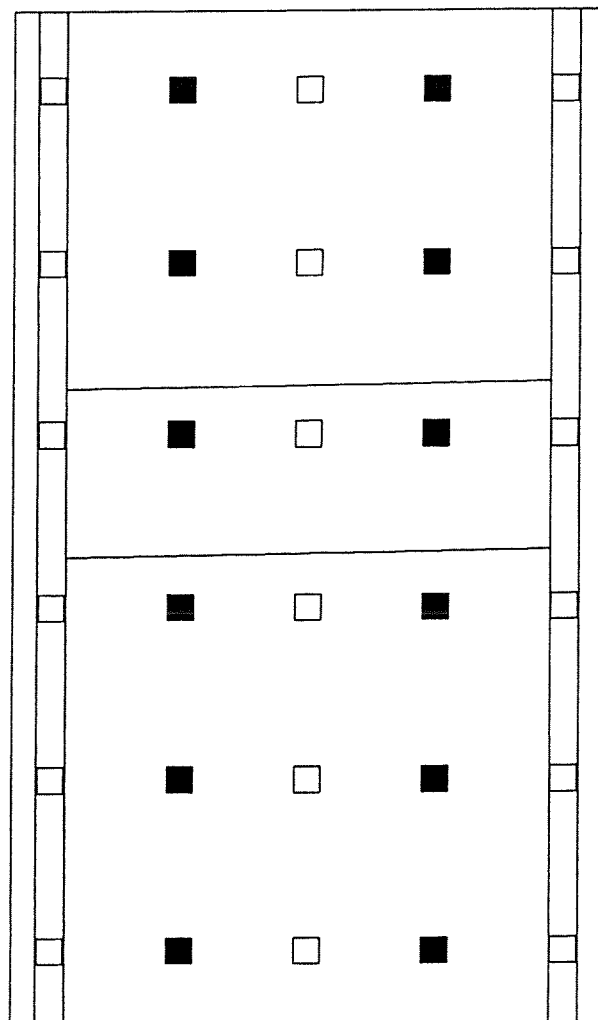
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H12



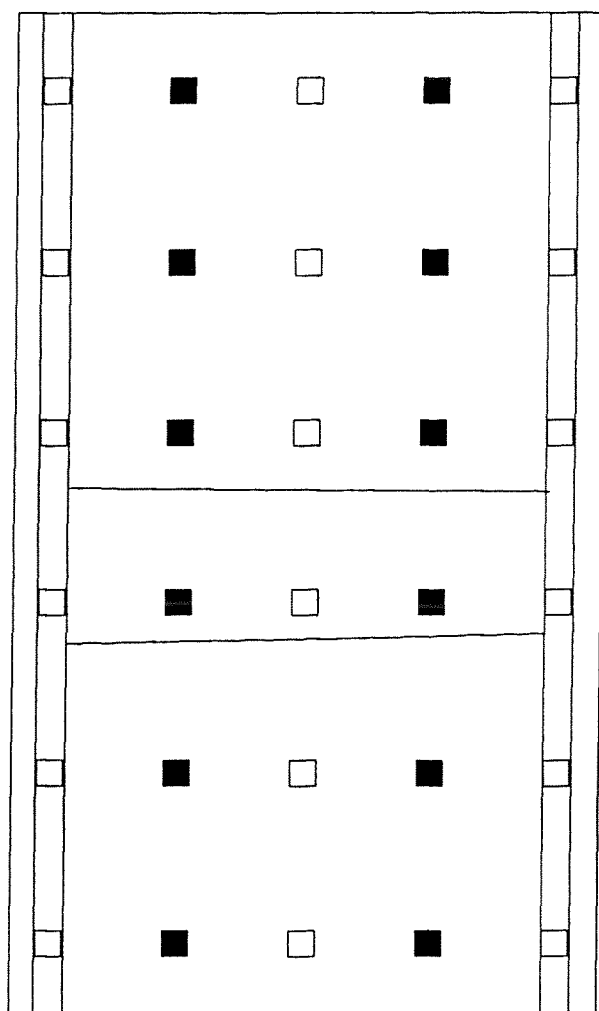
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H13



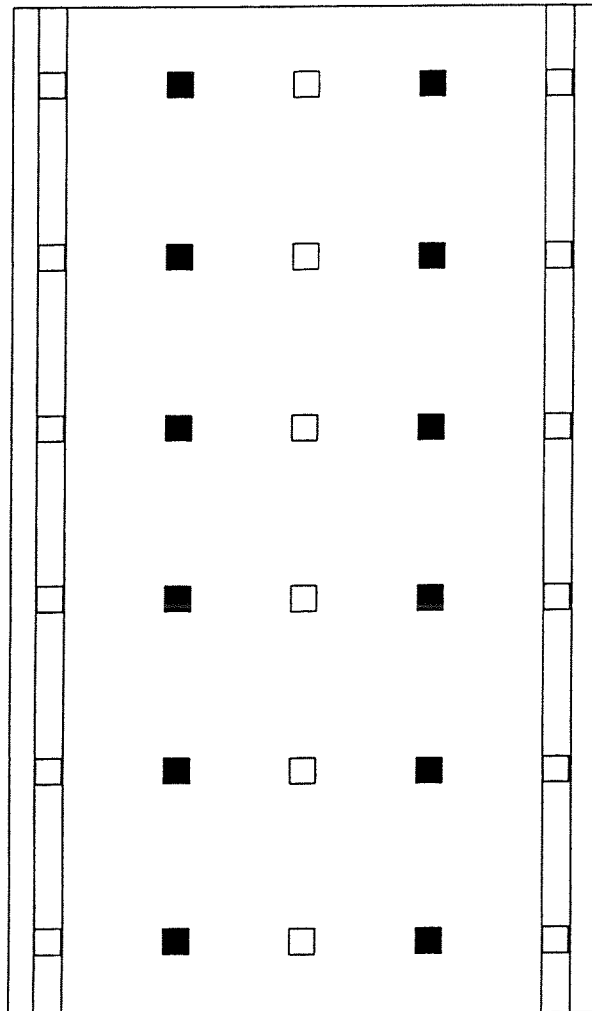
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H14



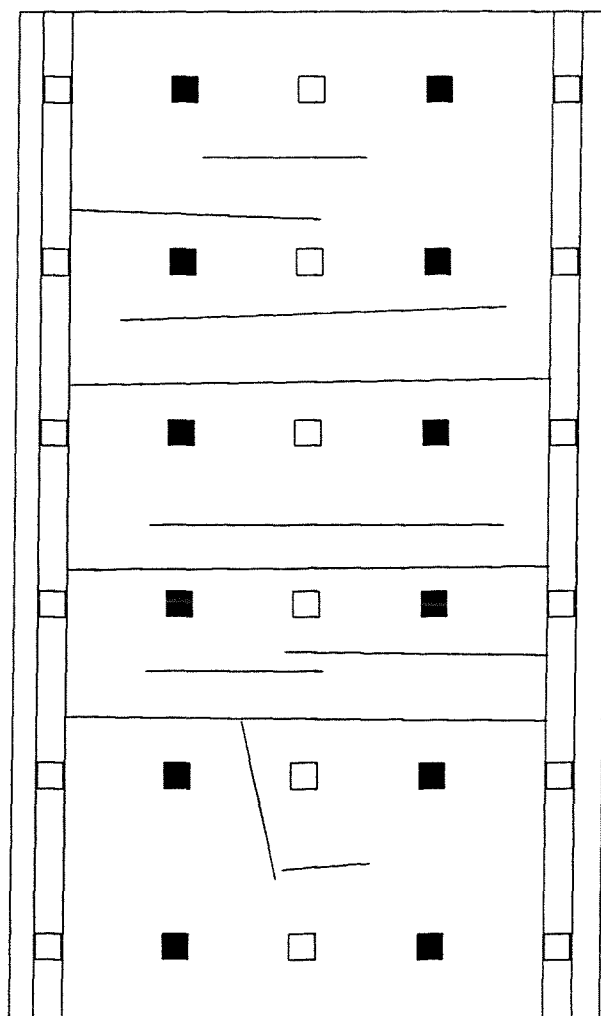
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H15



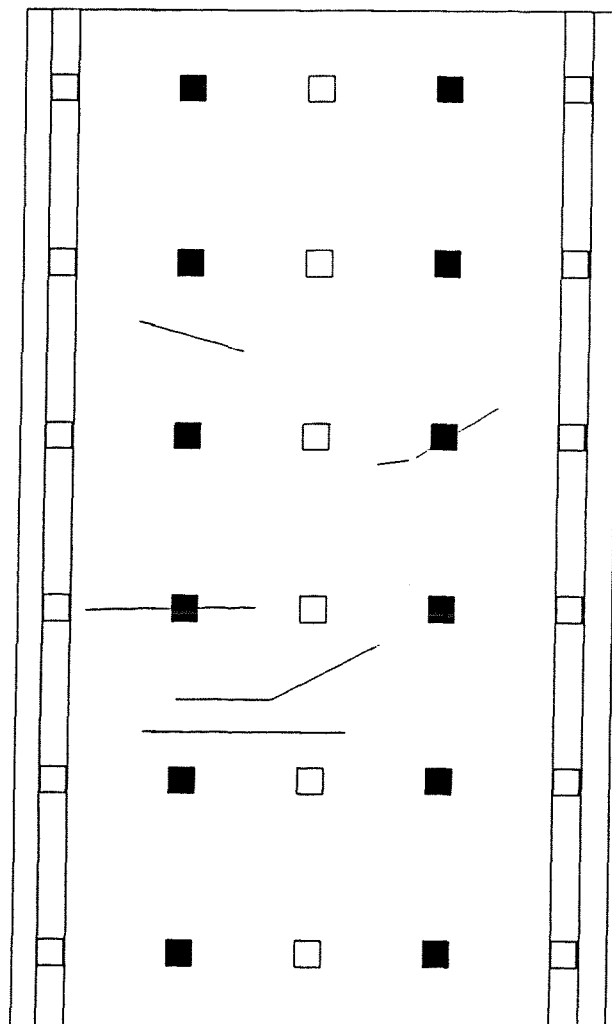
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT H16



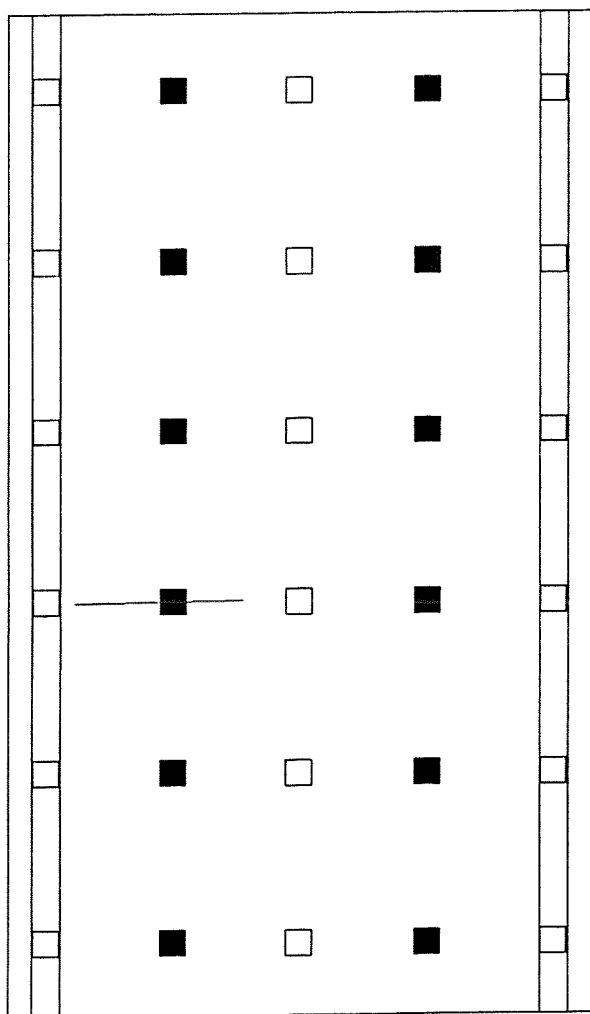
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT G1



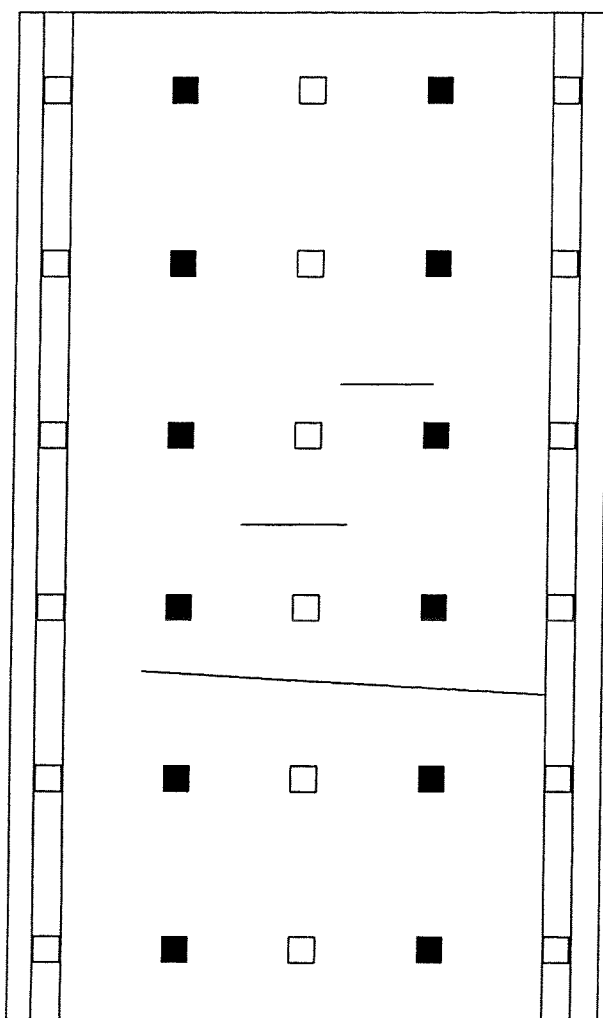
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT G2



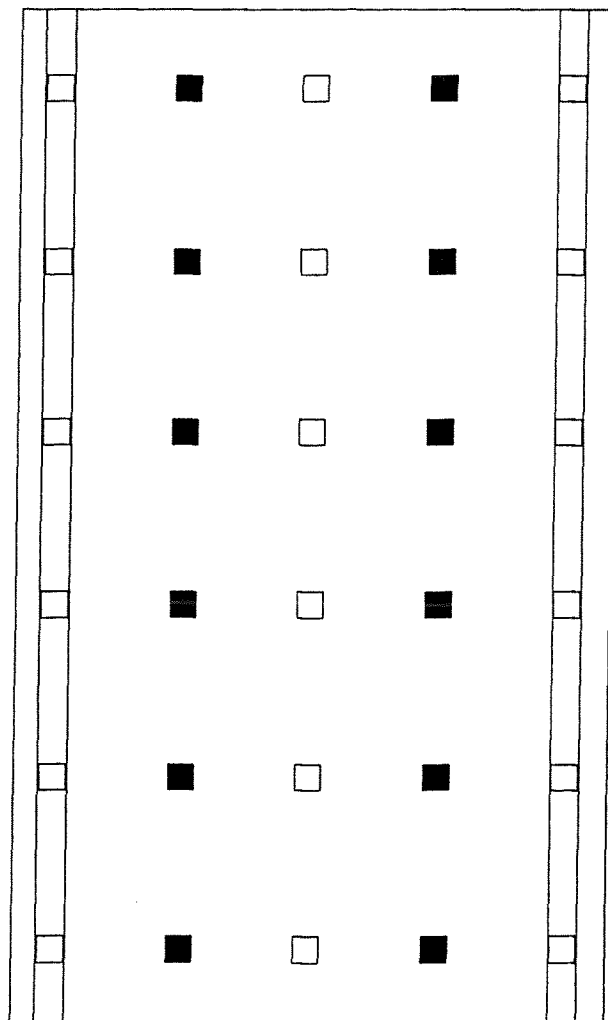
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT G3



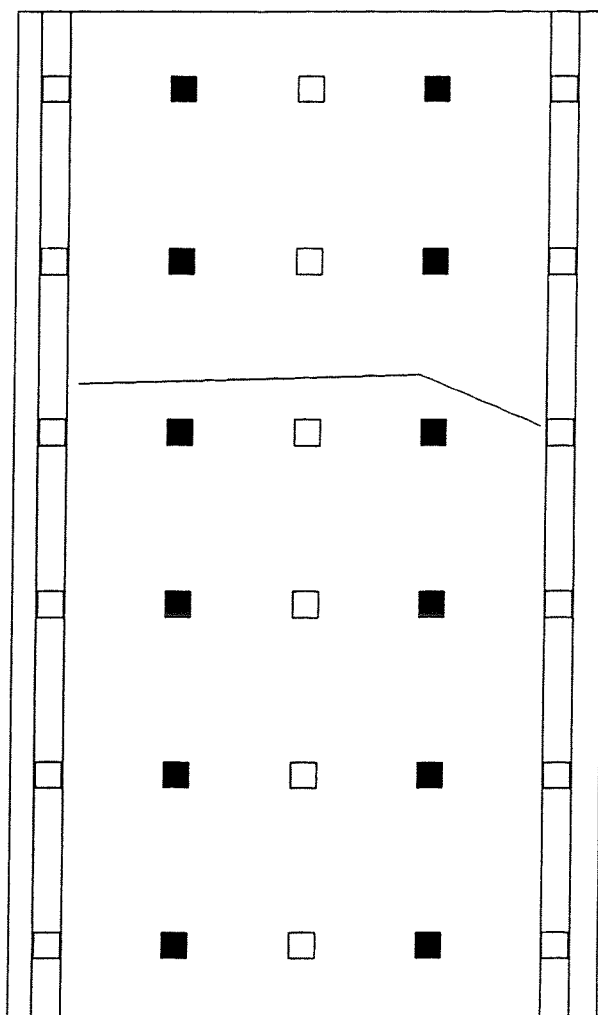
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT G4



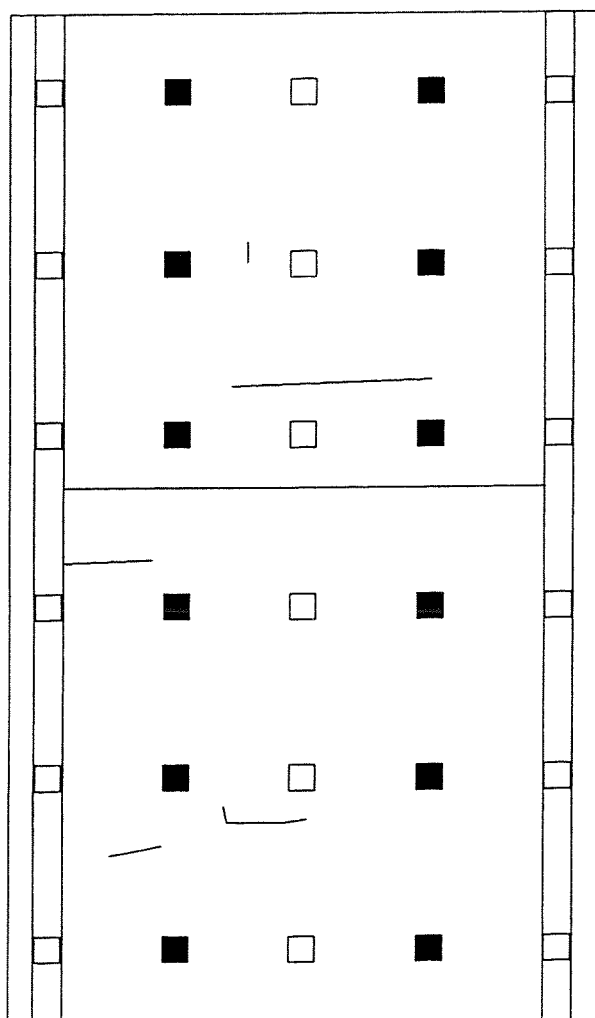
- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT G5



- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT G6

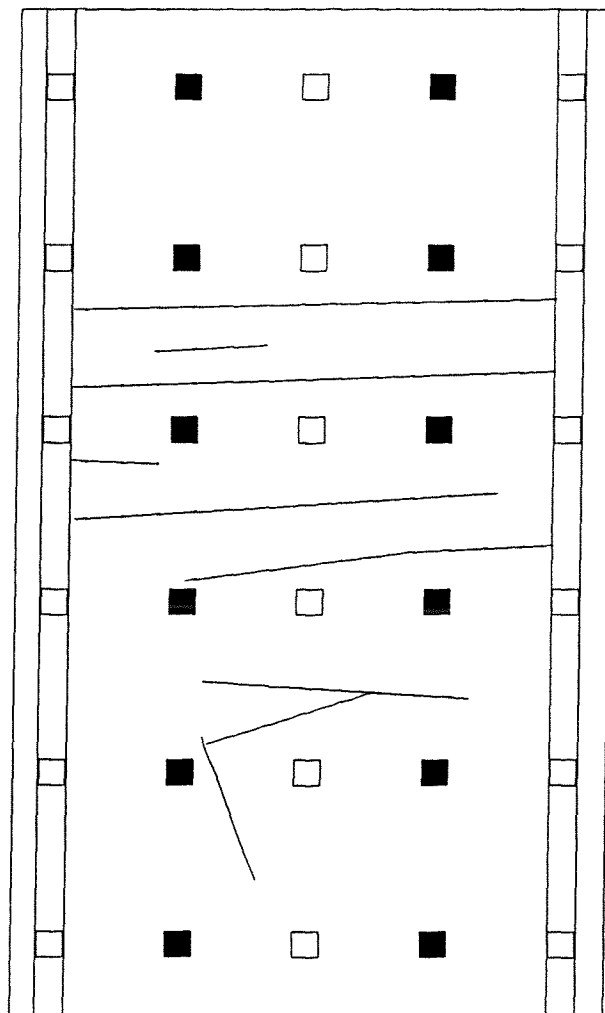


- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

A 3x3 grid of squares. The top row has a black square, a white square, and a black square. The middle row has a black square, a white square, and a black square. The bottom row has a black square, a white square, and a black square. A horizontal line segment is drawn across the middle of the grid, passing through the middle square. A vertical line segment is drawn on the right side of the grid, passing through the middle square. A diagonal line segment is drawn from the top-left corner to the bottom-right corner, passing through the middle square. A horizontal line segment is drawn at the bottom of the grid, passing through the middle square. A vertical line segment is drawn on the left side of the grid, passing through the middle square. A diagonal line segment is drawn from the top-right corner to the bottom-left corner, passing through the middle square.

