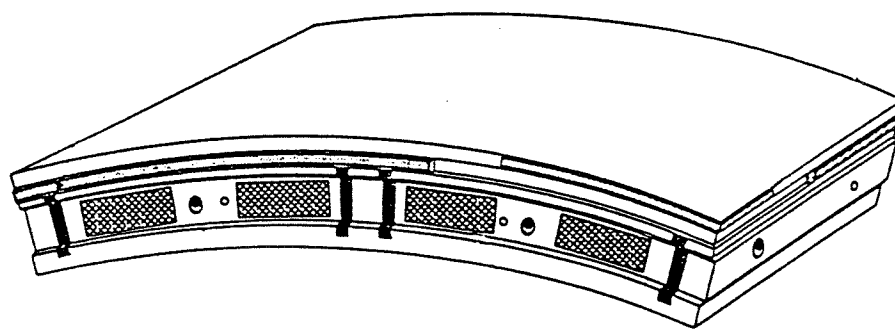


Japanse ontwerpwijze voor betonnen tunnelsegmenten

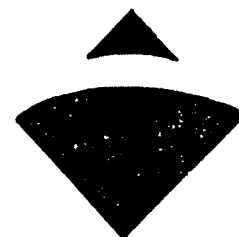


TU Delft

Technische Universiteit Delft

*Eindrapport afstudeerproject
Naar aanleiding van een verblijf in Japan*

*Dick Boeve
Faculteit der Civiele Techniek
Technische Universiteit Delft*



OBAYASHI



Japanse ontwerpwijze voor betonnen tunnelsegmenten

Afstudeercommissie:

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

Prof. ir. A.F. van Tol

Prof. ir. E. Horvat

Door:

*Dick Boeve
Faculteit der Civiele Techniek
Technische Universiteit Delft*

In samenwerking met:

*Obayashi Corporation
Technical Division 1
Tokyo, Japan*



VOORWOORD

Dit rapport is geschreven in het kader van mijn afstudeerproject aan de Faculteit der Civiele Techniek van de Technische Universiteit Delft. In dit afstudeerverslag wordt beschreven hoe in Japan een eerste ontwerp voor gewapend betonnen segmenten gemaakt wordt.

Omdat de lining ongeveer 40% van de totale bouwkosten uitmaakt is het ontwerpen van de segmenten een belangrijk deel van het totale ontwerpproces. In Nederland is weinig kennis beschikbaar over dit ontwerpproces. Dit afstudeerverslag biedt hierin hopelijk een duidelijk inzicht.

Het afstudeeronderzoek is uitgevoerd bij Obayashi Corporation in Tokyo, Japan. Obayashi Corporation boort ongeveer 25 tunnels per jaar en het is 's werelds meest ervaren bedrijf wat betreft het boren van tunnels in zachte grond. Mijn dank gaat uit naar mijn collega's van Obayashi Corporation die mij vier maanden lang hebben begeleid en geholpen.

Verder wil bedanken: de leden van mijn afstudeercommissie, het Centrum Ondergronds Bouwen en mijn ouders. De leden van mijn afstudeercommissie voor de hulp gedurende mijn afstuderen, het Centrum Ondergronds Bouwen voor de geboden steun bij mijn verblijf in Japan en mijn ouders voor de geboden steun gedurende mijn gehele studie in Delft.

Er wordt van uit gegaan dat u, de lezer, enige kennis heeft over het boren van tunnels. Indien dit niet het geval is raad ik u aan eerst mijn literatuurverslag te lezen.

Dick Boeve
Delft, augustus 1996

Afstudeercommissie:

Prof. drs.ir. J.K. Vrijling (voorzitter)
Prof. ir. A.F. van Tol
Prof. ir. E. Horvat

INHOUDSOPGAVE

Voorwoord	v
Inhoudsopgave	vii
Samenvatting	xi
Symbolenlijst	xiii
Definities	xv
1. Inleiding	1
2. Segment ontwerp in Japan	3
2.1 Inleiding	3
2.2 De opbouw van een segmentring	4
2.2.1 Afmetingen van de segmenten	4
2.2.2 Verbindingen	7
2.2.3 Het verspringen van de ringen	9
2.3 Bepaling van de belastingen op een tunnel	11
2.4 Ontwerp procedure	14
2.4.1 Keuze van het soort segment	14
2.4.2 Toe te passen verbindingen	16
2.4.3 Bepaling van de maatgevende tunneldoorsnede	17
2.4.4 Bepaling van de maatgevende krachten	18
2.4.5 Berekening van de wapening	20
2.4.6 Controleberekeningen	22
2.4.7 Overig	23
3. Common design programma	23
3.1 Inleiding	23
3.2 Achtergrond van het programma	23
3.2.1 De gebruikte schematisatie	23
3.2.2 Aannamen en beperkingen	24
3.2.3 Toepasbaarheid	24
3.3 De invoer mogelijkheden	25
3.4 De uitvoer	26
3.5 De gebruikte formules	27
3.6 Samengevat	28