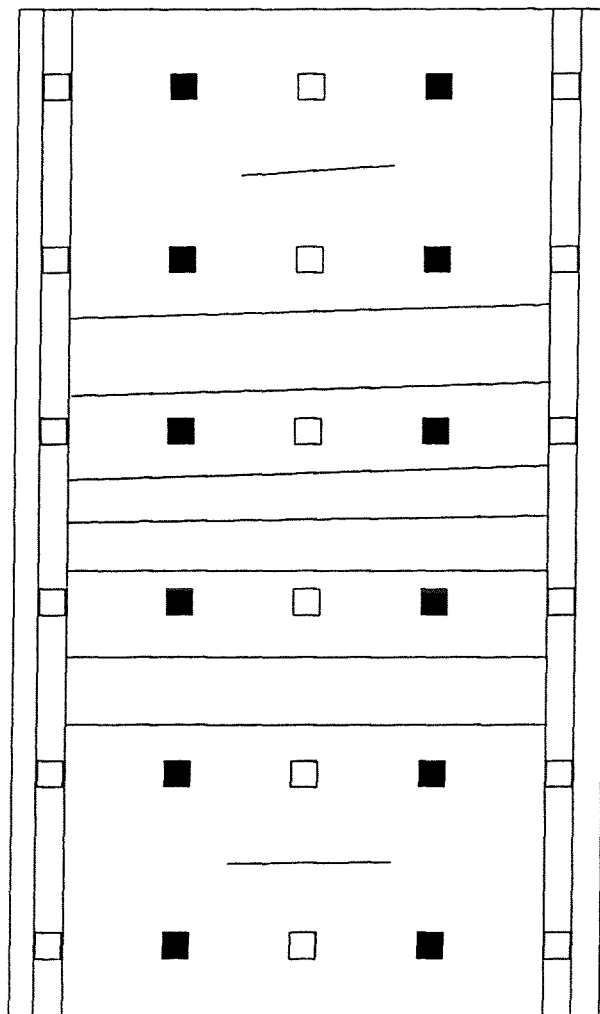
- ☒ palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
☐ palen alleen in onderwaterbetonvloer

MOOT G8



- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

ALGEMEEN SCHEURBEELD VAK G&H



- palen in onderwaterbetonvloer + constructievloer
- palen alleen in onderwaterbetonvloer

BIJLAGE II.2

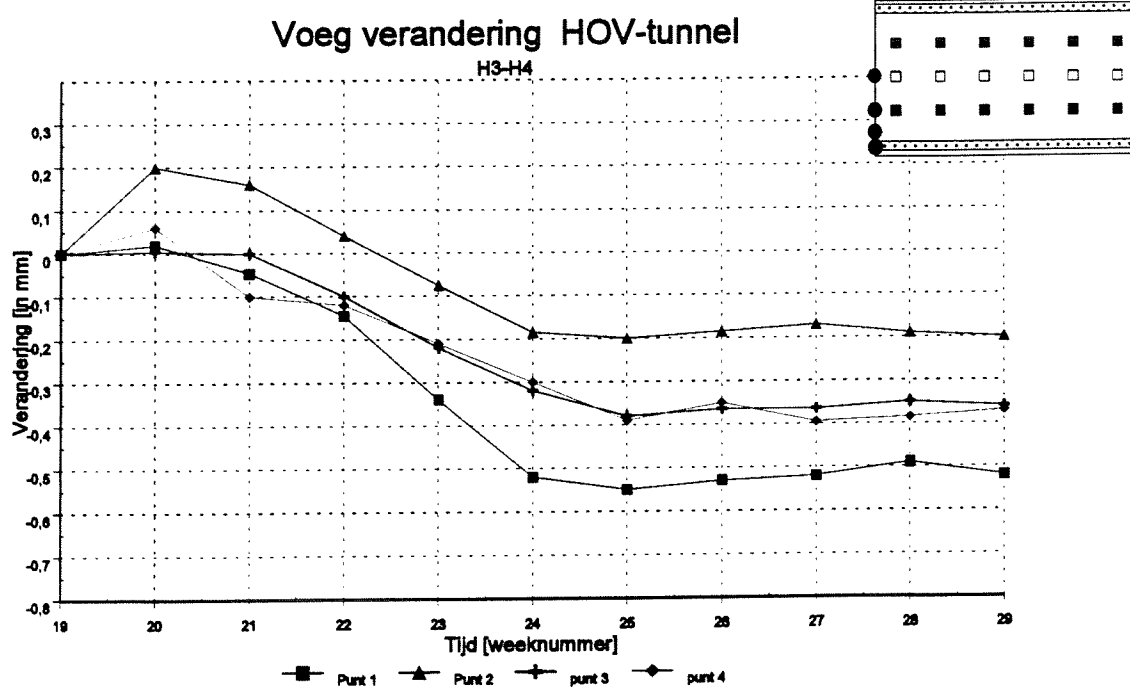
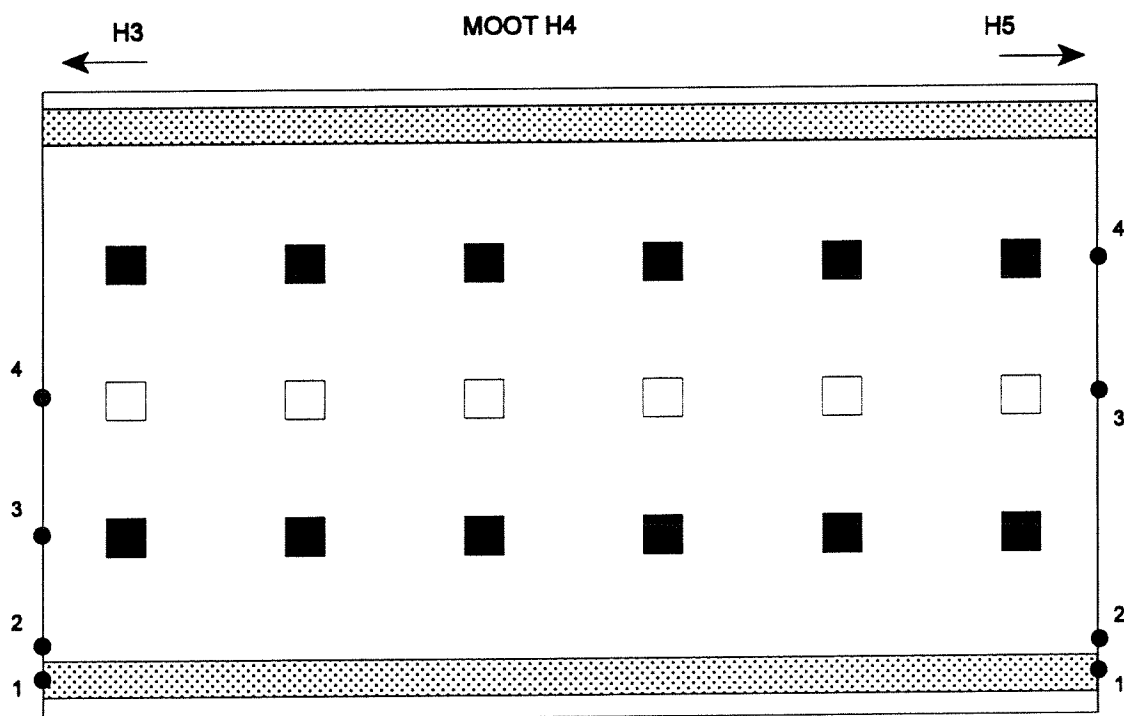
MEETBLAD

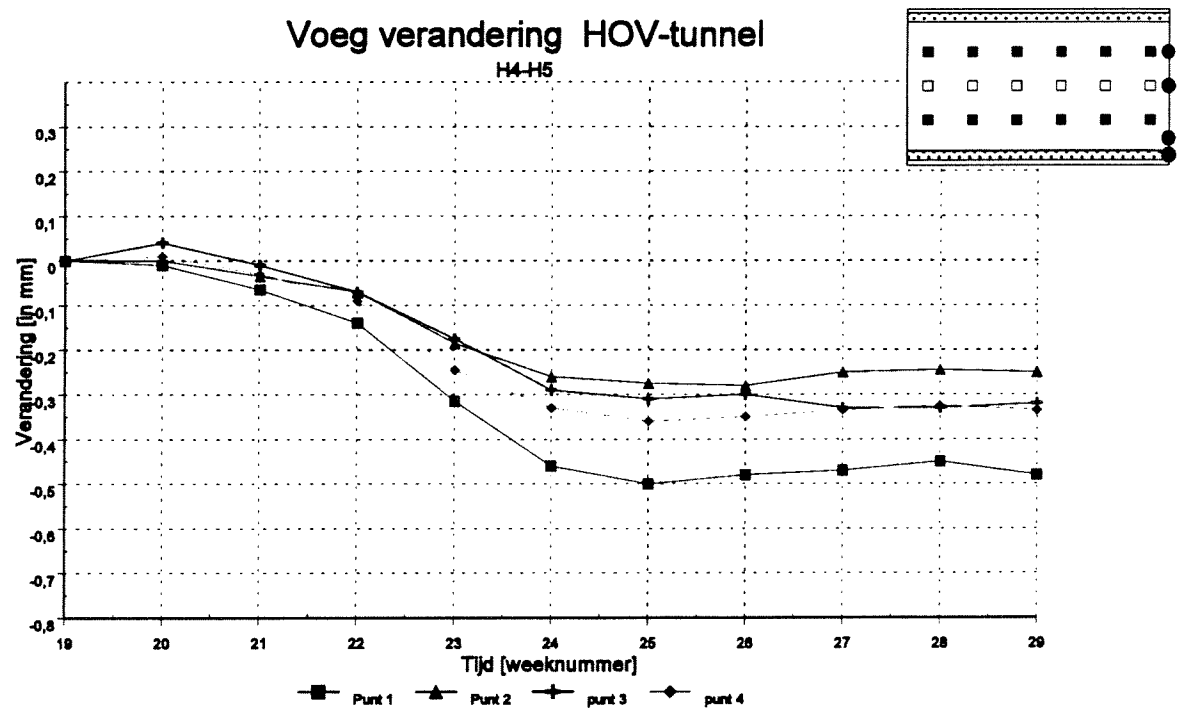
MEETBLAD HOV TUNNEL E.M. den Boel		week 15	week 16	week 17	week 18	week 19	week 20	week 21	week 22	week 23	week 24
temperatuur	buitentemperatuur	8.4000	13.8000	12.8000	12.7000	7.3000	8.8000	12.3000	16.8000	27.0000	15.3000
	in de tunnel (vak H4)	5.5000	7.2000	9.3000	9.7000	8.4000	9.2000	11.8000	11.8000	14.8000	14.0000
	in de tunnel (vak G2)	6.4000	8.1000	10.3000	9.4000	7.4000	9.0000	11.8000	13.4000	13.0000	13.1000
vloertemperatuur	H4	10cm	8.3000	7.3000	7.8000	7.4000	8.2000	8.5000	8.4000	8.8000	10.5000
		20cm	6.3000	7.3000	7.8000	7.5000	8.1000	9.2000	9.5000	10.4000	11.5000
		30cm	6.3000	7.4000	7.7000	7.4000	8.0000	8.5000	9.2000	9.5000	10.1000
	H7	20cm	5.8000	6.8000	7.3000	7.3000	7.5000	8.0000	8.8000	8.2000	10.8000
		20cm	5.0000	6.8000	7.7000	6.8000	7.0000	7.8000	8.2000	8.8000	11.1000
	H15	20cm	5.0000	6.8000	7.7000	6.8000	7.0000	7.8000	8.2000	8.8000	11.1000
	H16	20cm	5.0000	6.8000	7.7000	6.8000	7.0000	7.8000	8.2000	8.8000	11.1000
scheurwijde (verandering)	P (1 vak)	20cm	6.4000	7.3000	8.4000	7.1000	8.8000	7.5000	8.5000	9.1000	10.1000
	H7 - scheur 1	punt 1					8.5800	8.5500	8.5800	8.5000	8.5500
		punt 2					3.1200	3.1400	3.1650	3.1400	3.1500
		punt 3					3.8300	3.8150	3.8000	3.8000	3.8200
	H8 - scheur 1	punt 1					3.3100	3.2900	3.2800	3.2900	3.2900
		punt 2					1.7500	1.7250	1.7200	1.7200	1.7100
		punt 3					5.3200	5.3100	5.2800	5.2800	5.2800
	H9 - scheur 1	punt 1					8.8800	8.8700	8.8800	8.8850	8.8300
		punt 2					5.2800	5.2850	5.2800	5.2800	5.2800
		punt 3					4.3800	4.3850	4.3800	4.3800	4.3400
	H12 - scheur 1	punt 1					4.1300	4.1250	4.1800	4.1050	4.0900
		punt 2					6.2000	6.2250	6.2100	6.2000	6.1850
		punt 3					2.2100	2.2300	2.2100	2.2000	2.1900
	P - scheur 1	punt 1					2.4100	2.3850	2.4150	2.4000	2.4050
		punt 2					5.3300	5.3300	5.3250	5.3150	5.3050
		punt 3					8.2200	8.2100	8.2150	8.2000	8.1900
	H13 - H4	punt 1					2.8000	2.7100	2.5800	2.5800	2.6100
		punt 2					2.7300	2.7500	2.8850	2.5850	2.5800
		punt 3					6.5900	6.7800	6.7500	6.6300	6.5150
voeglijste (verandering)	H4 - H5	1					3.8000	3.8050	3.8000	3.5000	3.3800
		2					5.3000	5.3800	5.2000	5.1800	5.0800
		3					9.4200	9.4100	9.3250	9.2800	9.1050
		4					6.8800	6.8800	6.8450	6.8100	6.4800
	H5 - H6	1					6.8000	6.8000	6.8450	6.8100	6.4800
		2					6.8000	6.8000	6.8450	6.8100	6.4800
		3					3.2700	3.2800	3.2400	3.1800	3.0250
		4					7.8850	7.5500	7.4850	7.4200	7.2700
	H6 - H7	1					8.4300	8.4150	8.3450	8.3100	8.2280
		2					5.8000	5.8000	5.5300	5.4850	5.3400
		3					6.7700	6.7100	6.8450	6.8000	6.4800
		4					4.4800	4.5800	4.4300	4.4500	4.2100
	H7 - H8	1					5.8300	5.8100	5.8050	5.7550	5.6750
		2					6.8500	6.8050	6.5200	6.4800	6.4250
		3					8.0100	7.9800	7.9750	7.9100	7.7800
		4					3.2000	3.1700	3.0850	2.8800	2.7700
	H8 - H9	1					1.7800	1.7300	1.8800	1.8250	1.4850
		2					4.3300	4.3100	4.3000	3.8500	4.2300
		3					5.3000	5.2800	5.2250	5.1300	4.9300
		4					1.2300	1.2050	1.1950	1.0050	0.9700
	P	1					6.2100	6.2150	6.2000	6.1000	6.1200
		2					3.7800	3.7450	3.7200	3.5800	3.5800
		3					0.7700	0.7450	0.7200	0.5700	0.5800
		4					5.0000	4.9500	4.8800	4.8350	4.4100
	P	1					8.7100	8.7050	8.6850	8.5200	8.4400
		2					4.8400	4.8250	4.7700	4.5700	4.5800
		3					4.9900	4.9800	4.9100	4.8800	4.8300
		4									
opmerkingen		ontbrekt laad water op binnenvloer schuif op ring met ruisbuis	half bevoeld zorgv vak H10 scheur in wand 0.3 mm		zorgv plaatje geplaat op 6-5-98	laad en bevoeld	half bevoeld veel wind na 13-05-1998	half bevoeld veel wind	moet voor uurs veel wind n 31-05-98		

MEETBLAD HOV TUNNEL										
E.M. den Boef										
				week 25	week 26	week 27	week 28	week 29	week 30	
temperatuur	buitentemperatuur			14.0000	13.0000	17.0000	20.0000	20.0000		
	in de tunnel (vak H4)			13.9000	13.4000	13.7000	13.3000	13.7000		
	in de tunnel (vak G2)			13.3000	12.9000	13.2000	14.7000	14.8000		
vloertemperatuur	H4	10cm		12.0000	12.1000	12.0000	12.2000	12.3000		
		20cm		11.9000	11.9000	11.9000	12.1000	12.1000		
		30cm		11.7000	11.8000	11.8000	12.1000	12.0000		
	H7	20cm		11.3000	11.4000	11.8000	12.0000	11.9000		
	H15	20cm		11.4000	11.3000	11.2000	11.8000	12.0000		
	H16	20cm		11.4000	11.2000	11.3000	11.9000	12.0000		
	F (1 vak)	20cm		11.2000	11.2000	11.7000	11.8000	12.3000		
scheurrijke (verandering)	H7	scheur 1	punt 1	8.5550	8.5400	8.5500	8.5400	8.5400		
			punt 2	3.1800	3.2000	3.1800	3.1800	3.1800		
			punt 3	3.7900	3.8200	3.7950	3.7900	3.7950		
			(breedteverandering => punt 4	3.2900	3.3100	3.2900	3.2950	3.2900		
	H8	scheur 1	punt 1	1.7150	1.7250	1.7200	1.7100	1.7100		
			punt 2	5.2800	5.2700	5.2700	5.2850	5.2850		
			punt 3	8.6550	8.6850	8.6800	8.6800	8.6800		
		scheur 2	punt 1	5.7900	5.2800	5.2800	5.2700	5.2750		
			punt 2	1.1950	1.9500	1.1900	1.1900	1.1900		
			punt 3	4.3350	4.3400	4.3400	4.3400	4.3400		
		scheur 3	punt 1	4.1200	4.1150	4.1200	4.1150	4.1100		
			punt 2	6.1800	6.2000	6.2000	6.1950	6.2050		
			punt 3	2.1950	2.1950	2.2100	2.2200	2.2000		
	H12	scheur 1	punt 1	3.6850	3.7000	4.6850	3.6900	3.6900		
			punt 2	7.2500	7.2700	7.2800	7.2500	7.2550		
	F	scheur 1	punt 1	2.4100	2.4100	2.3850	2.3800	2.3900		
			punt 2	5.3200	5.3200	5.3300	X	X		
		scheur 2	punt 1	8.2050	8.2100	8.1900	8.1900	8.1900		
			punt 2	2.6000	2.5900	2.5500	2.5500	2.5200		
voegrijke (verandering)	H3-H4	1		2.1900	2.2000	2.2100	2.2400	2.2100		
		2		6.3900	6.4050	6.4200	6.4000	6.3900		
		3		3.2200	3.2350	3.2350	3.2500	3.2400		
		4		4.9100	4.9500	4.9050	4.9150	4.9300		
	H4-H5	1		8.9200	8.9400	8.9500	8.9700	8.9400		
		2		6.4050	6.4000	6.4300	6.4350	6.4300		
		3		6.2500	6.2800	6.2300	6.2300	6.2400		
		4		2.9100	2.9200	2.9350	2.9450	2.9350		
	H6-H7	1		7.0100	7.0200	7.0300	7.0500	7.0200		
		2		8.1000	8.0900	8.0800	8.0800	8.0800		
		3		5.1650	5.1400	5.1800	5.1750	5.1550		
		4		6.2900	6.3000	6.3000	6.3000	6.2800		
	H7-H8	1		4.0300	4.0500	4.0800	4.0800	4.0500		
		2		5.5800	5.5800	5.6000	5.6050	5.5950		
		3		6.2800	6.3250	6.3200	6.3100	6.3300		
		4		7.6300	7.6600	7.6750	7.6750	7.6550		
	H8-H9	1		2.4400	2.4700	2.4100	2.4200	2.3500		
		2		1.2850	1.2550	1.1900	1.1800	1.1250		
		3		3.7100	3.7700	3.7300	3.7400	3.7000		
		4		4.6800	4.6500	4.6150	4.6200	4.5700		
	F	1		0.9300	0.9800	0.9300	1.0100	0.9500		
		2		6.1100	6.1100	6.0800	6.1150	6.0800		
		3		3.6000	3.6700	3.6000	3.5900	3.6000		
		4		0.5600	0.6000	0.5700	0.6250	0.6100		
	F	1		4.2900	4.3000	4.2700	4.2900	4.2400		
		2		8.4250	8.3950	8.3700	8.4400	8.3900		
		3		4.4400	4.5150	4.4300	4.5300	4.4400		
		4		4.5450	4.6150	X	X	X		X
opmerkingen			week 25/26 laten niet metingen bij vak F verken aan de binnenzijde	vak F meetpunt verloren						

BIJLAGE II.3.1

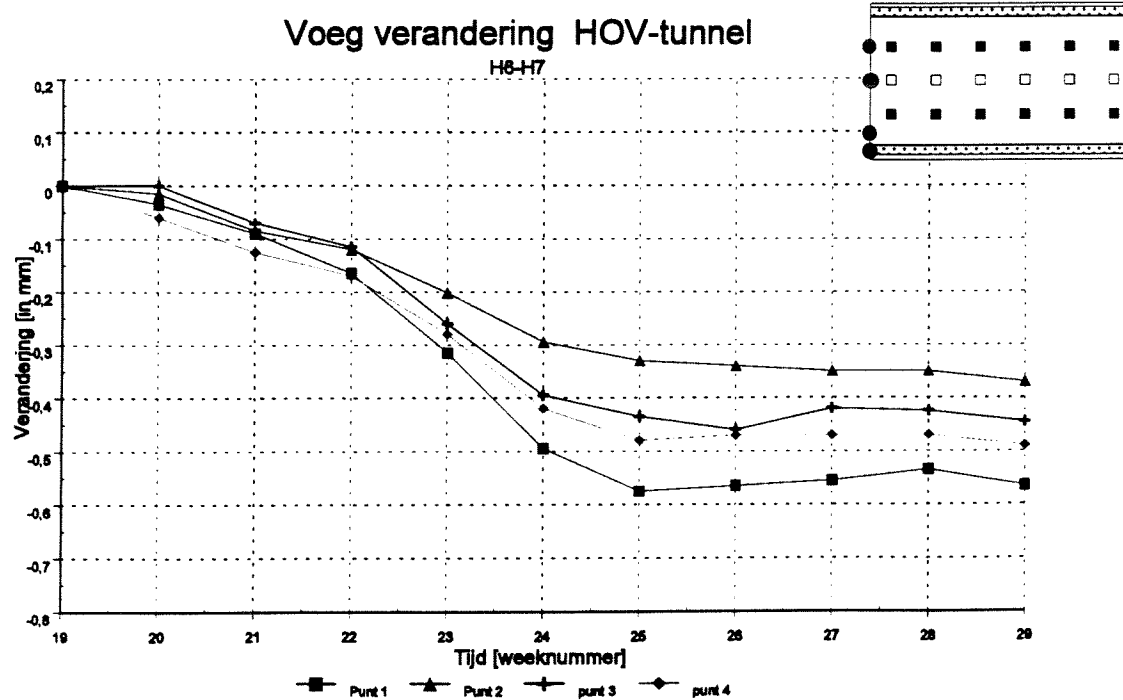
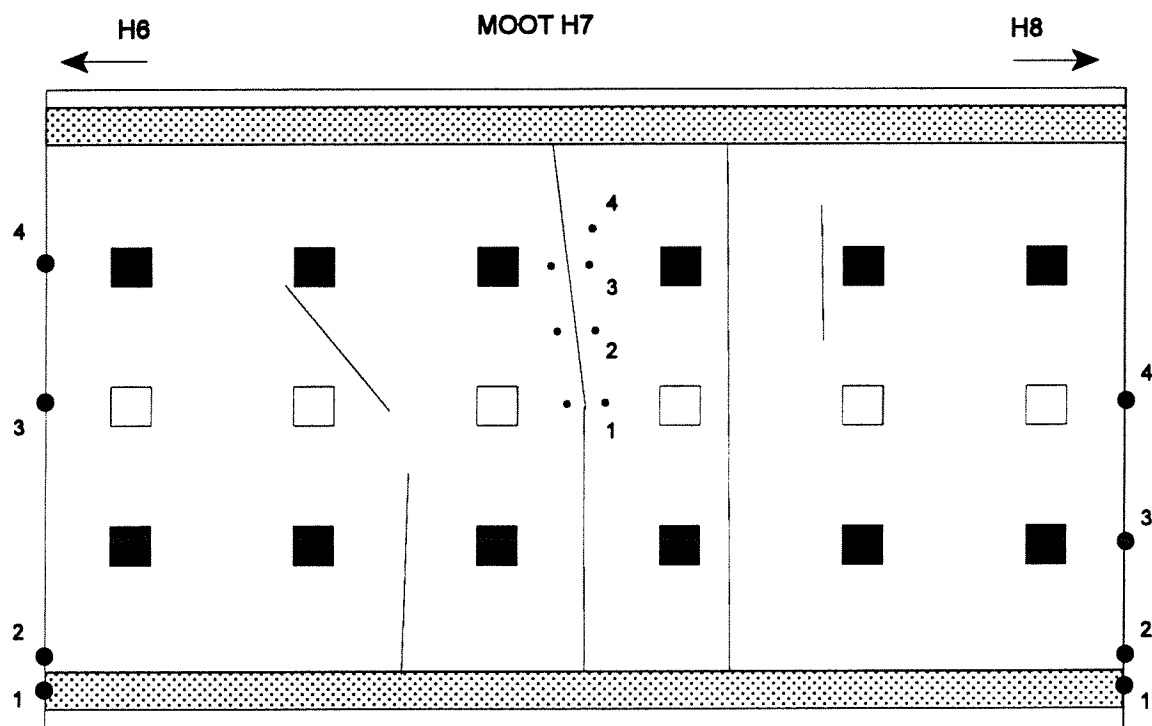
MEETRESULTATEN MOOT H4

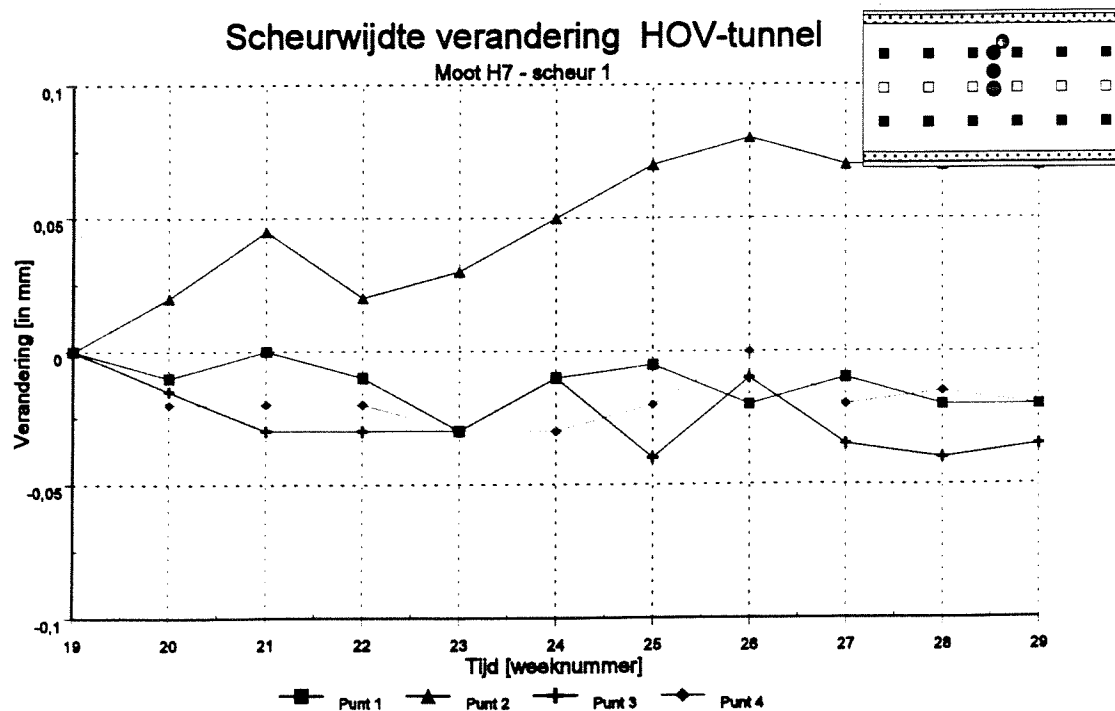
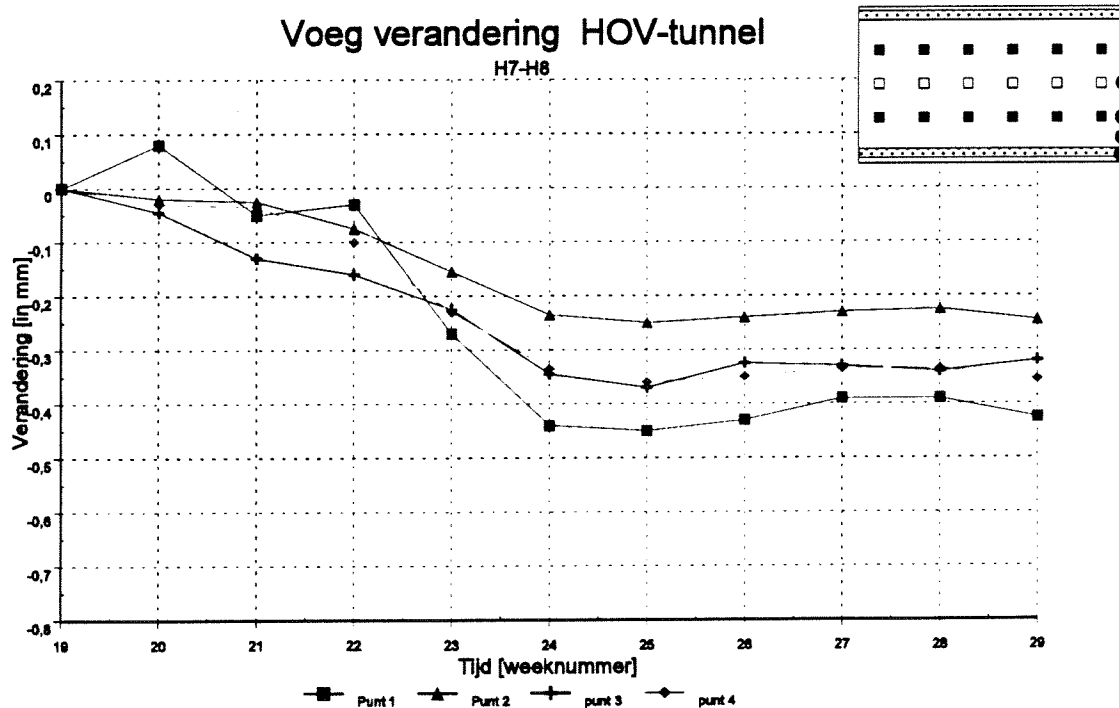




BIJLAGE II.3.2

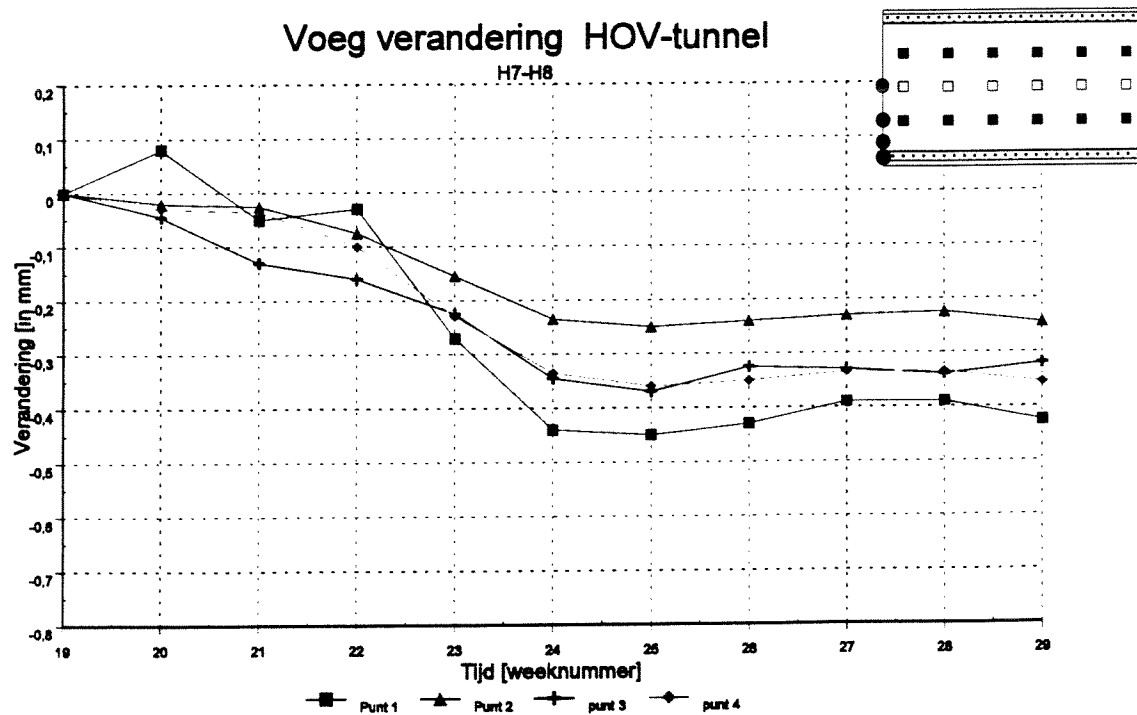
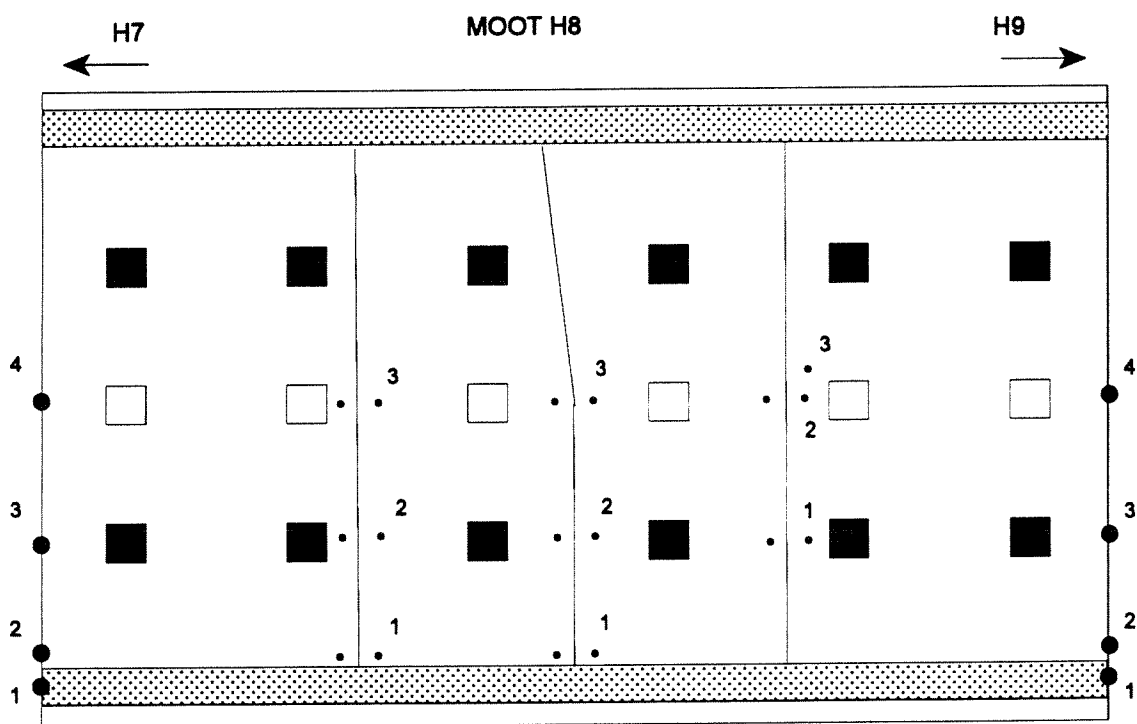
MEETRESULTATEN MOOT H7

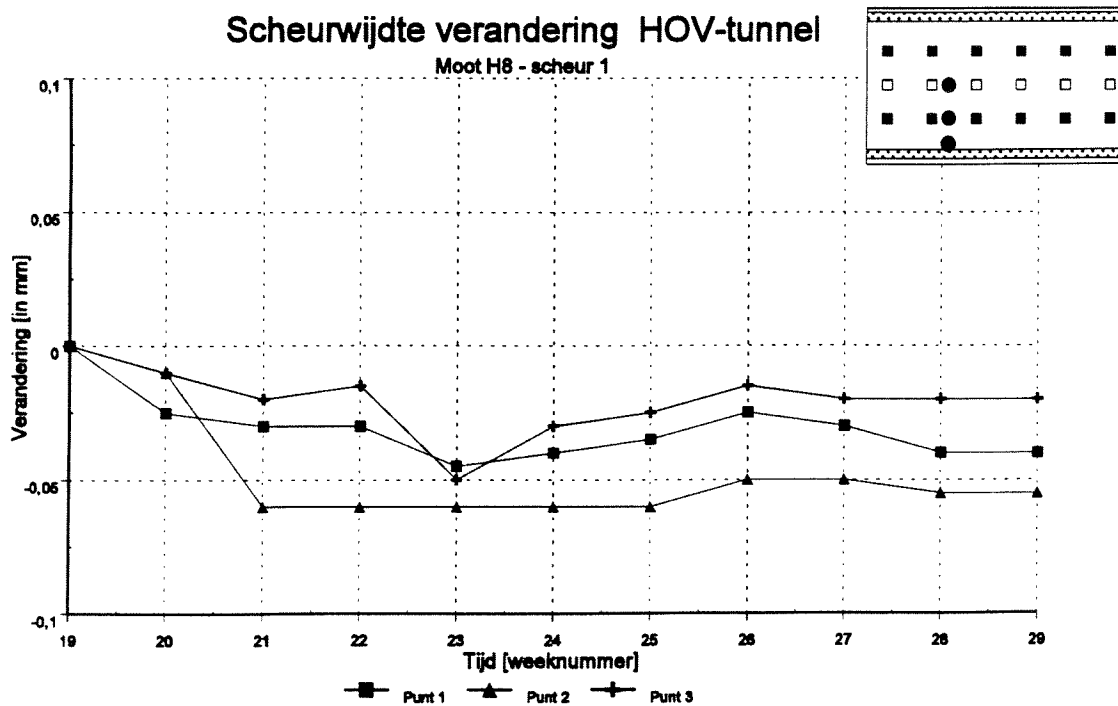
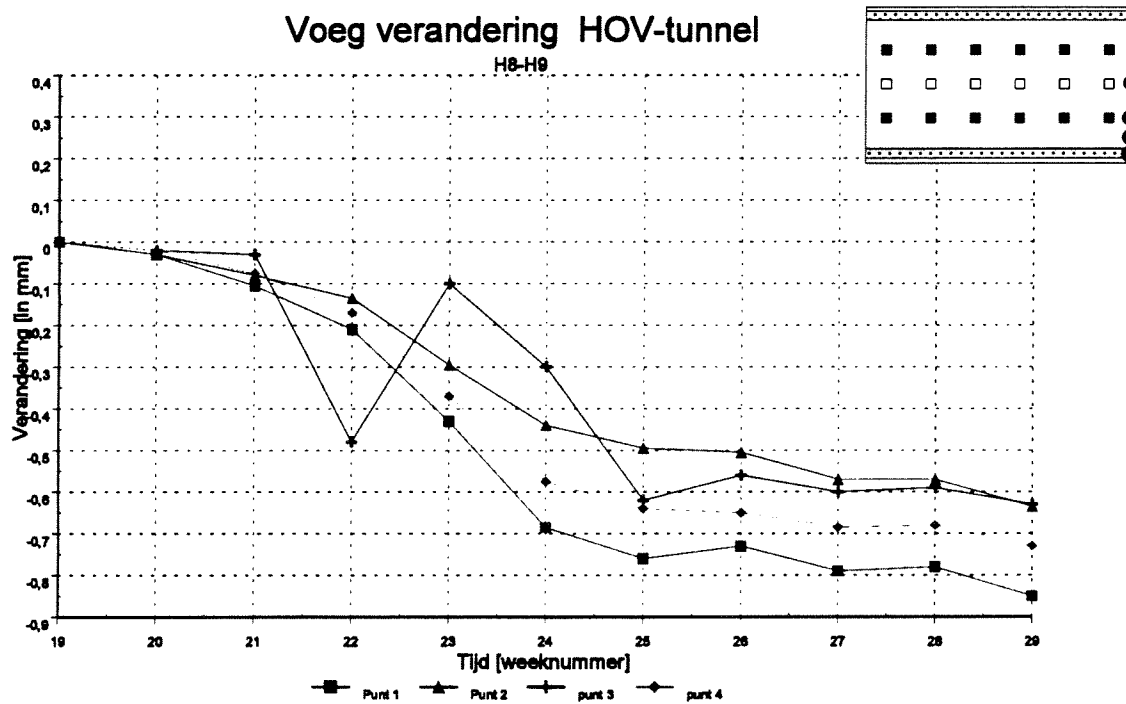


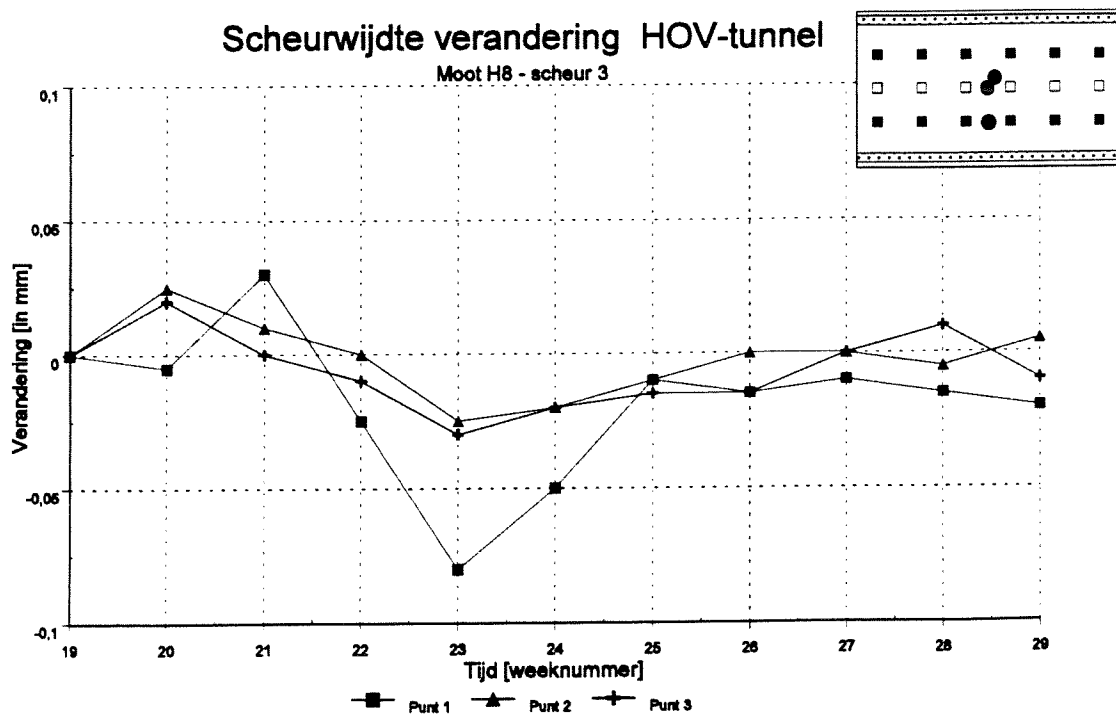
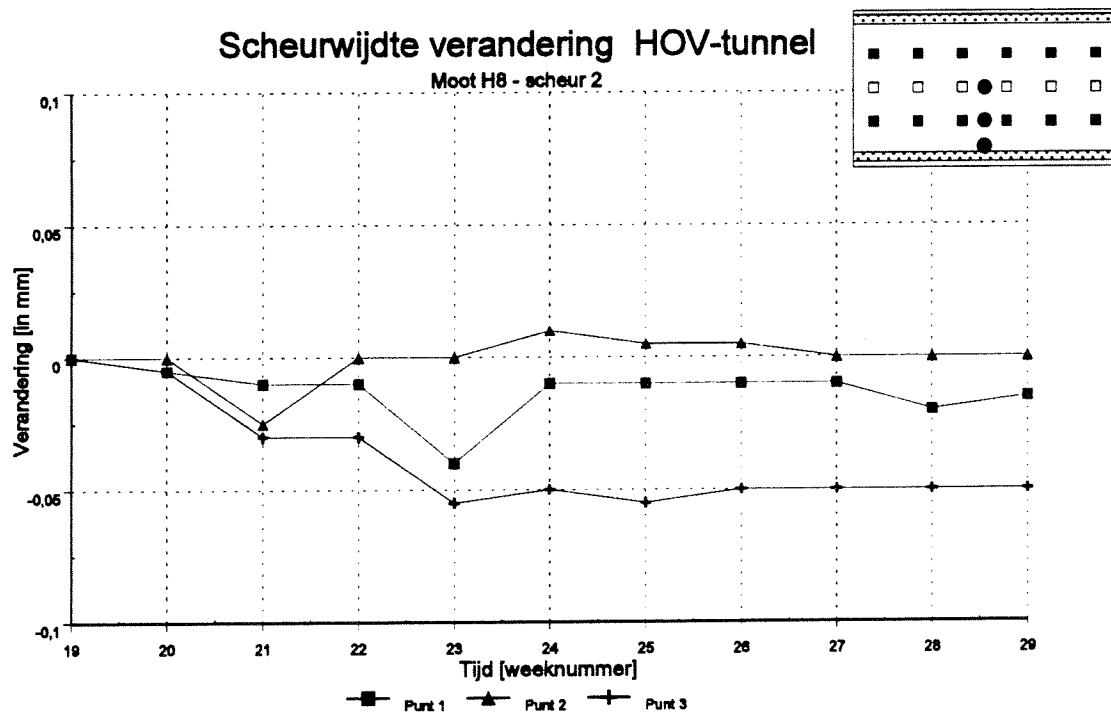


BIJLAGE II.3.3

MEETRESULTATEN MOOT H8

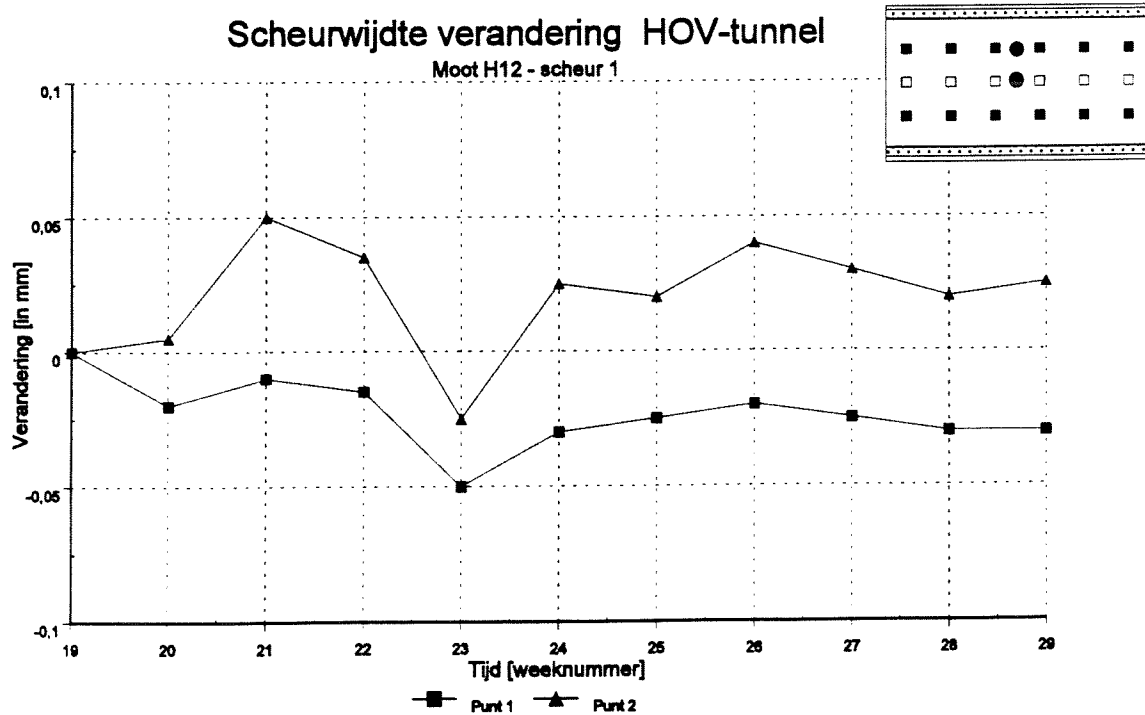
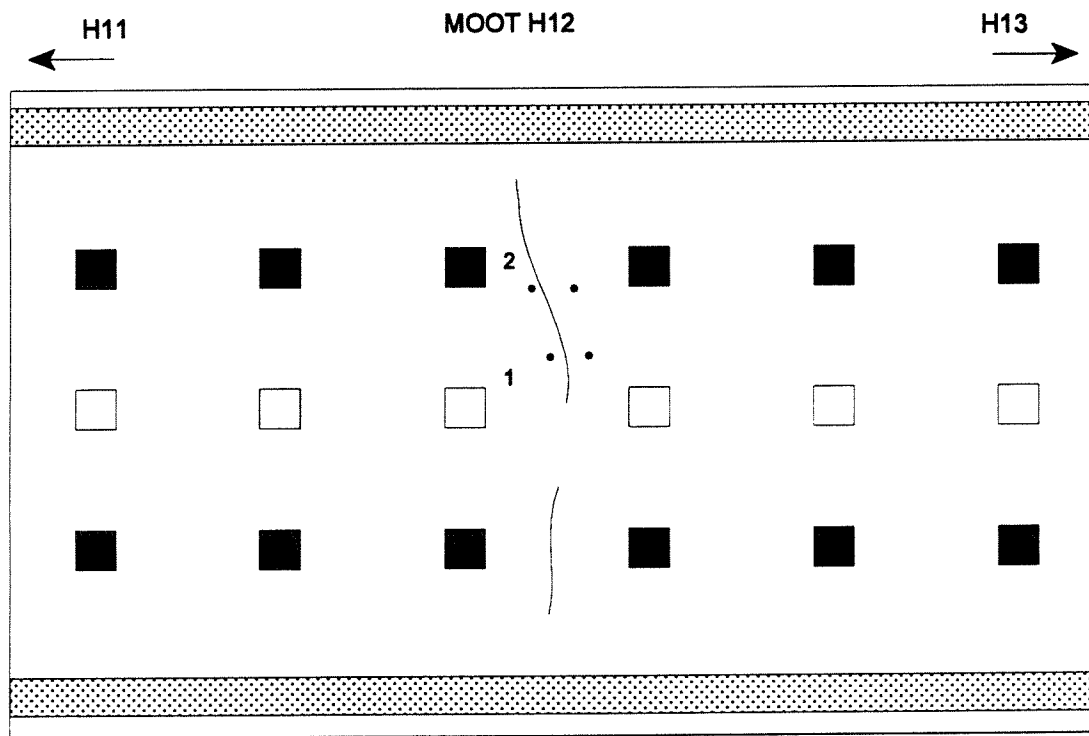