4. Het computerprogramma Moleman	29
4.1 Inleiding	29
4.2 Achtergrond van het programma	29
4.2.1 De gebruikte schematisatie	29
4.2.2 Aannamen en beperkingen	30
4.2.3 Toepassingsmogelijkheden	30
4.3 De invoer mogelijkheden	31
4.3.1 De invoer van de segmenten	31
4.3.2 De invoer van de segmentverbindingen	32
4.3.3 De invoer van de ringverbindingen	33
4.3.4 De invoer van de grondveren	34
4.3.5 De invoer van de gronddrukken	35
4.3.6 Overige invoermogelijkheden	35
4.4 De uitvoer van het programma	35
4.5 Samengevat	37
5. Verbindingen	39
5.1 De werking van de verbindingen	39
5.1.1 Ring- en segmentverbindingen	39
5.1.2 De invloed op buigende momenten	43
5.1.3 De invloed op de dwarskracht in de ringverbindingen	46
5.1.4 De invloed op de vervormingen	47
5.2 Soorten verbindingen	48
5.2.1 Bouten	48
5.2.2 Deuvels	52
5.2.3 Bump segmenten	54
5.3 Toekomstige ontwikkelingen	55
6. De Botlektunnel	57
6.1 Inleiding	57
6.2 Bepaling van de maatgevende situatie	59
6.2.1 Algemeen	59
6.2.2 De berekende doorsnedes en de grondwaterstand	59
6.2.3 De maatgevende bovenbelasting	61
6.2.4 Bepaling van de gronddrukken en de grondveren	62
6.3 Bepaling van de ringindeling	62
6.4 Bepaling van de overige invoerwaarden	64
6.4.1 Segmentparameters	64
6.4.2 Afmetingen van de verbindingen	64
6.4.3 De bepaling van K_r/K^*	66
6.4.4 De bepaling van K_θ	67
6.4.5 Controleberekeningen	68
6.5 Uitkomsten	69
6.5.1 De uitkomsten het Common design programma	69
6.5.2 De uitkomsten van Moleman	71
6.5.3 Vergelijking van de uitkomsten	72
6.5.4 Bepaling van de wapening	73
6.5.5 Controleberekening van de segmentverbinding	74

6.6	De invloed van de invoerwaarden	76
6.6.1	Inleiding en uitgangspunt	76
6.6.2	De invloed van $k_{soil,rad}$	77
6.6.3	De invloed van $k_{soil,tang}$	80
6.6.4	De plaats van het sluitsegment	80
6.6.5	Het verspringen van de segmenten	81
6.6.6	De Japanse belastingsschematisatie	82
6.6.7	De aanwezigheid van doorlopende naden	84
6.6.8	Conclusies	85
6.7	Mogelijke kostenbesparing voor de lining	85
6.7.1	Inleiding	85
6.7.2	Dunnere segmenten toepassen	85
6.7.3	Bredere segmenten toepassen	87
6.7.4	Langere segmenten toepassen	88
6.7.5	Minder bouten toepassen	91
6.7.6	Nieuwe technieken	93
6.7.7	Conclusies	95
7.	Vergelijking met de Nederlandse methodes	97
7.1	Inleiding	97
7.2	Berekening volgens de methode van Bouma	98
7.3	Berekening volgens de methode van Duddeck	99
7.4	Berekening volgens de methode van Curtis	100
7.5	Berekening volgens het Common design programma	101
7.6	Vergelijking tussen de methodes	102
7.7	Conclusies en aanbevelingen	105
	De formules van het Common design programma	106
8.	Conclusies en aanbevelingen	109
	Literatuurlijst	113
	Appendix 1: Uitvoer Common programma	
	Appendix 2: Uitvoer Moleman	

SAMENVATTING

Dit afstudeerverslag is het resultaat van een vier maanden durend verblijf in Tokyo, bij de Japanse aannemer Obayashi Corporation. Tijdens dit verblijf is op de technische afdeling die zich met tunnels bezighoudt, onderzoek uitgevoerd naar de linings van tunnels. Op deze afdeling worden jaarlijks ongeveer 50 tunnels ontworpen.