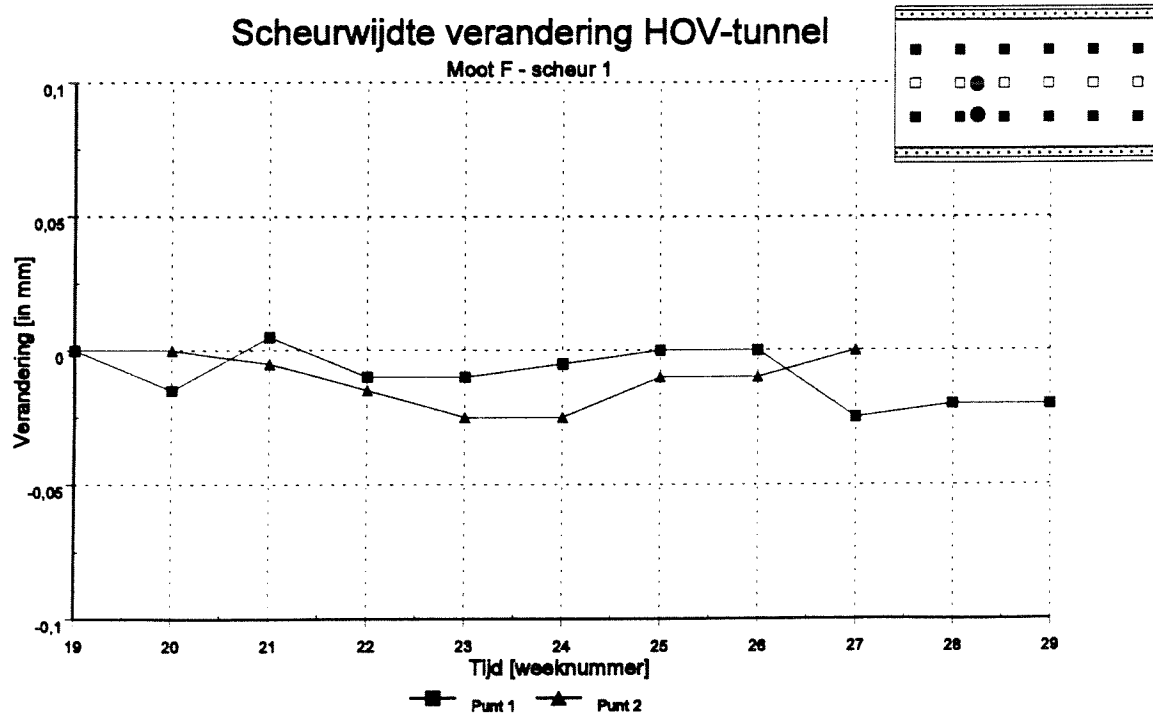
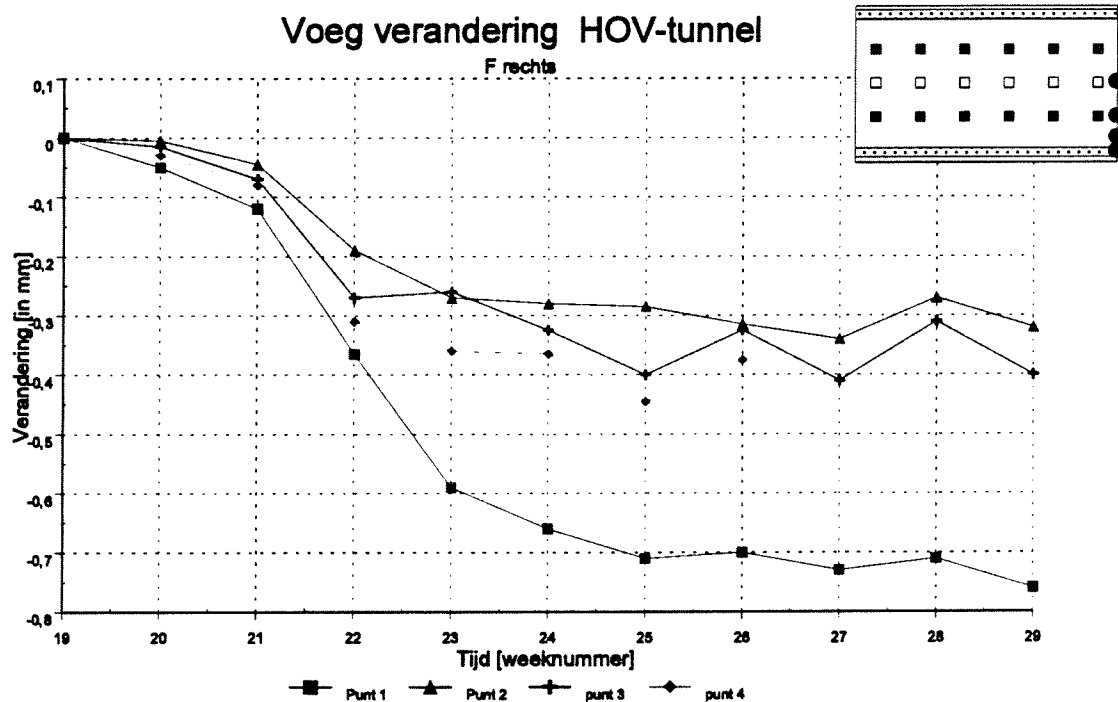
BIJLAGE II.3.4

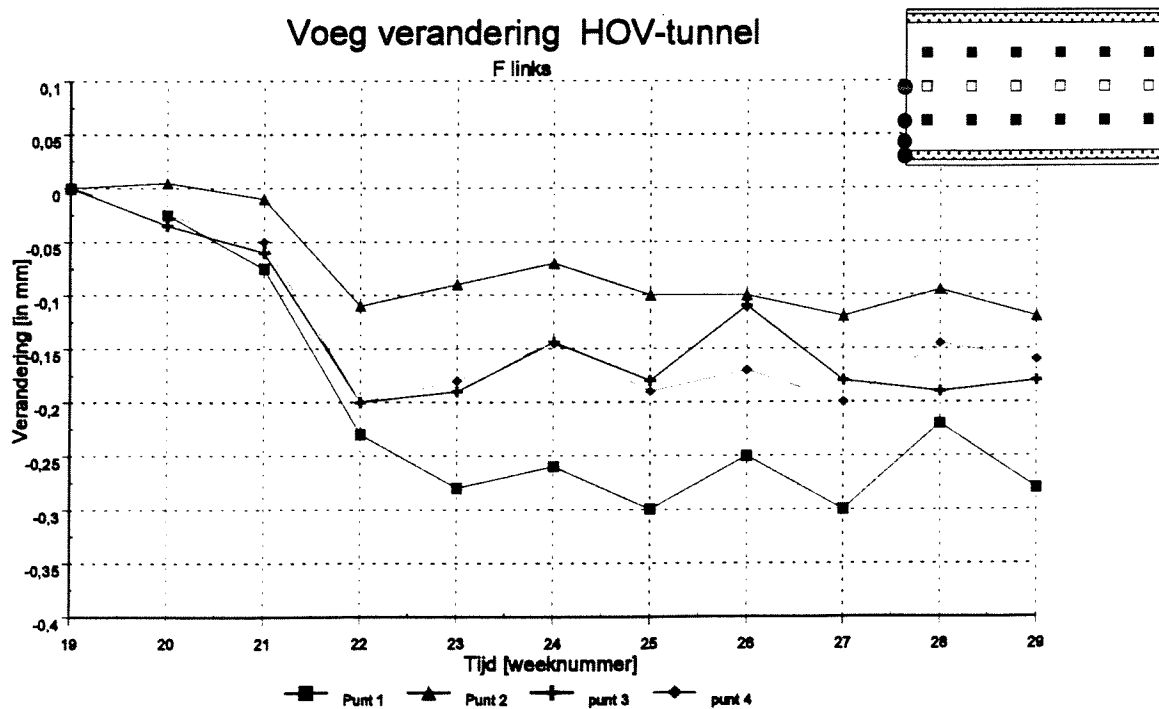
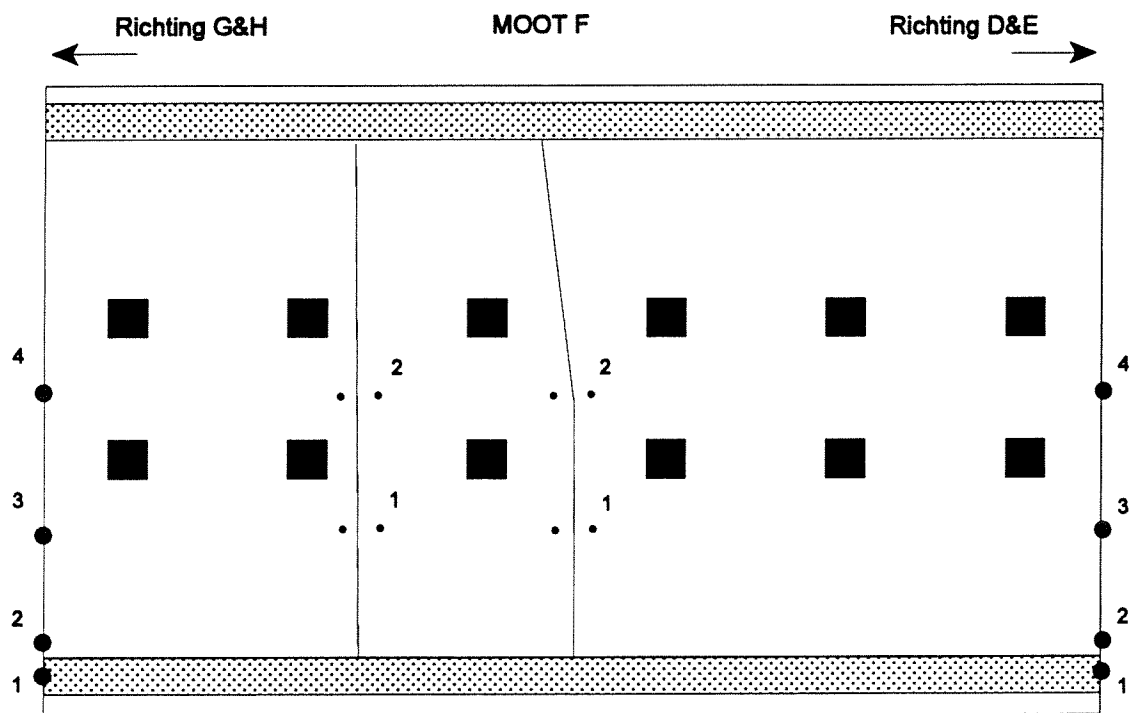
MEETRESULTATEN MOOT H12

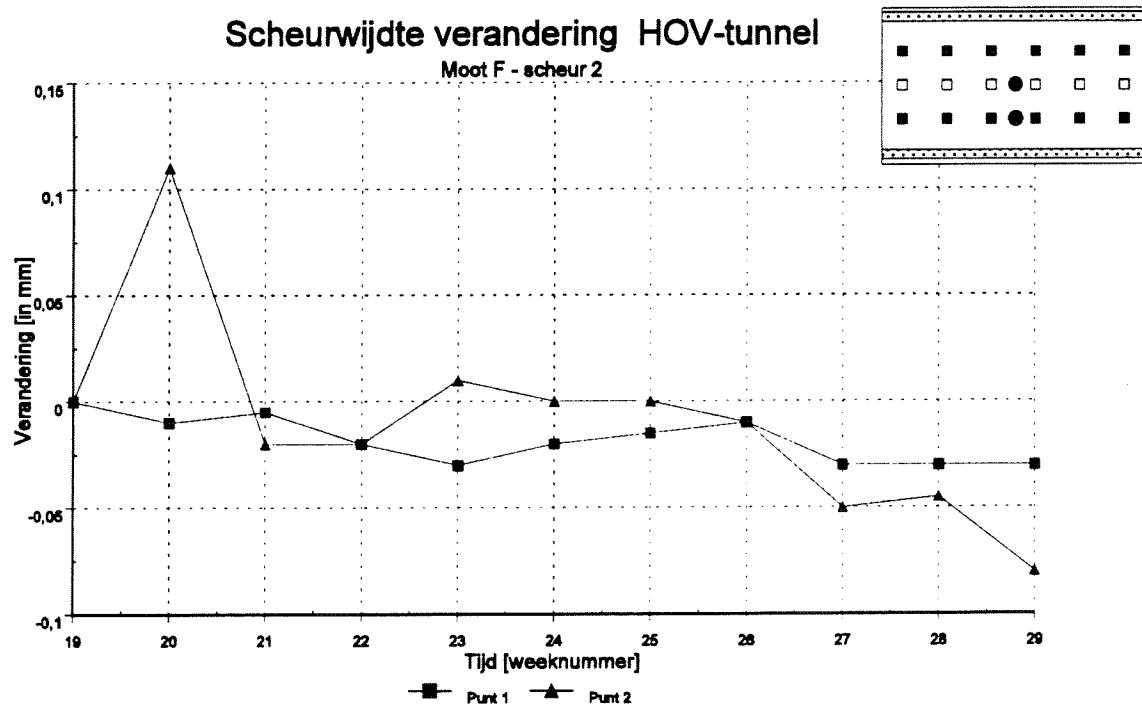


BIJLAGE II.3.5

MEETRESULTATEN MOOT F



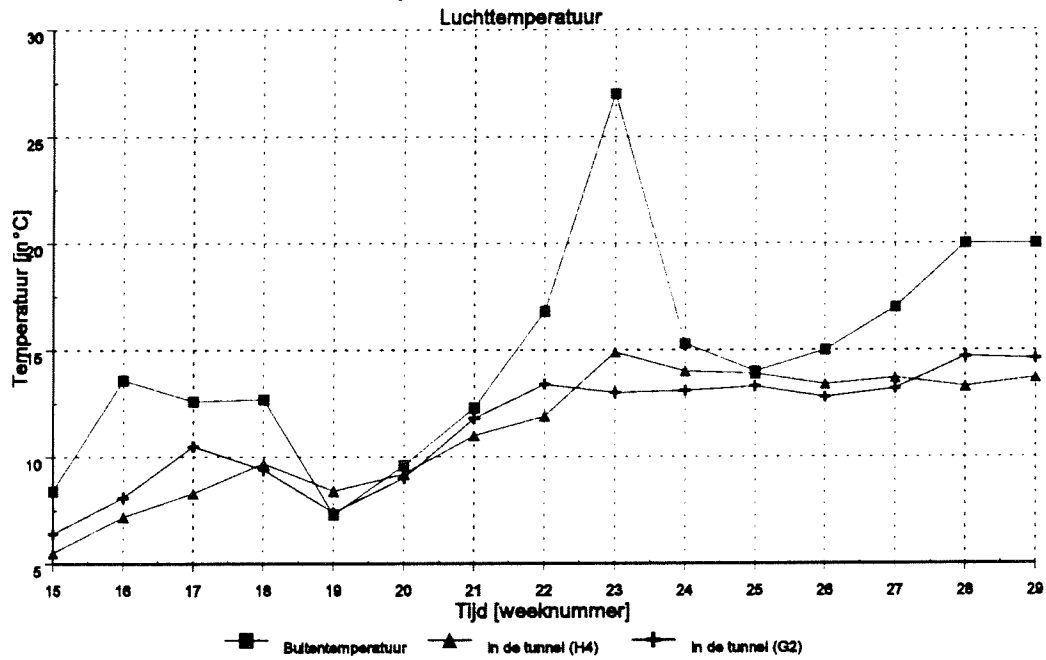




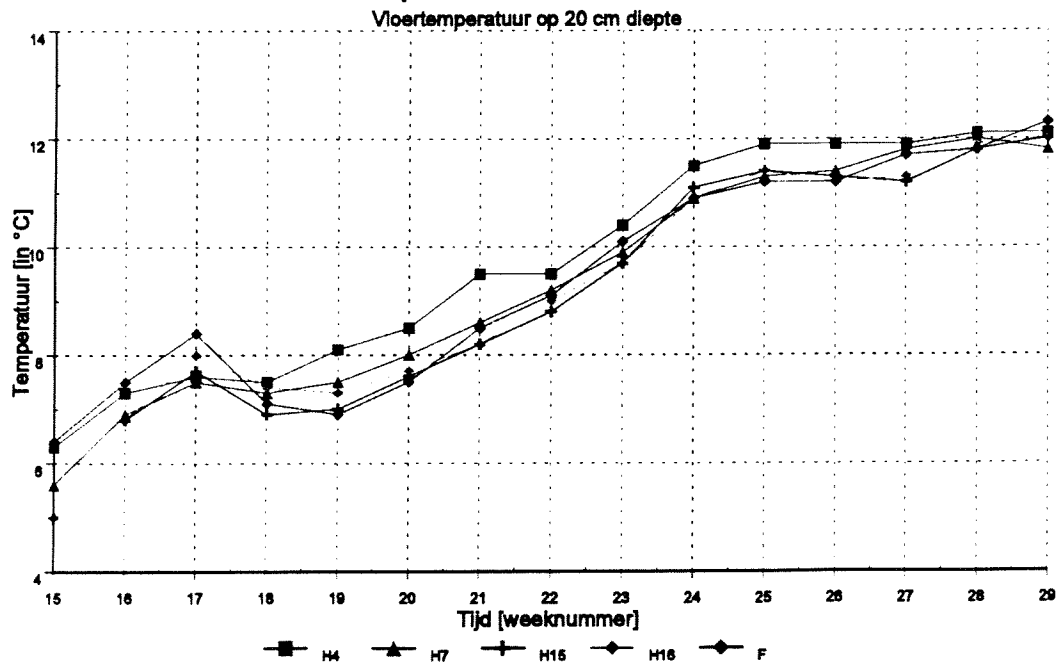
BIJLAGE II.4

RESULTATEN TEMPERATUURMETINGEN

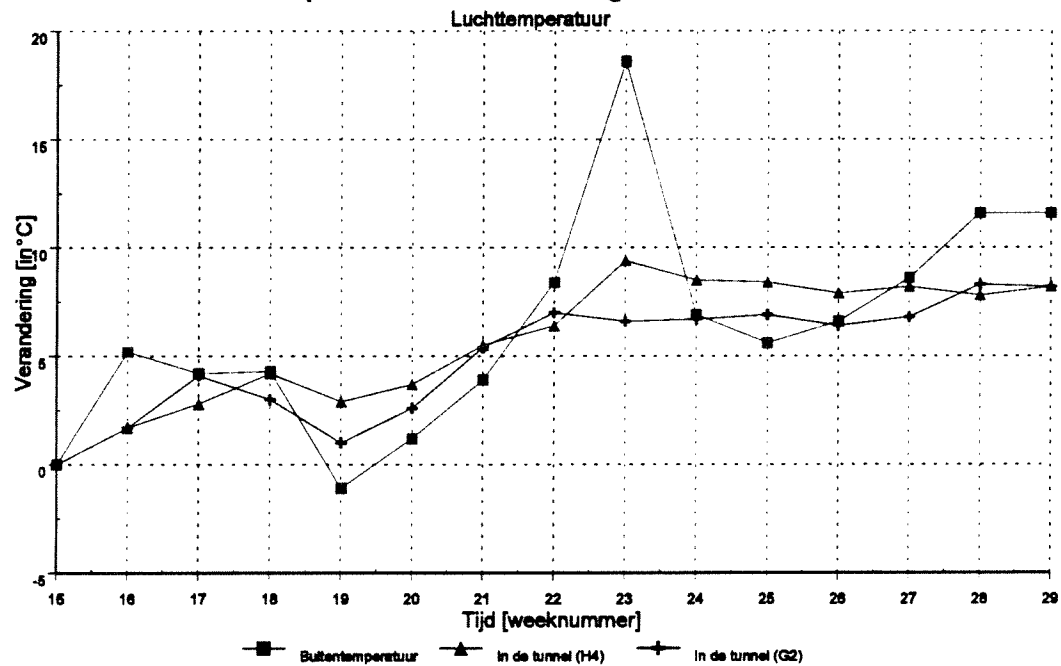
Temperatuur HOV-tunnel



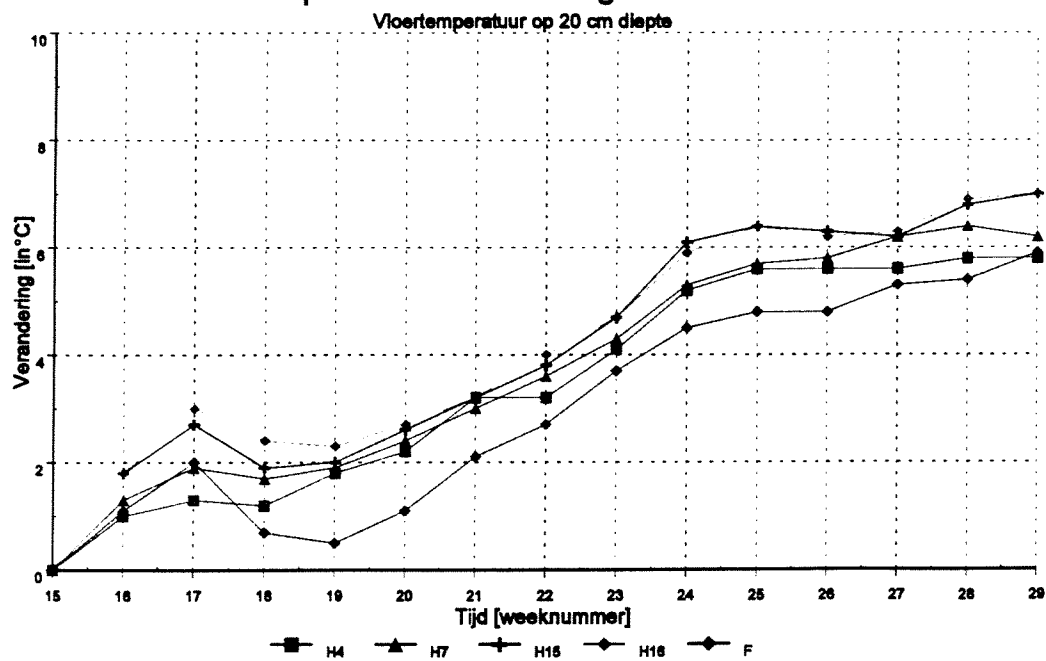
Temperatuur HOV-tunnel



Temperatuurverandering HOV-tunnel



Temperatuurverandering HOV-tunnel



BIJLAGE III

BEREKENINGSRESULTATEN

- III.1 VERHARDEND BETON (MECHANISME 2)
- III.1.1 RESULTATEN BEREKENING A
- III.1.2 RESULTATEN BEREKENING B
- III.2 VERHARD BETON (MECHANISME 3A)
- III.2.1 RESULTATEN BEREKENING A
- III.2.2 RESULTATEN BEREKENING B
- III.3 RESULTATEN BEREKENING C
- III.3.1 INVLOED ONDERWATERBETONVLOER
- III.3.2 INVLOED PALEN

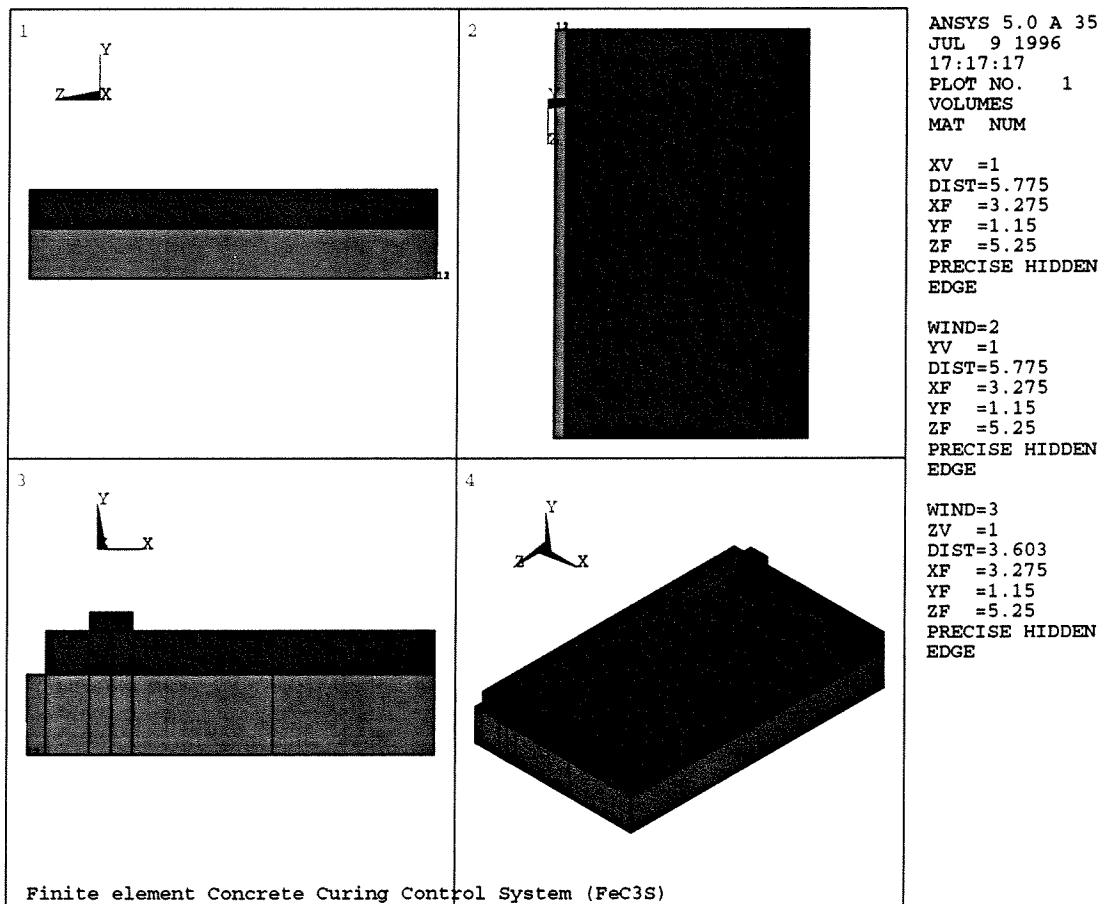
BIJLAGE III.1

VERHARDEND BETON (MECHANISME 2)

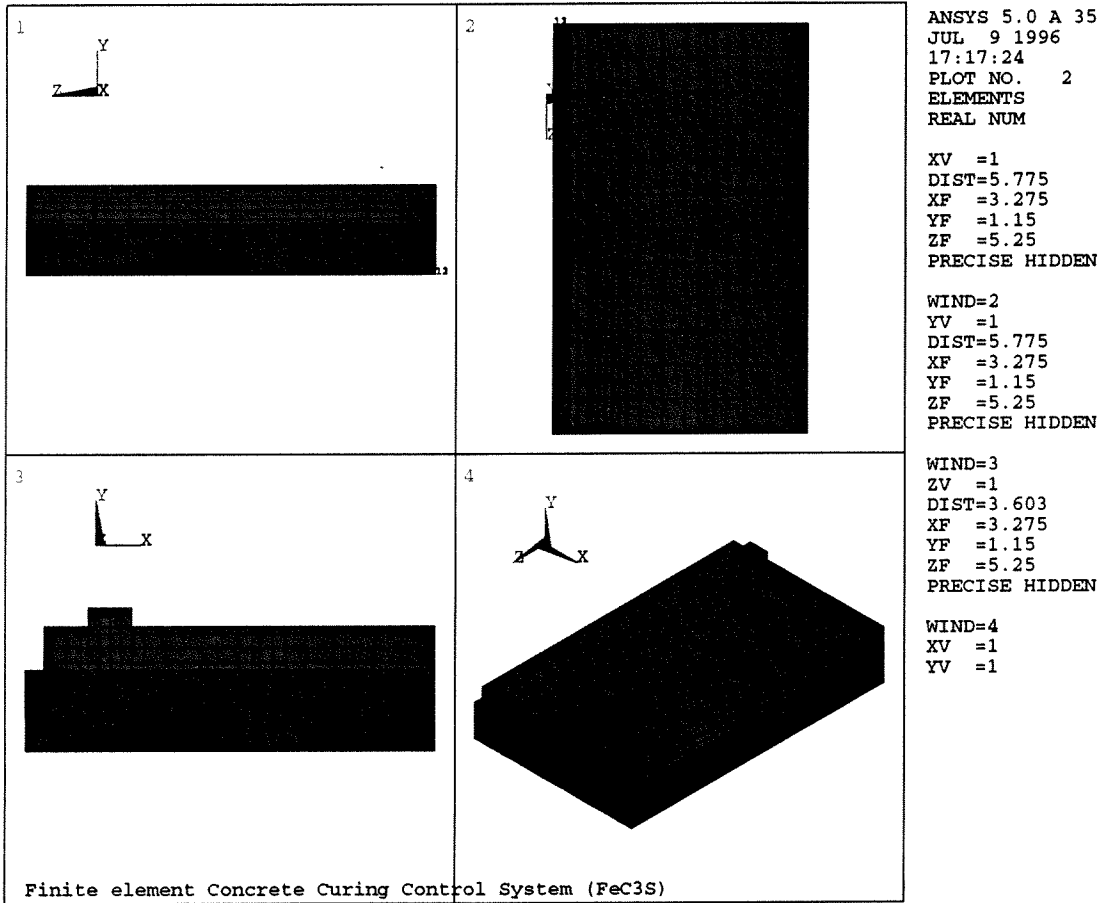
BIJLAGE III.1.1

RESULTATEN BEREKENING A

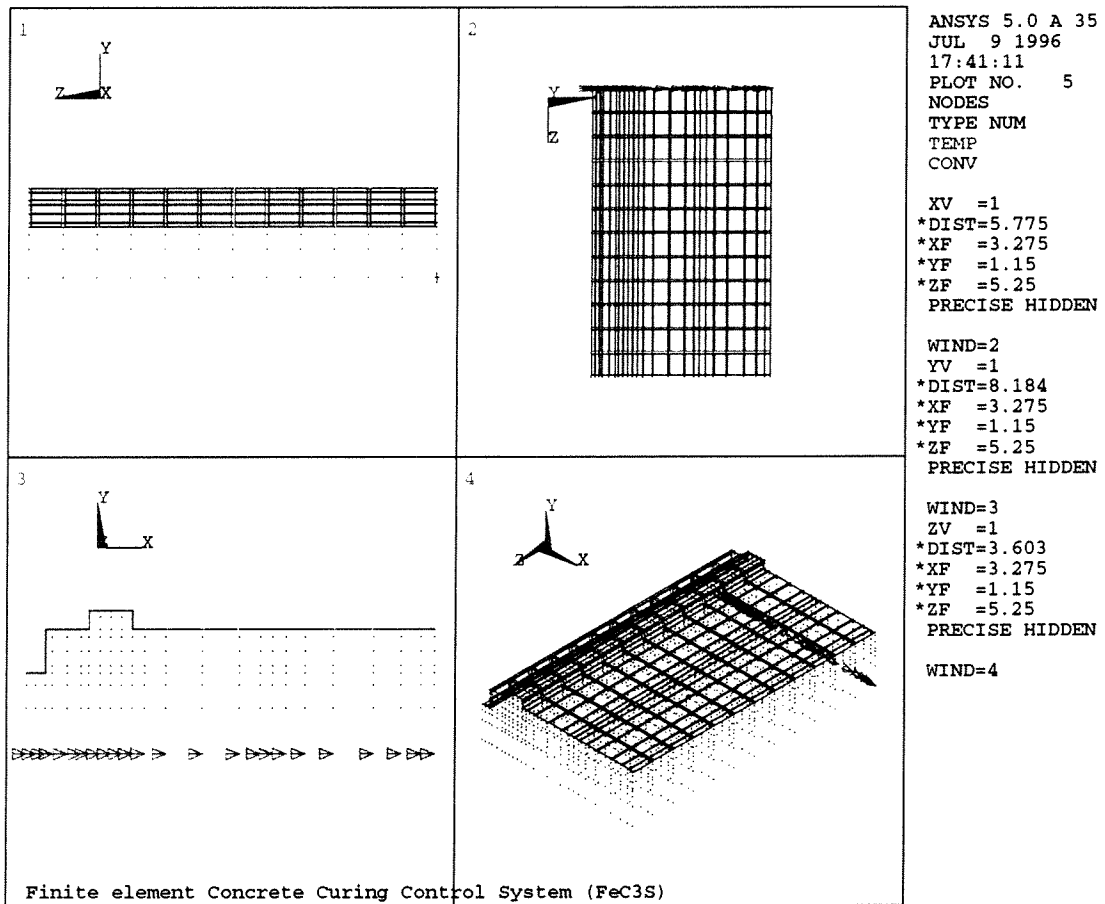
VAK G&H (HOV TUNNEL)



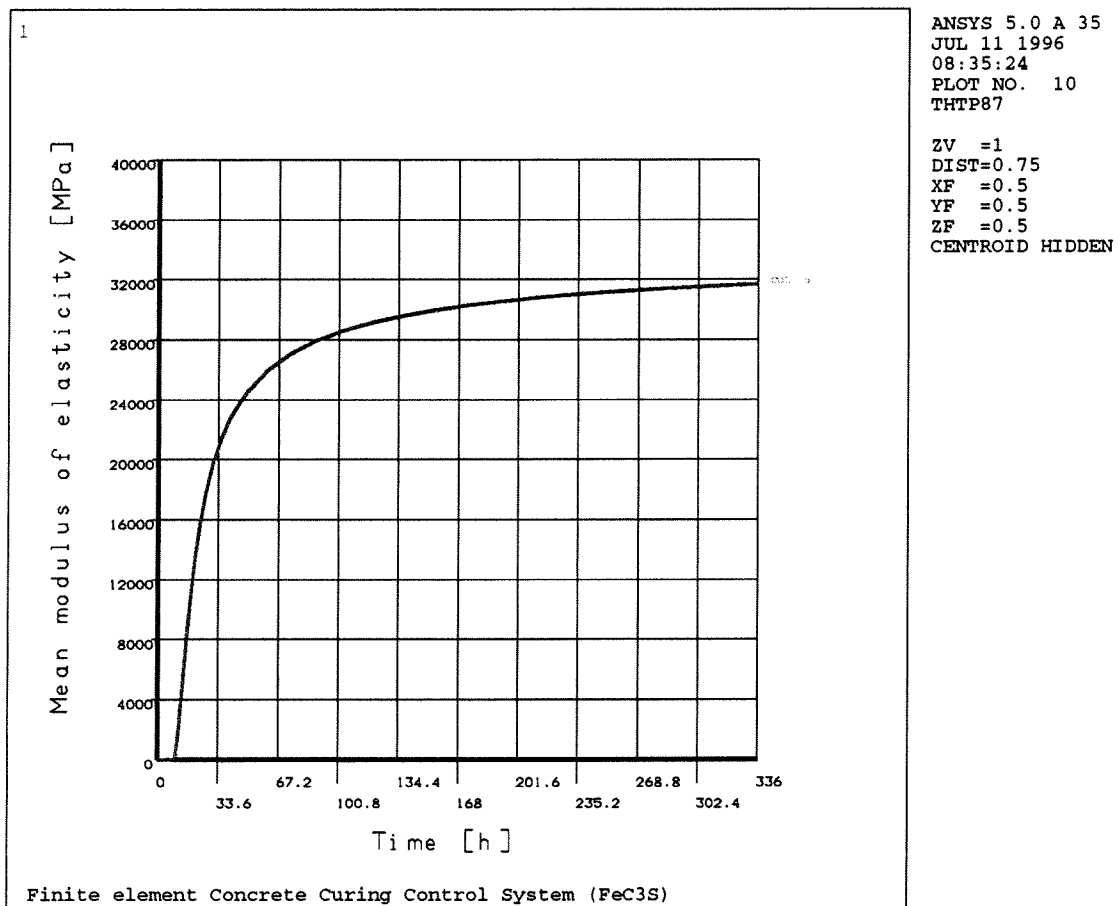
Het model, de constructievloer en de onderwaterbetonvloer.



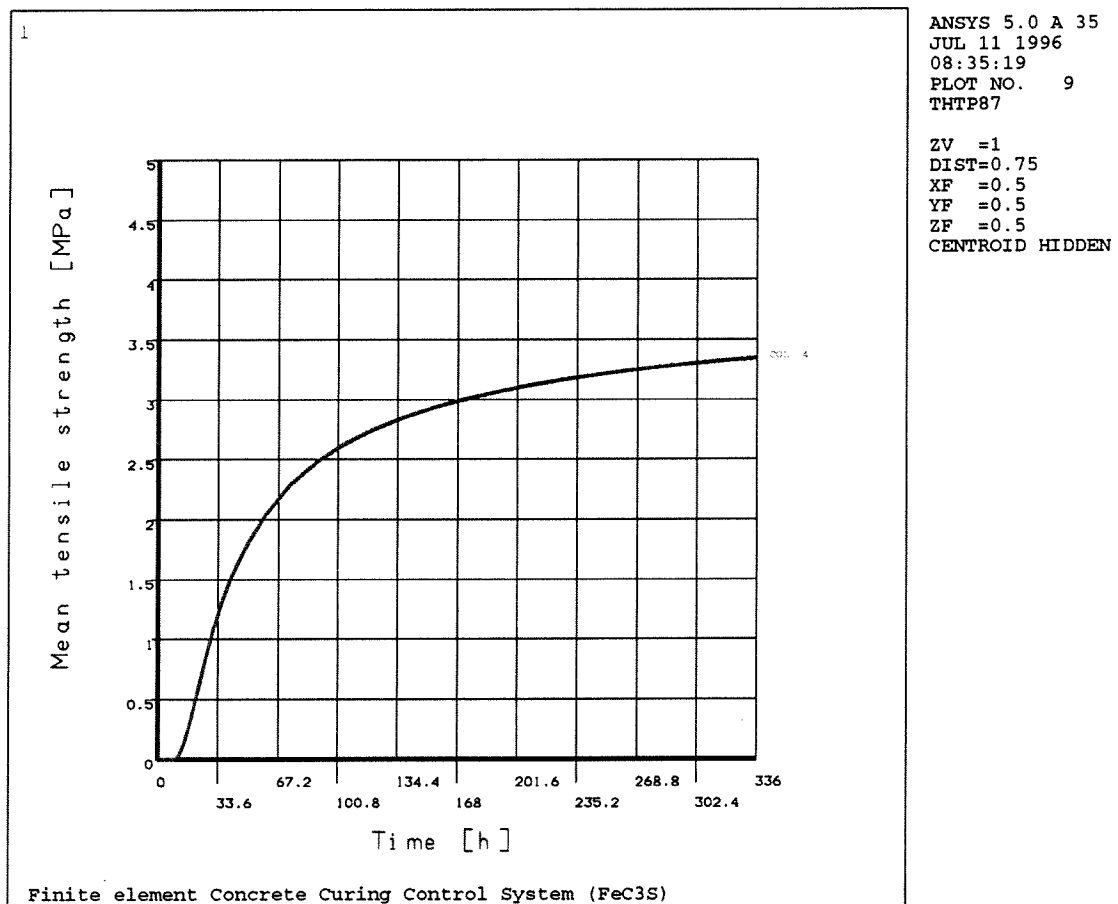
De elementen.



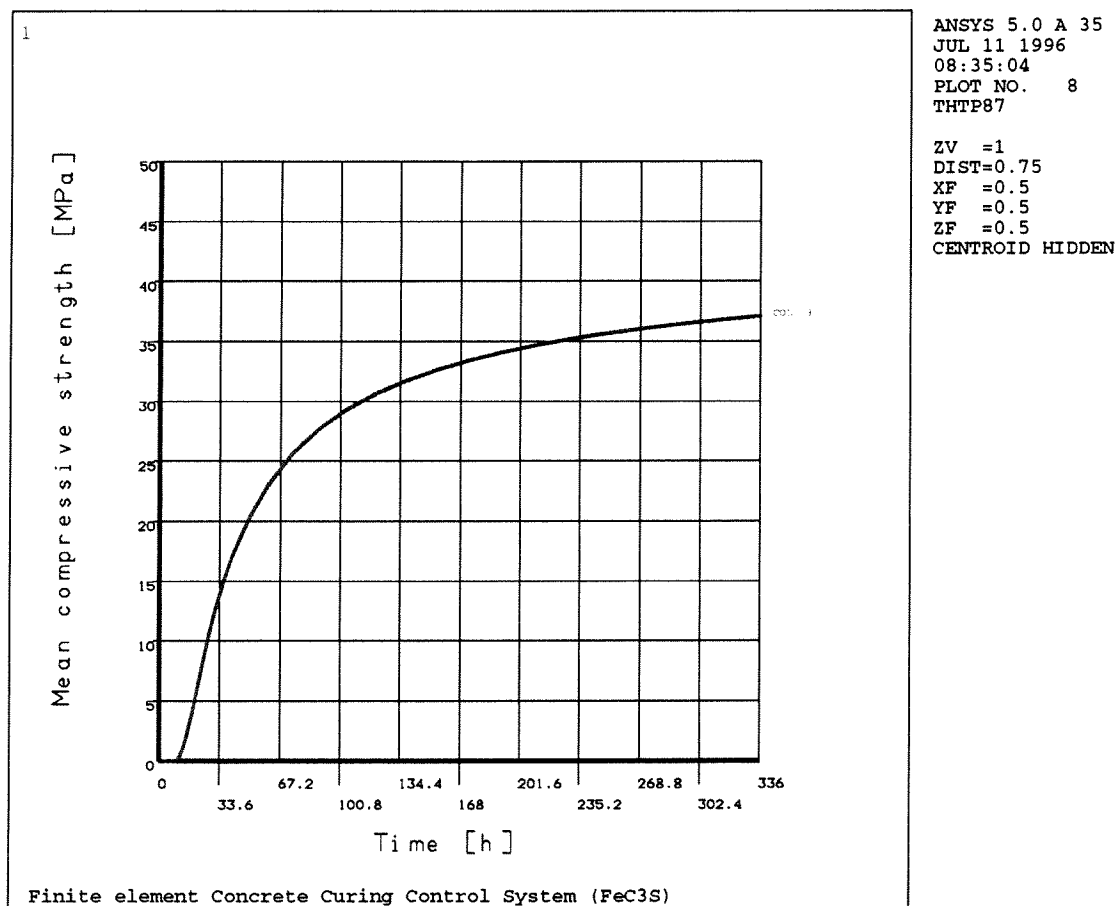
Omgevingsvoorwaarden bij temperatuurberekening.



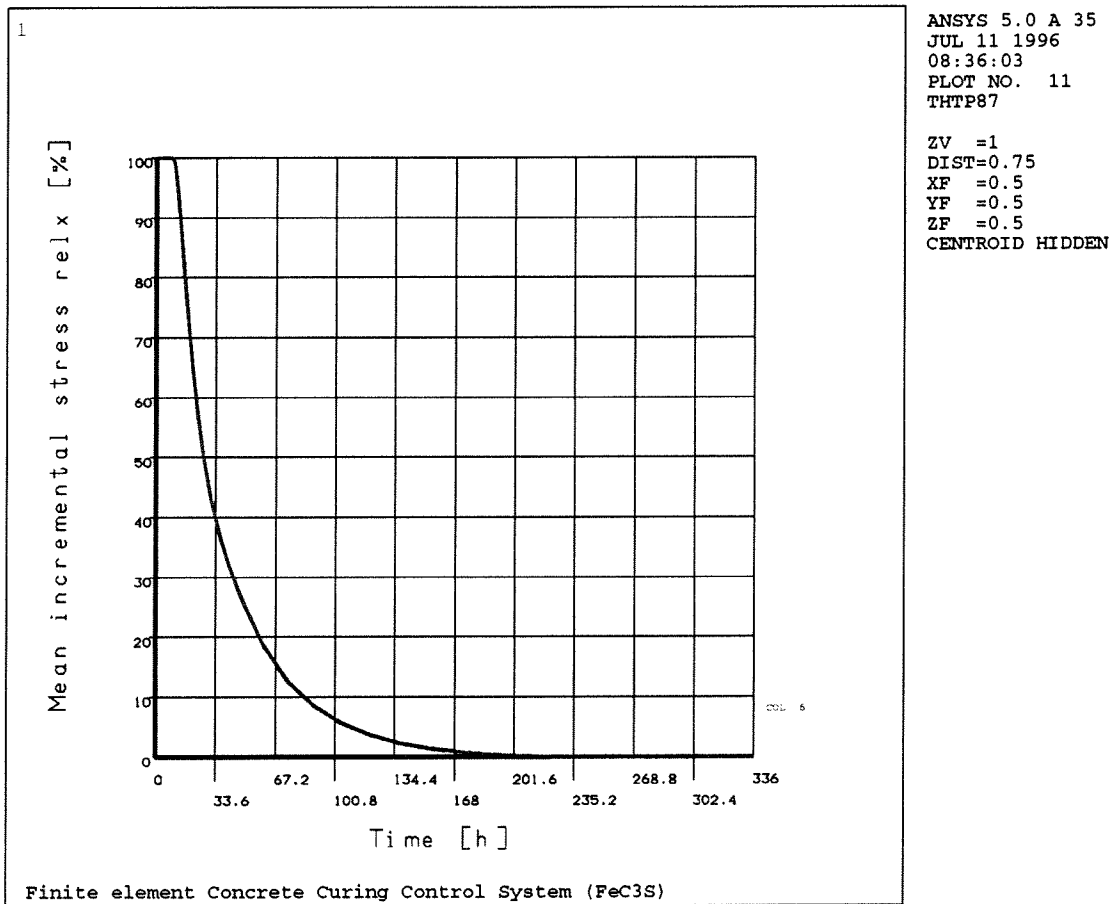
Ontwikkeling E-modulus in de tijd.



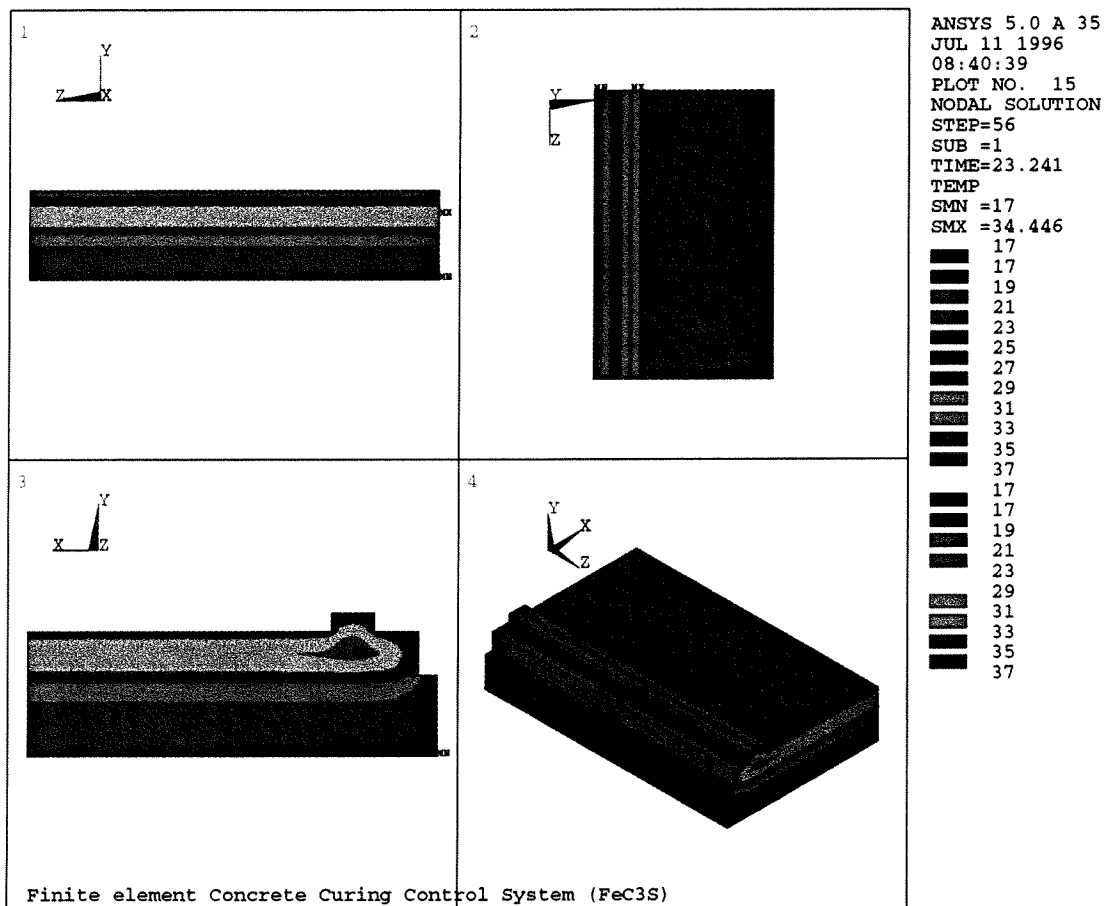
Ontwikkeling treksterkte in de tijd.



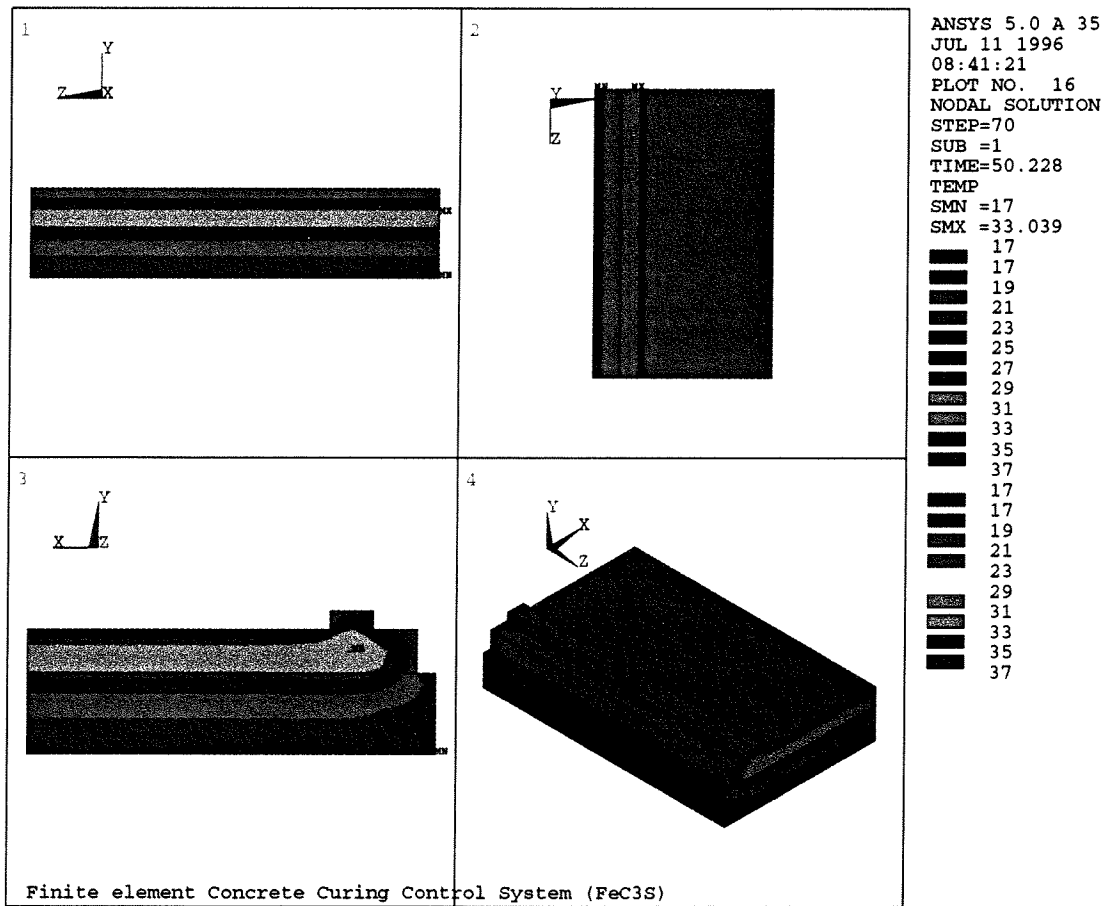
Ontwikkeling druksterkte in de tijd.



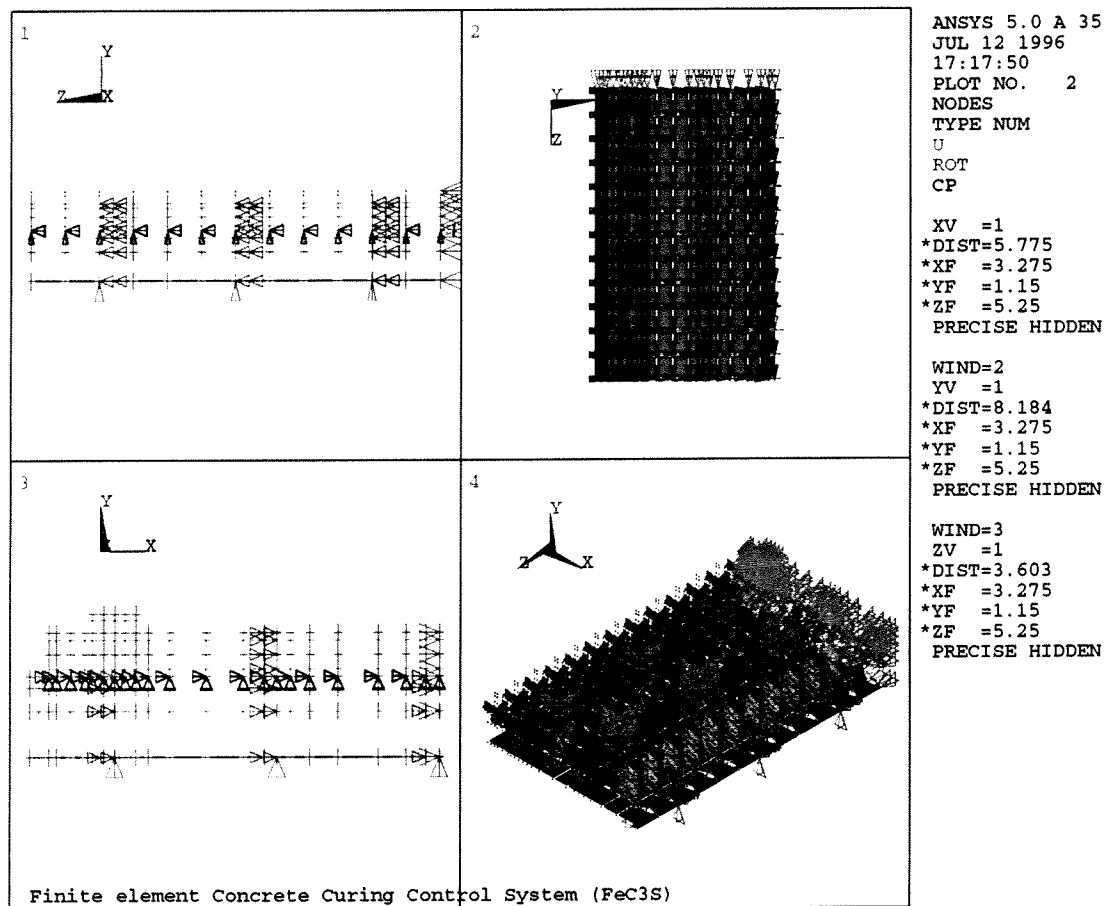
Ontwikkeling relaxatie in de tijd.



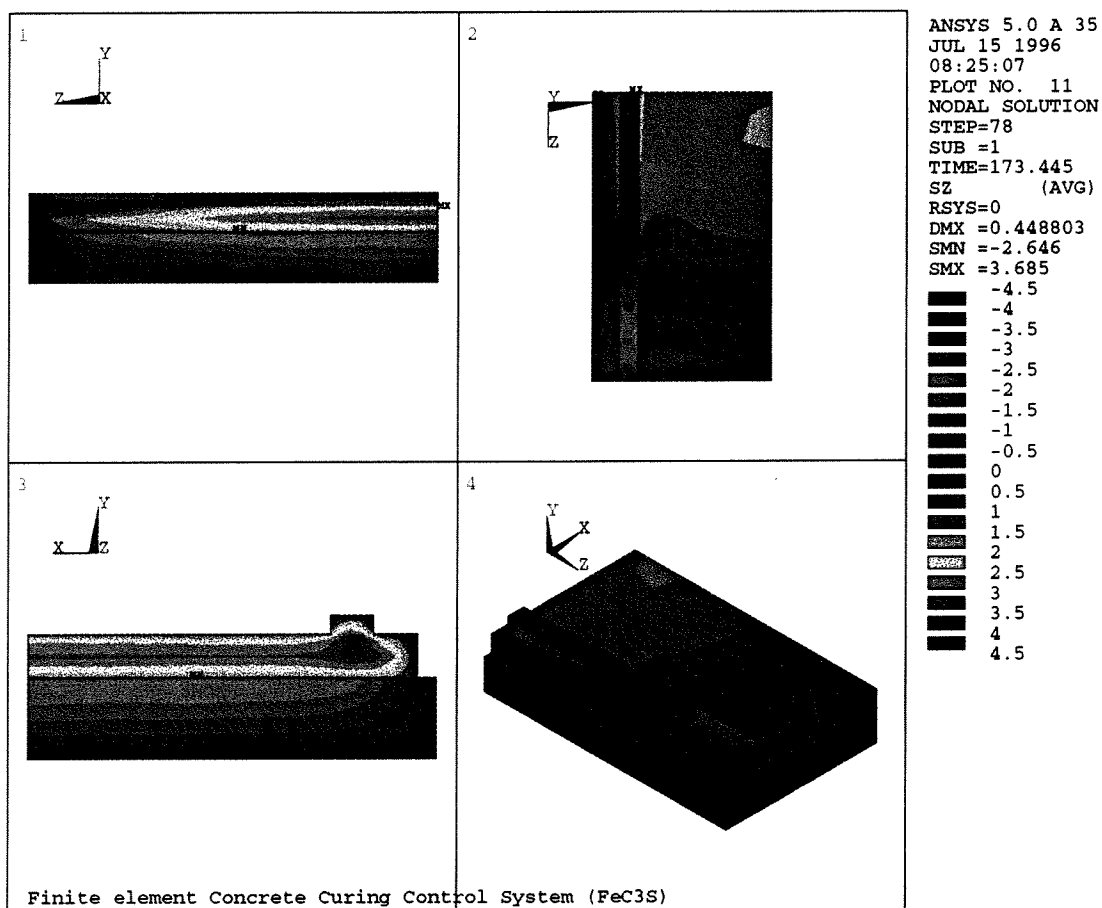
Temperatuurverdeling over de constructie, $t = 24$ uur.



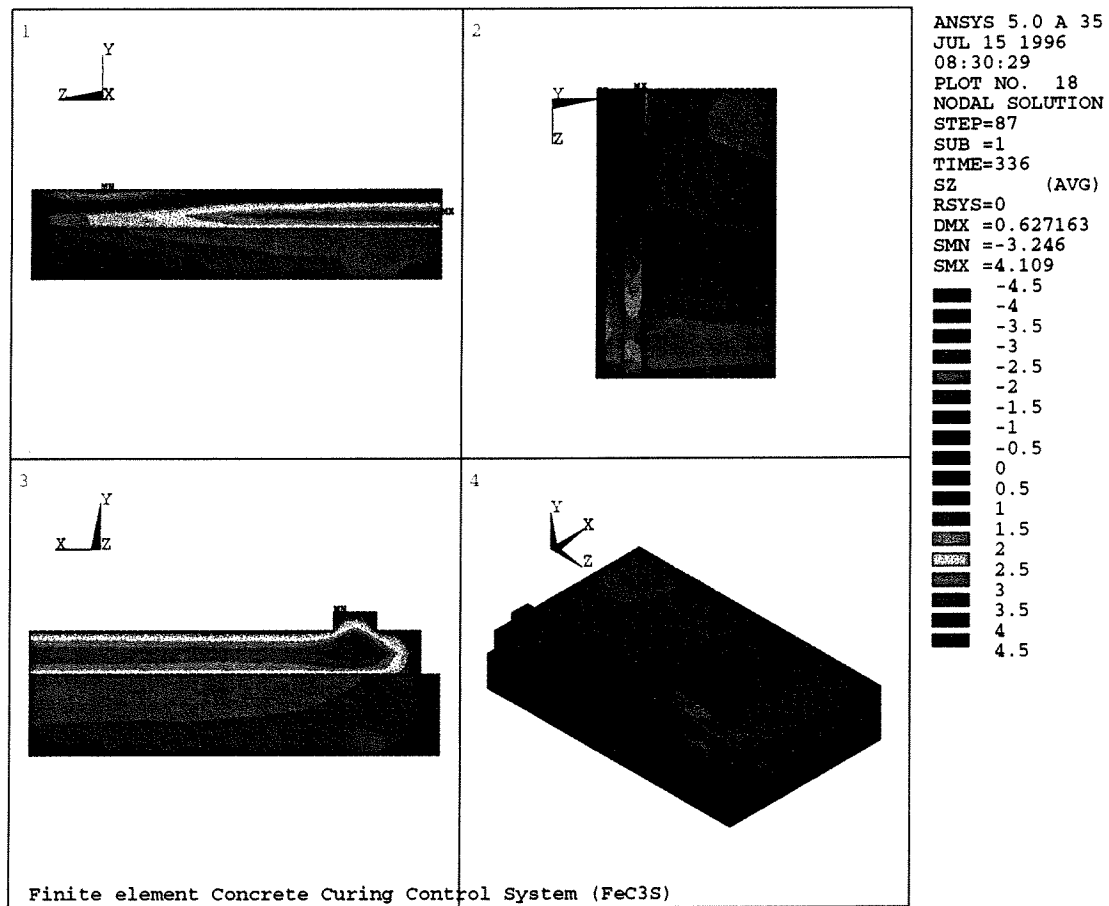
Temperatuurverdeling over de constructie, $t = 48$ uur.



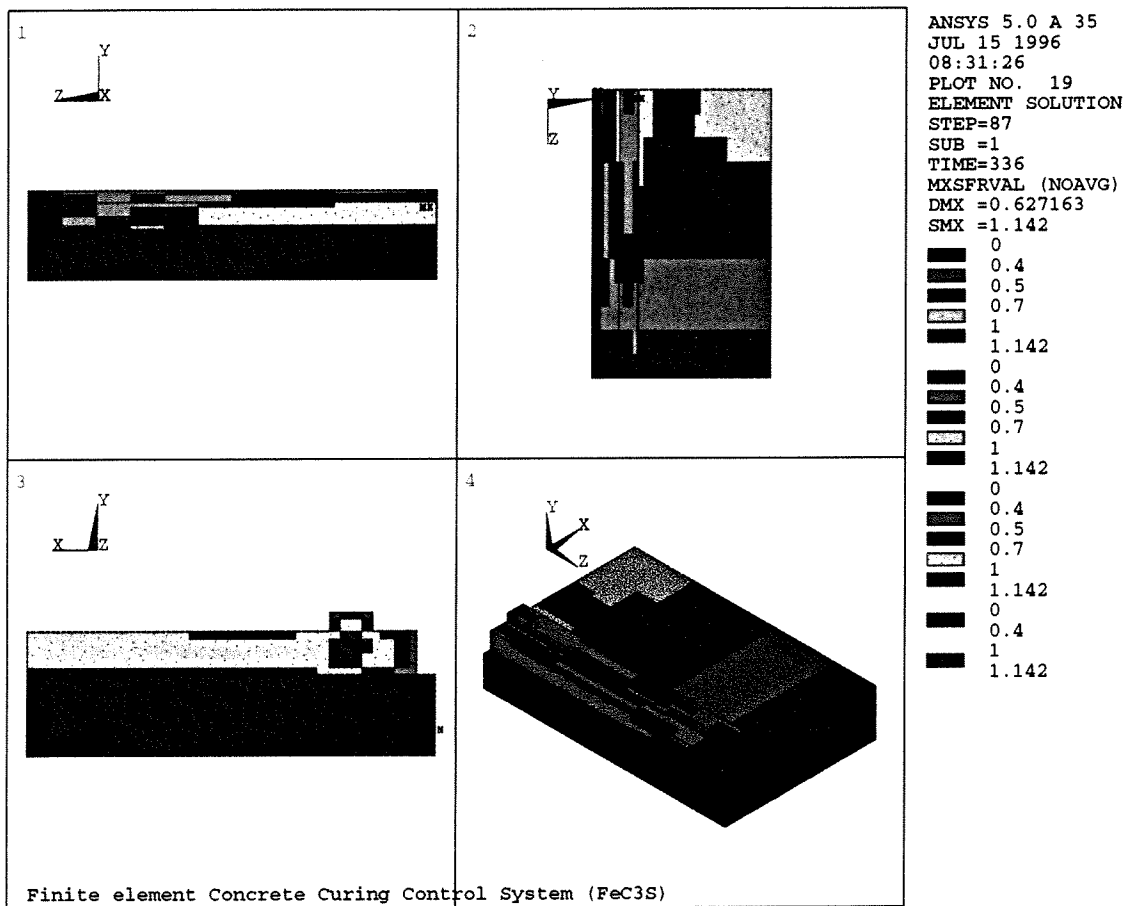
Overzicht randvoorwaarden spanningsberekening.



Spanningsverloop over de constructie, $t = 168$ uur.



Spanningsverloop over de constructie, $t = 336$ uur.

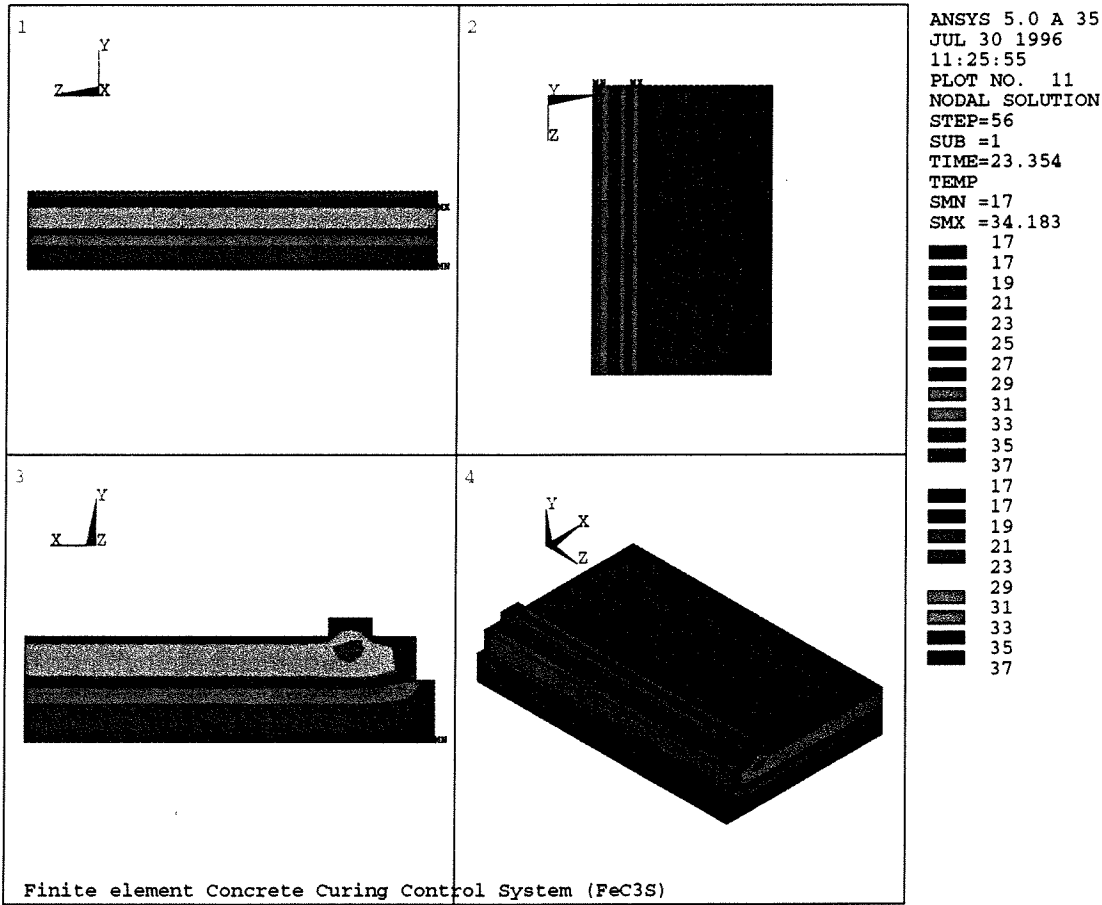


Kans op scheurvorming over de constructie.

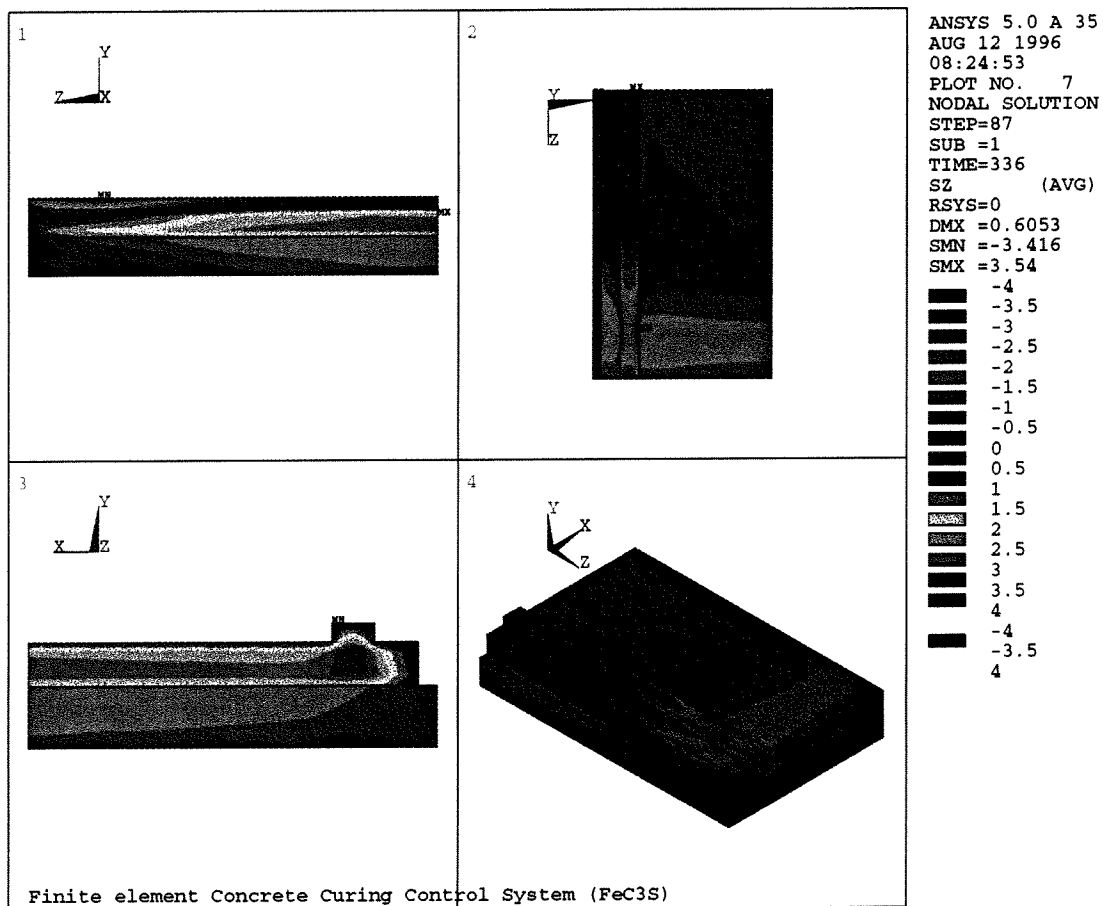
BIJLAGE III.1.2

RESULTATEN BEREKENING B

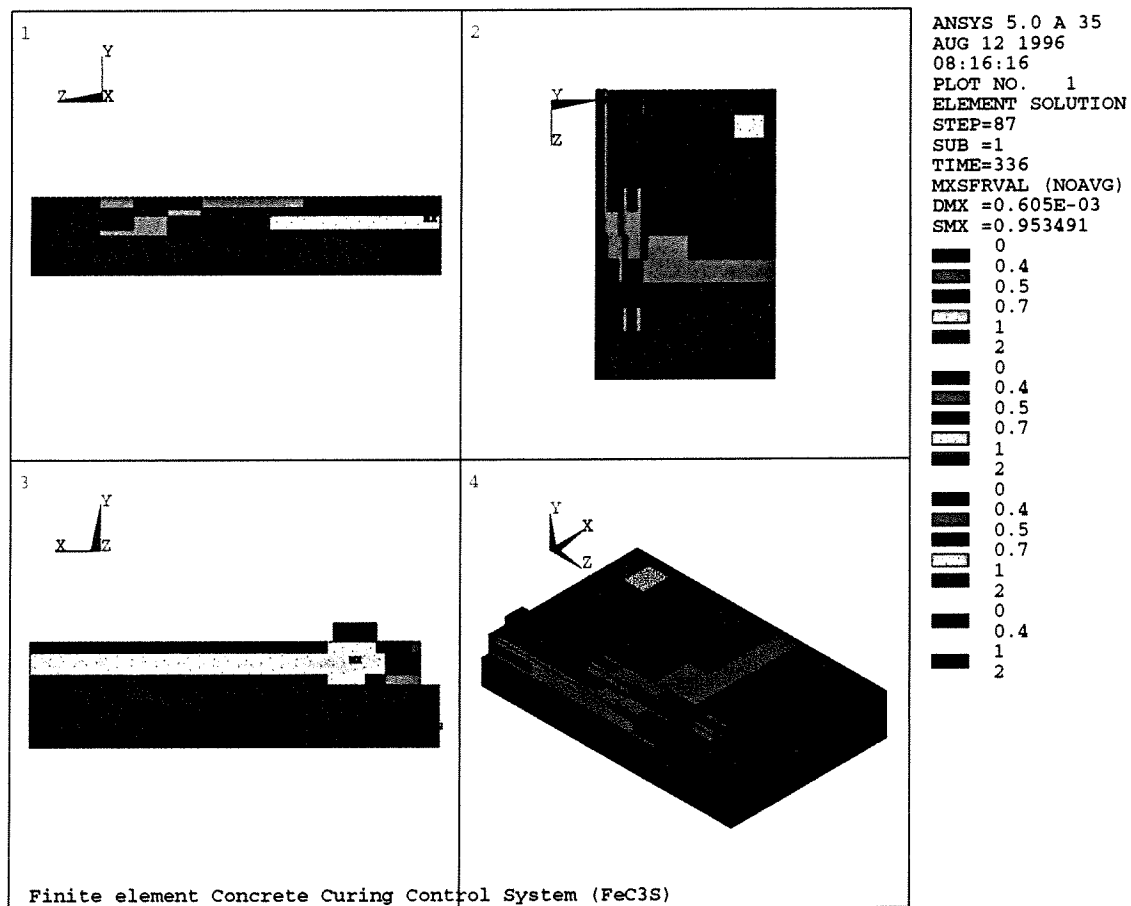
VAK F (HOV TUNNEL)



Temperatuurverloop over de constructie, $t = 24$ uur.

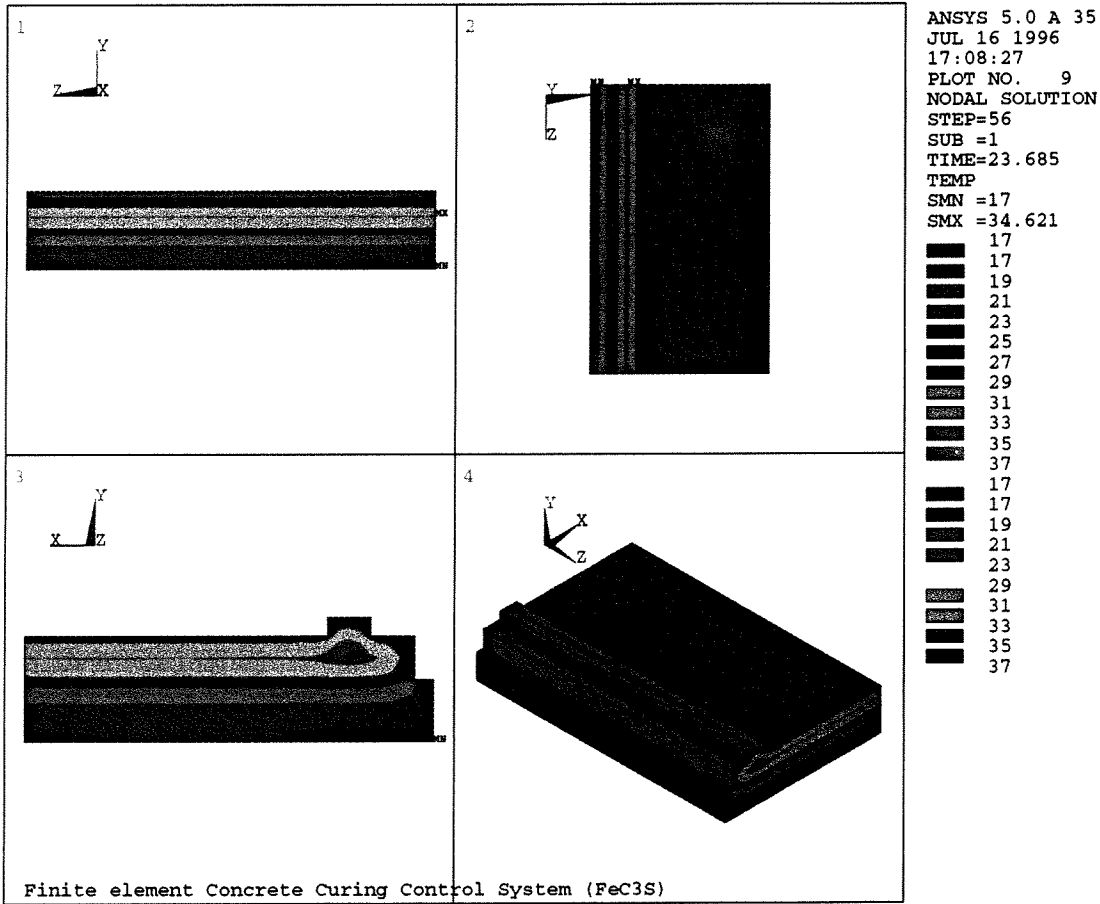


Spanningsverloop over de constructie, $t = 336$ uur.

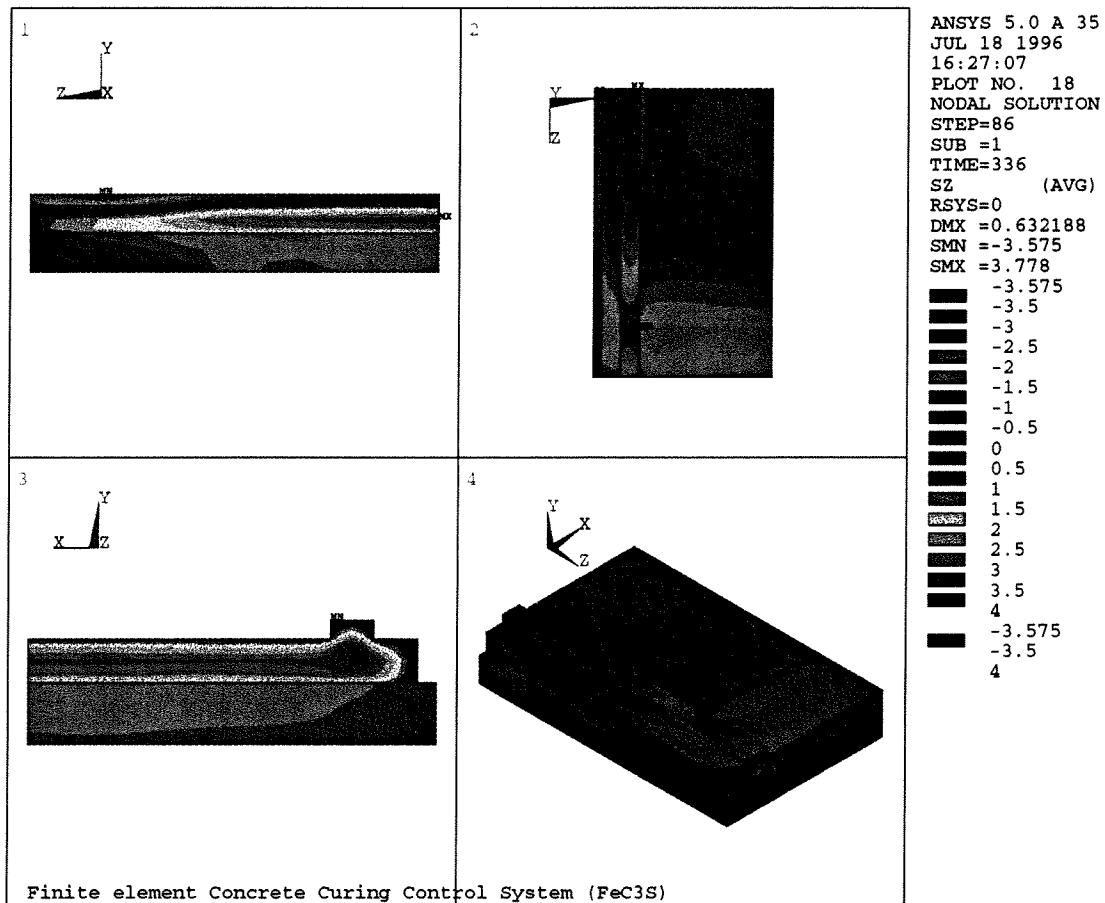


Kans op scheurvorming over de constructie.

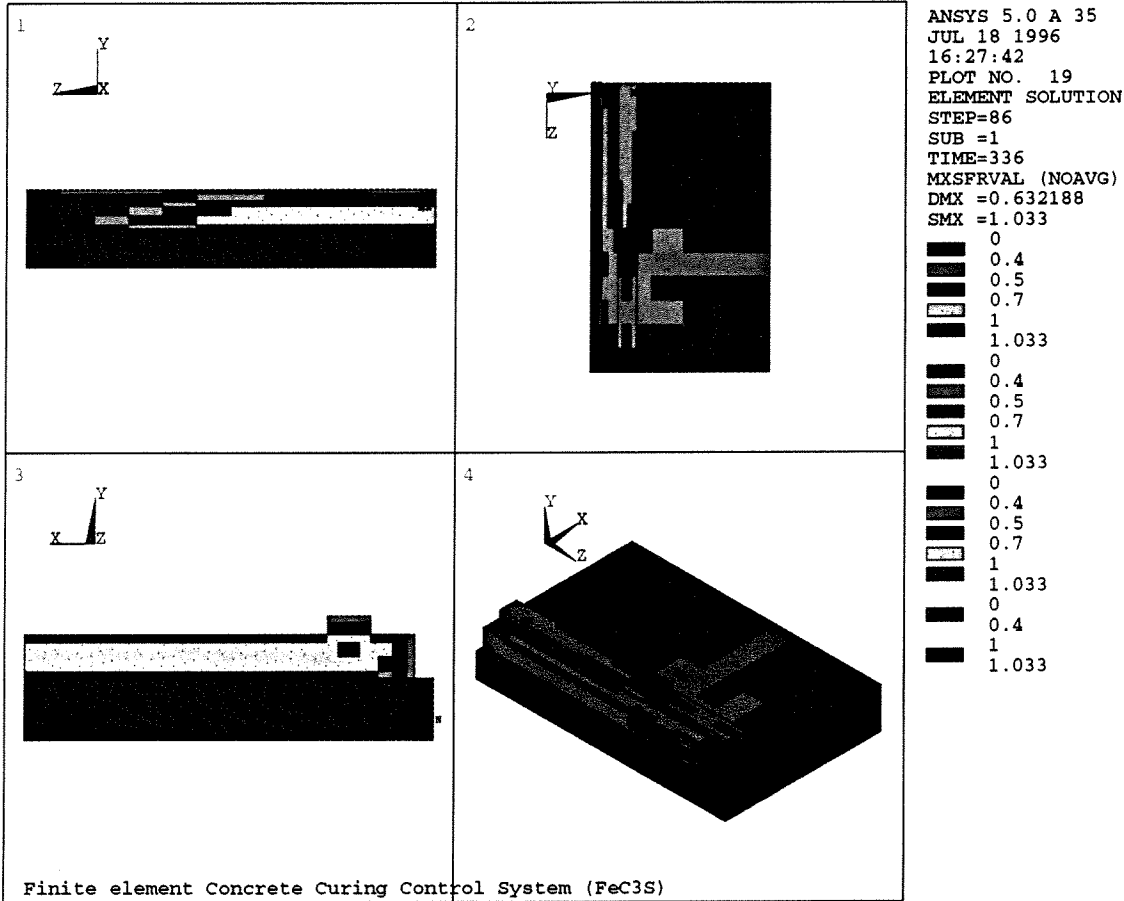
VAK T (SPOORTUNNEL)



Temperatuurverloop over de constructie, $t = 24$ uur.



Spanningsverloop over de constructie, $t = 336$ uur.



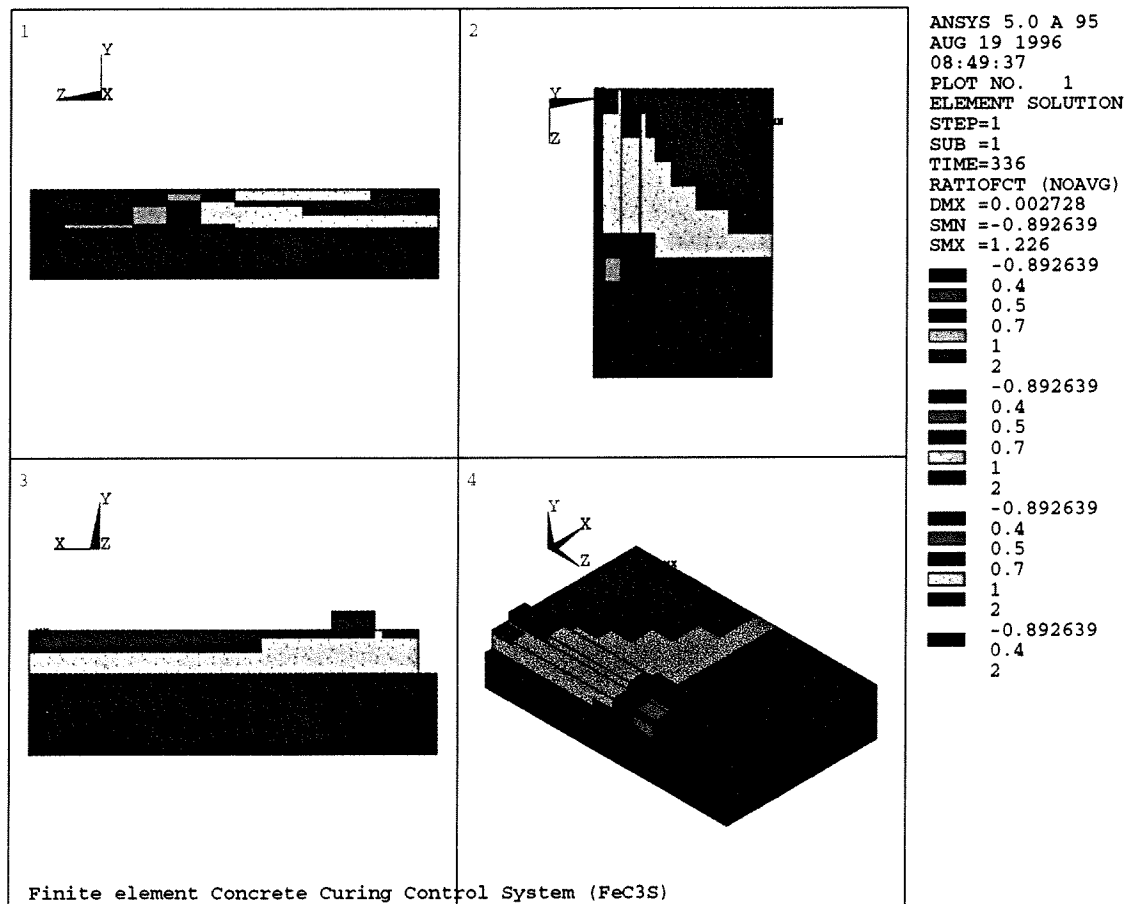
Kans op scheurvorming over de constructie.

BIJLAGE III.2

VERHARD BETON (MECHANISME 3A)

BIJLAGE III.2.1

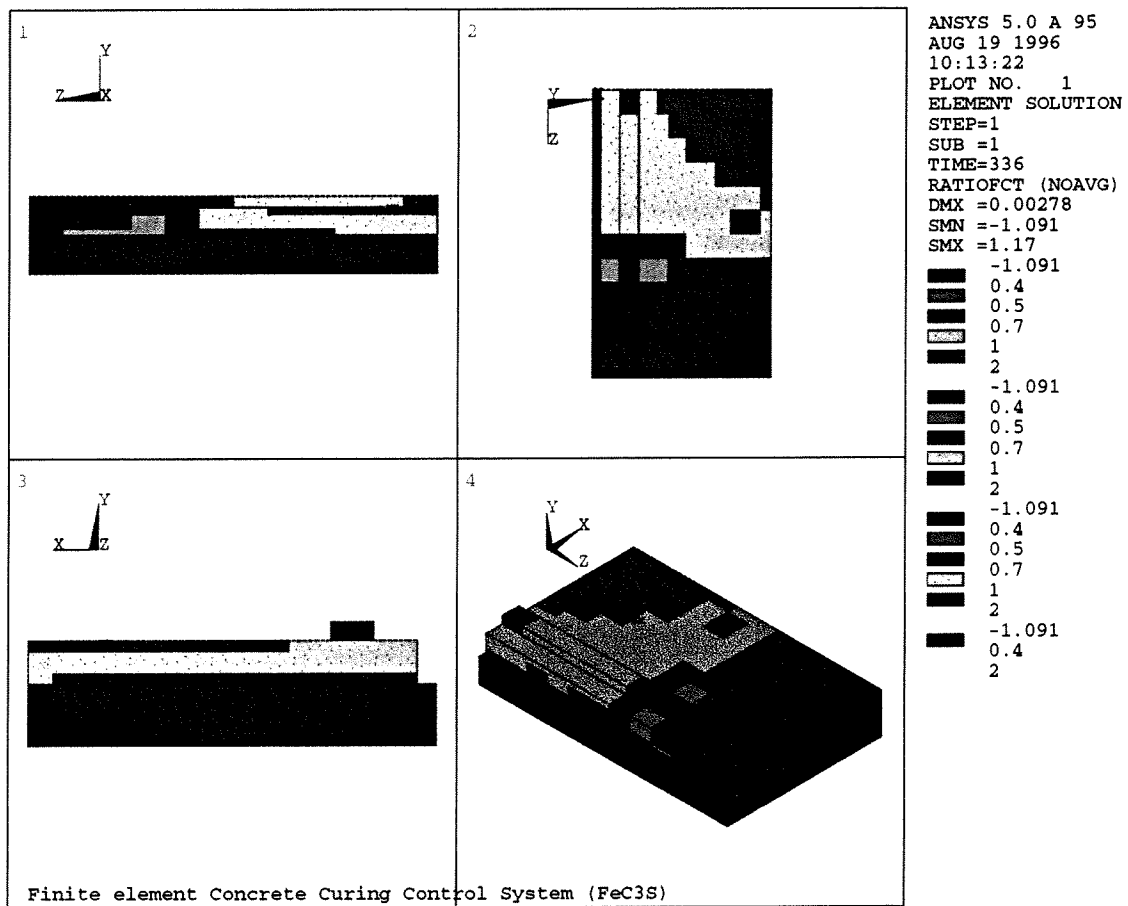
RESULTATEN BEREKENING A



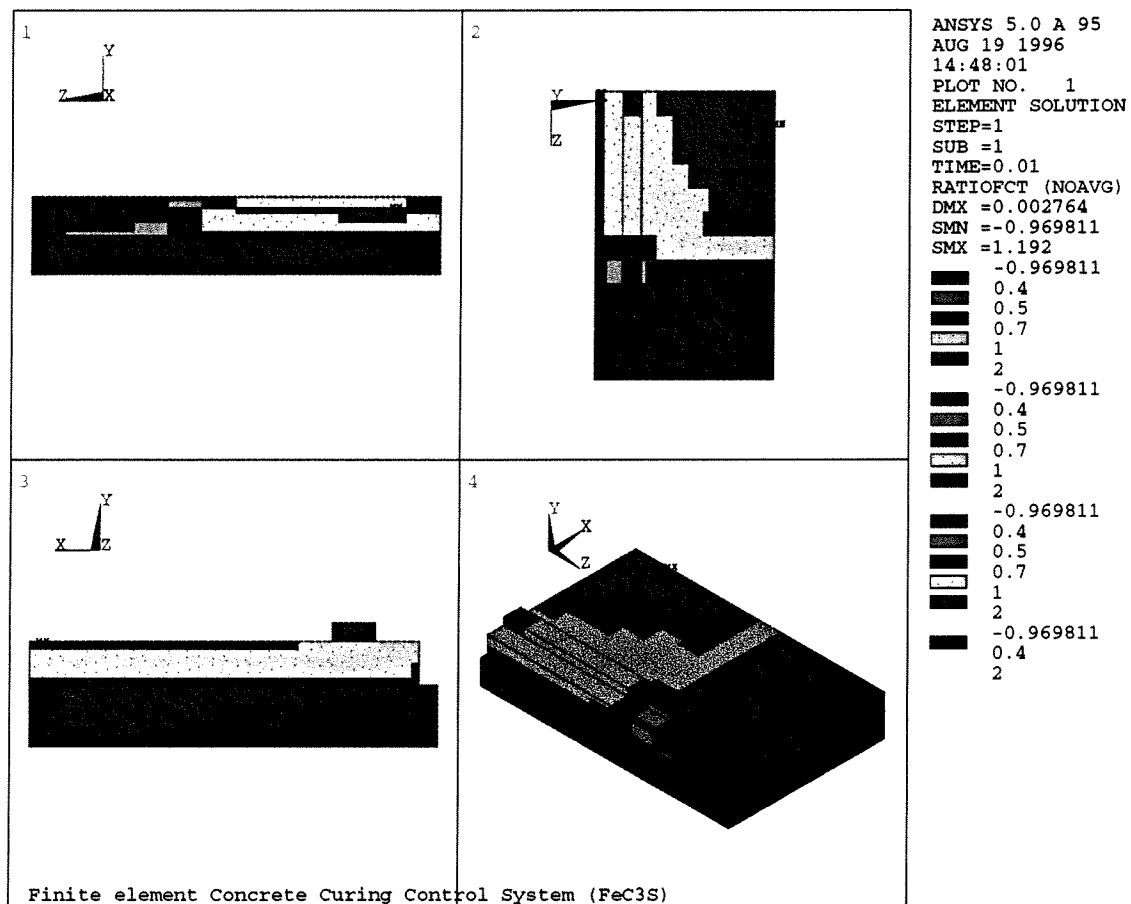
Kans op scheurvorming over de constructie, vak G&H.

BIJLAGE III.2.2

RESULTATEN BEREKENING B



Kans op scheurvorming over de constructie, vak F.



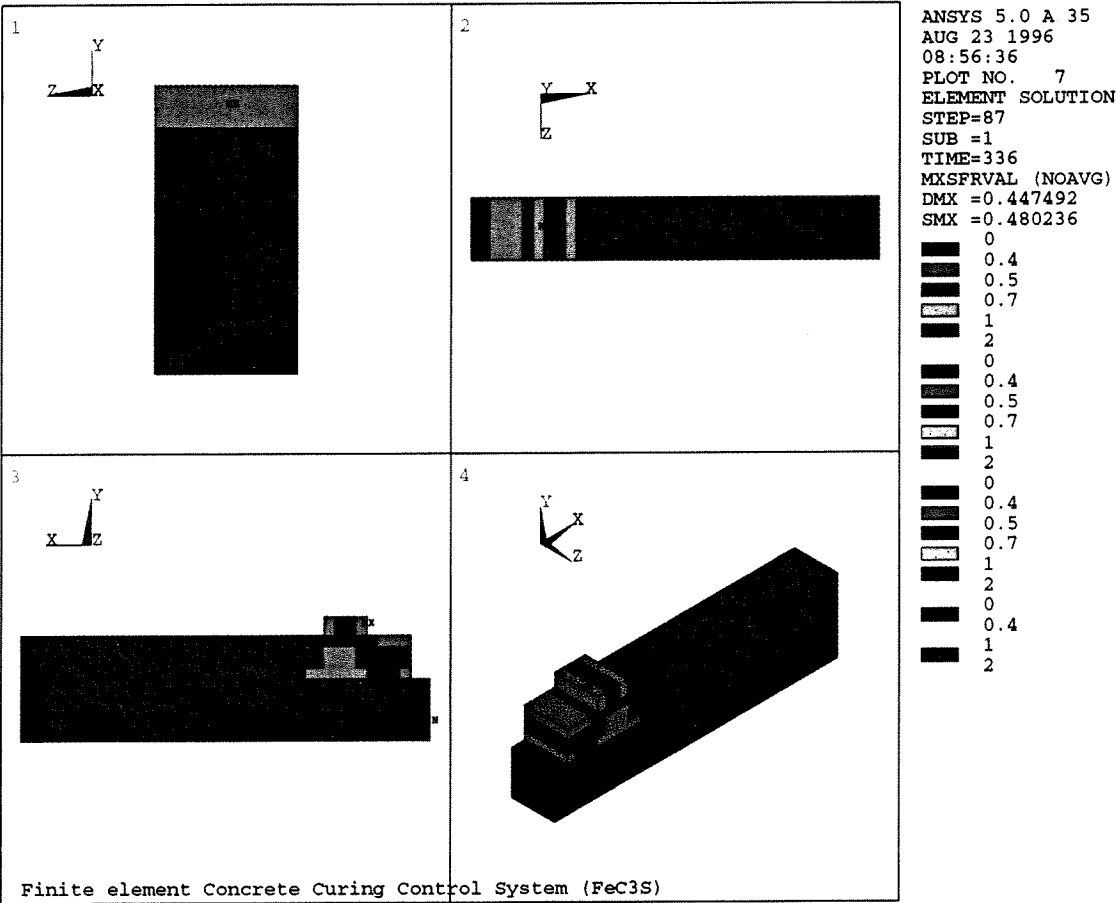
Kans op scheurvorming over de constructie, vak T.

BIJLAGE III.3

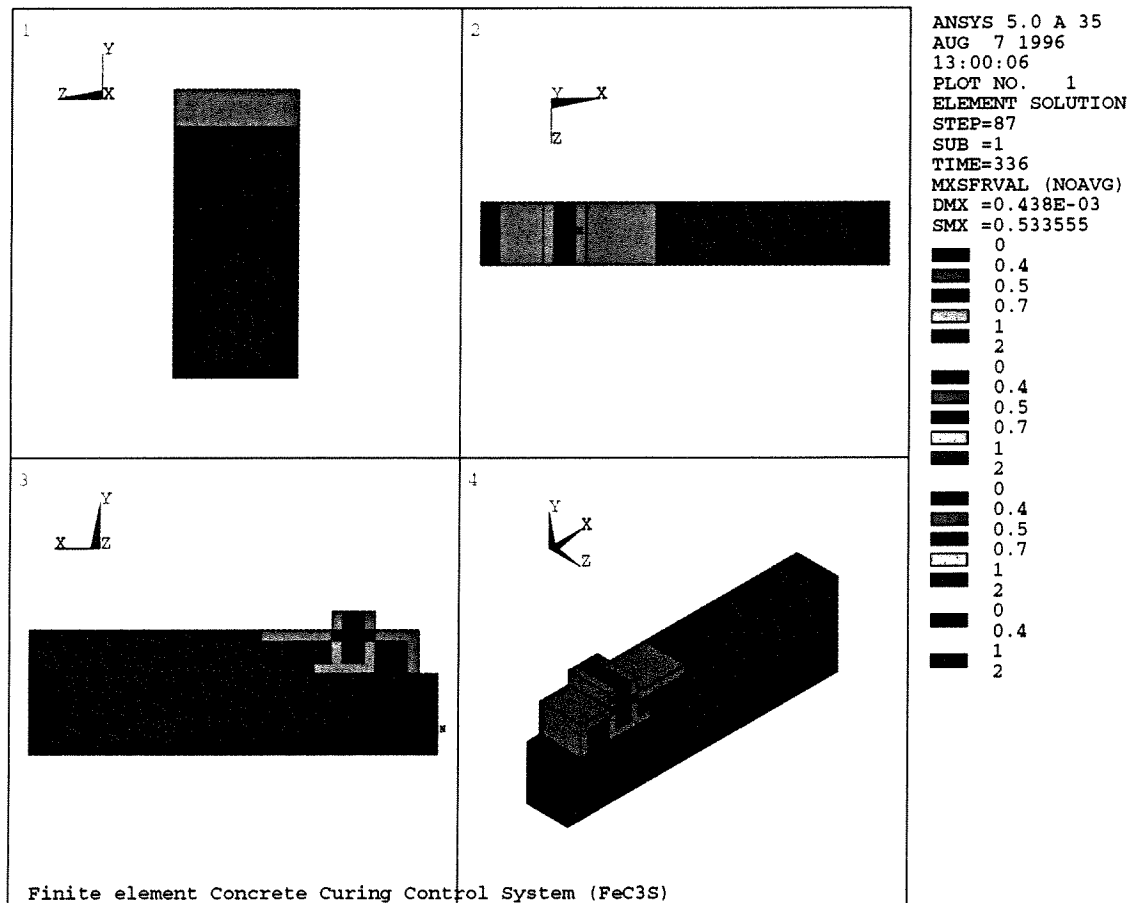
RESULTATEN BEREKENING C

BIJLAGE III.3.1

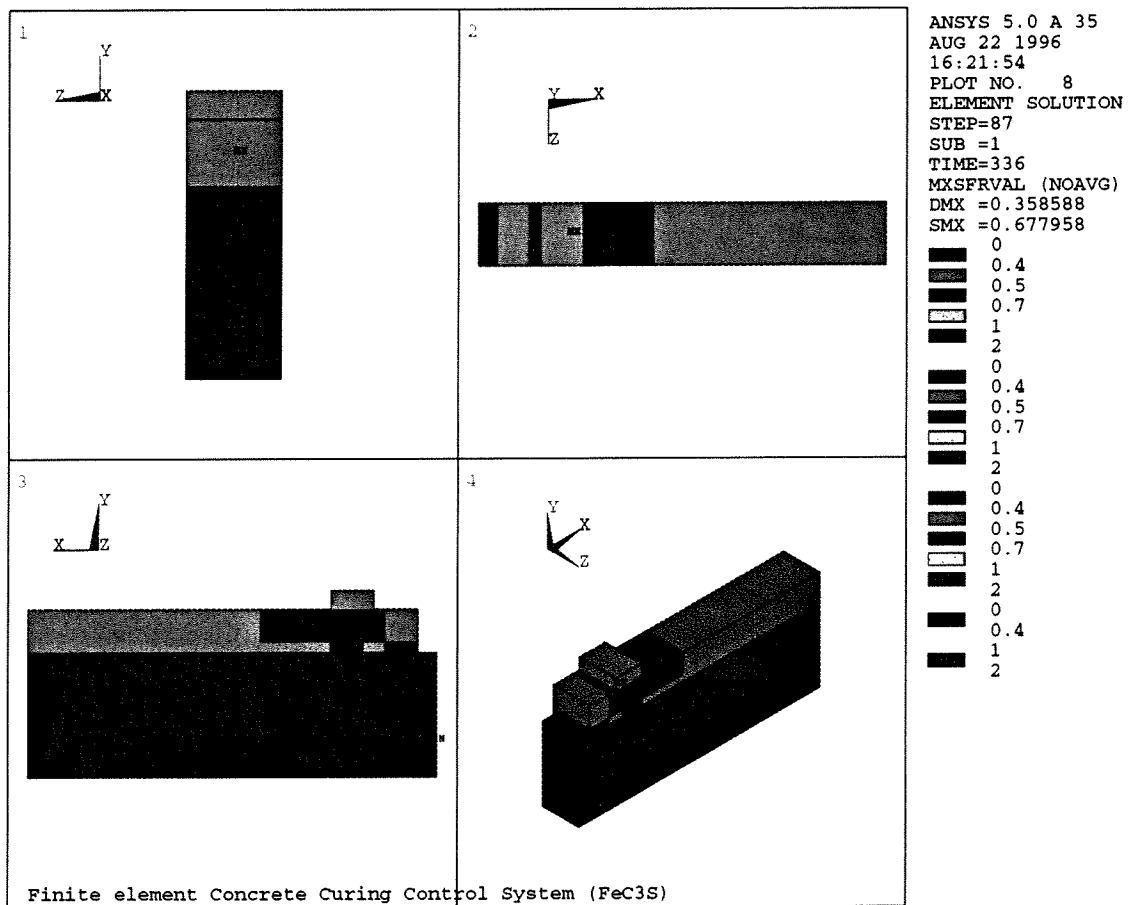
ONDERWATERBETONVLOER



Kans op scheurvorming , dikte onderwaterbetonvloer = 1.0 m
[zonder verandering kromming].



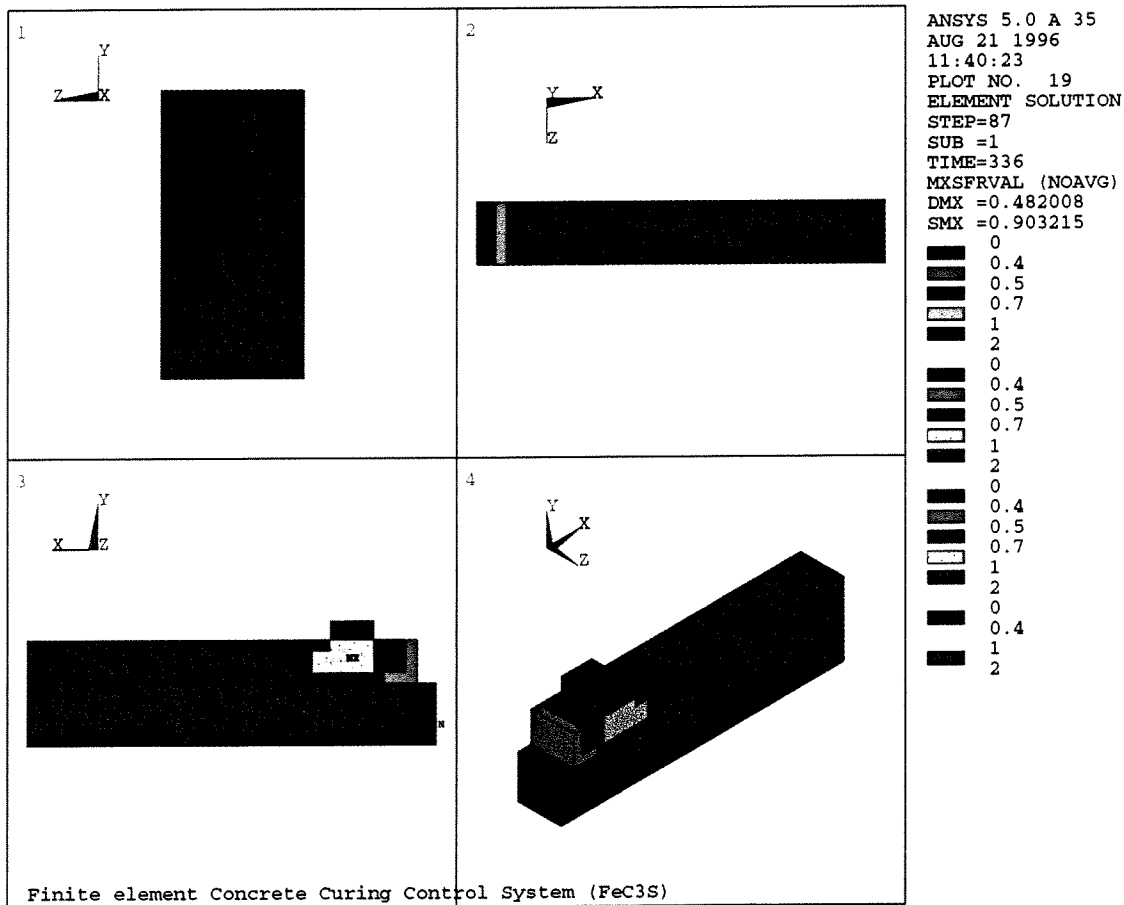
*Kans op scheurvorming, dikte onderwaterbetonvloer = 1.3 m
 [zonder verandering kromming]*



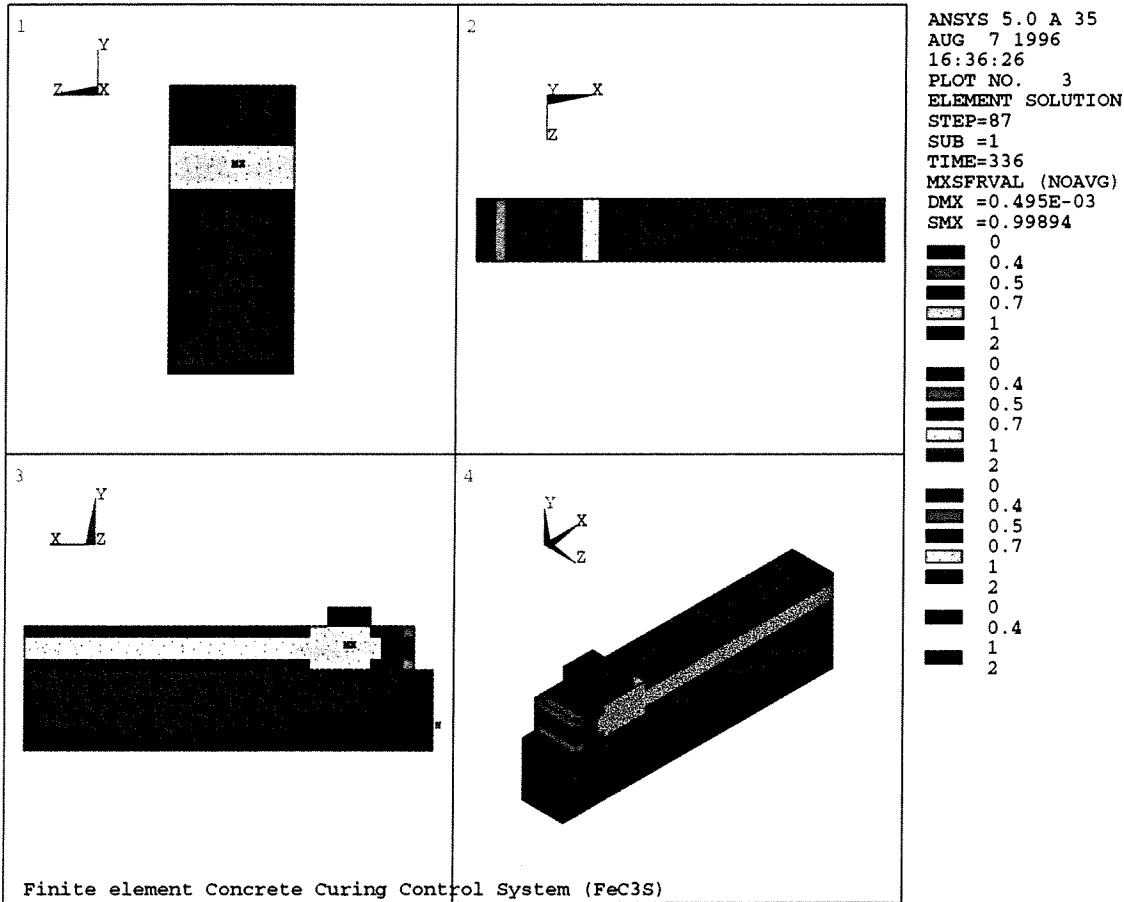
*Kans op scheurvorming , dikte onderwaterbetonvloer = 2.0 m
[zonder verhindering kromming].*

BIJLAGE III.3.2

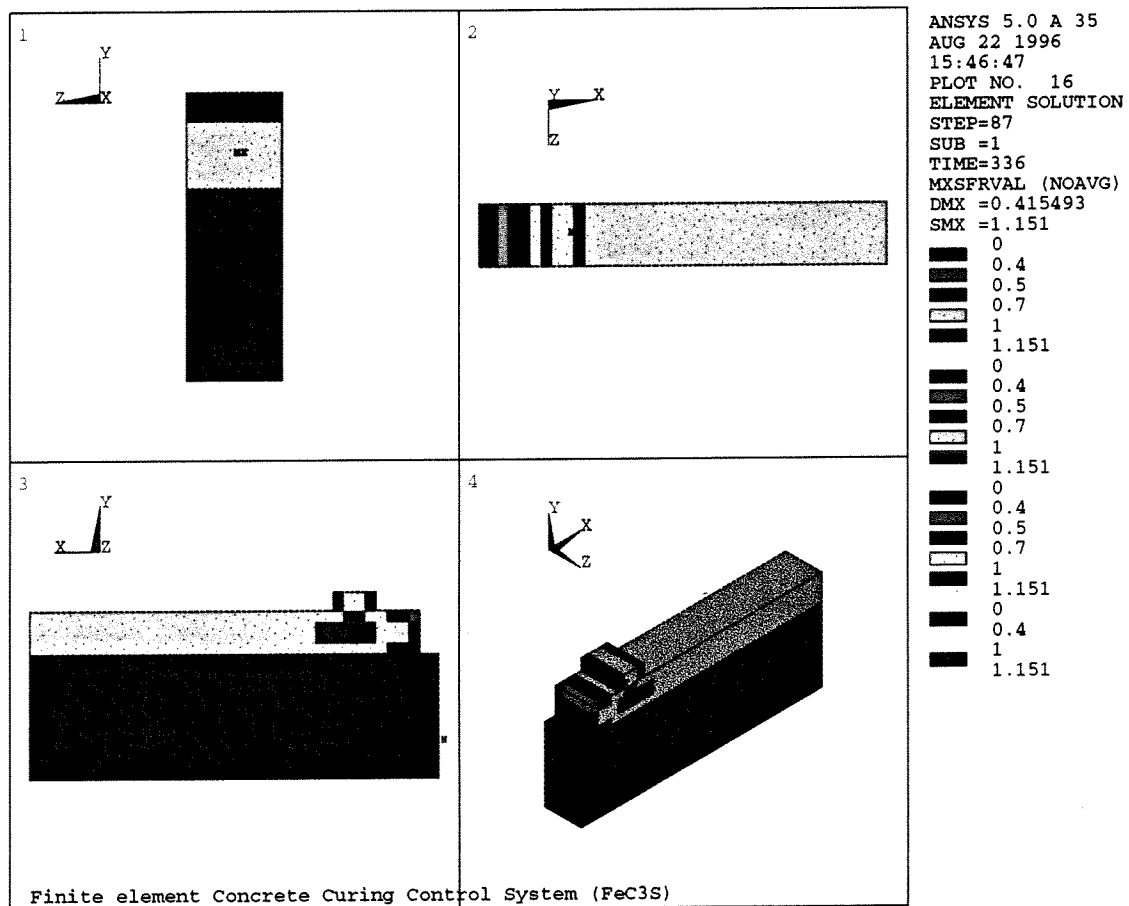
PALEN



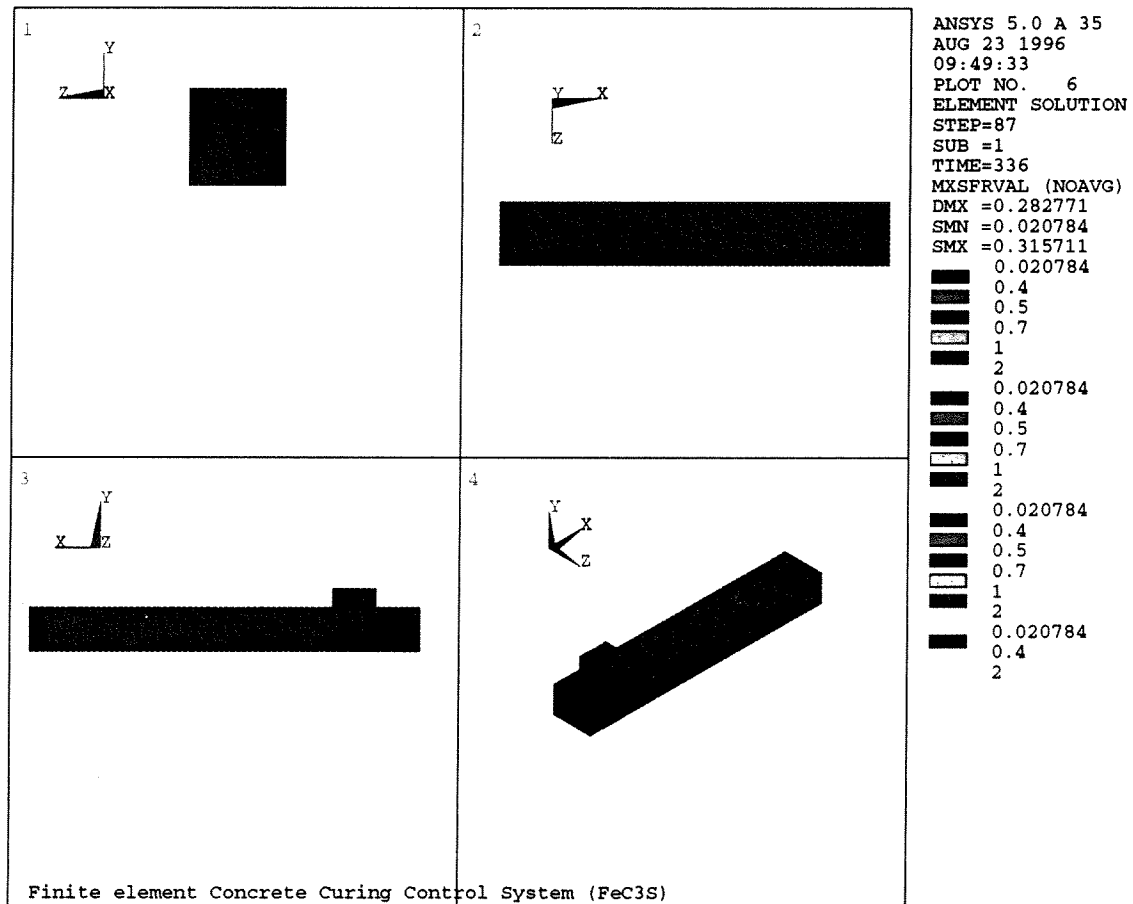
*Kans op scheurvorming , dikte onderwaterbetonvloer = 1.0 m
[met verhindering kromming].*



Kans op scheurvorming , dikte onderwaterbetonvloer = 1.3 m
[met verandering kromming].



*Kans op scheurvorming , dikte onderwaterbetonvloer = 2.0 m
[met verhindering kromming].*



Kans op scheurvorming , dikte onderwaterbetonvloer = 0.0 m
[met verandering kromming].