In dit afstudeerverslag wordt beschreven op welke wijze in Japan een eerste ontwerp voor gewapend betonnen tunnelsegmenten gemaakt wordt.

Een eerste segmentontwerp omvat de volgende onderdelen:

- het maken van een ringindeling
- de bepaling van de afmetingen van de segmenten
- de bepaling van het aantal en het soort verbindingen dat wordt toegepast
- de dimensionering van de hoofdwapeningslagen.

De tunnelling is het duurste onderdeel van het totale tunnelboorproces: het vormt ongeveer 40% van de totale kosten. In Nederland heeft men nog nooit zelfstandig tunnelsegmenten ontworpen of gefabriceerd. In de toekomst wil men hiertoe wel in staat zijn, en momenteel zijn enkele bedrijven bezig deze techniek te ontwikkelen.

Als eerste wordt in het verslag uitgelegd op welke wijze een ringindeling bepaald wordt, op welke wijze de maatgevende doorsnede en de maatgevende belasting bepaald wordt en welke stappen achtereenvolgens doorlopen worden bij het maken van een eerste segmentontwerp.

Vervolgens worden twee computerprogramma's beschreven die veel gebruikt worden om de maatgevende krachten te bepalen. Het eerste computerprogramma dat behandeld wordt is het "Common design" programma, een zogenaamd "bedded beam" model waarmee zeer snel de orde van grootte van de krachten in een tunnelling bepaald kan worden. Het tweede computerprogramma is het zeer uitgebreide verenmodel Moleman. Bij dit programma kan onder andere de invloed van de voegen meegenomen worden bij de berekening van de krachten in tunnelsegmenten. In appendix 1 en 2 zijn een complete invoer en uitvoer weergegeven van het "Common design" programma, respectievelijk het programma Moleman. Van beide programma's worden de toepassingen en de belangrijkste beperkingen besproken.

In het verslag wordt uitvoerig ingegaan op de verbindingen die zich tussen de segmenten bevinden. Er blijkt een duidelijk verschil te bestaan tussen ringverbindingen en segmentverbindingen, en de wijze waarop deze beide types verbindingen belast en gedimensioneerd worden. Er wordt uitvoerig besproken op welke wijze de stijfheid van de verbindingen bepaald wordt en aan welke controles de verbindingen moeten voldoen. Bovendien wordt weergegeven wat de invloed is van de sterkte van de verbindingen op het segmentontwerp en welke ontwikkelingen in de nabije toekomst te verwachten zijn.

Ter illustratie van het bovenstaande is een eerste ontwerp gemaakt voor de segmenten van de Botlektunnel. De informatie die hiervoor benodigd was is hoofdzakelijk afkomstig uit het prestatiebestek. Deze informatie was reeds op de afdeling aanwezig omdat ten tijde van het verblijf door Obayashi Corporation een ontwerp voor de Botlektunnel werd gemaakt.

Aan de hand van dit ontwerp is met behulp van de bovengenoemde computerprogramma's gezocht naar mogelijkheden om het segmentontwerp te optimaliseren. Het bleek mogelijk te zijn minder segmenten per ring toe te passen dan gebruikelijk is, en bovendien bleek het mogelijk dunnere

segmenten toe te passen dan het prestatiebestek voorschrijft. Of deze optimalisaties in de praktijk een kostenvoordeel oplevert moet nader onderzocht worden op grond van een economische afweging.

Ter afsluiting van het verslag is een vergelijking gemaakt tussen de maatgevende krachten die berekend worden met de computerprogramma's die in Japan gebruikt worden en enkele methodes waarmee in Nederland vaak de orde van grootte van de maatgevende krachten in de segmenten bepaald wordt (de methodes Bouma, Duddeck en Curtis).

Uit het verslag kunnen onder andere de volgende conclusies getrokken worden:

- het maken van een eerste segmentontwerp gebeurt op systematische wijze en is niet ingewikkeld.
- de detaillering van de segmenten en het optimaliseren ervan is veel ingewikkelder.
- er zijn veel factoren die een invloed hebben op de berekende maatgevende krachten in de segmenten. Hierbij valt onder andere te denken aan de beddingsconstante, de neutrale gronddrukcoëfficiënt, de plaatsing van de segmenten, de dikte van de segmenten, het soort verbindingen dat wordt toegepast, de aanname die wordt gedaan ten aanzien van de Young modulus van het beton, en dergelijke.
- op enkele segmenten na zijn alle segmenten van een tunnel overgedimensioneerd. In het rapport worden verschillende methodes behandeld waarmee mogelijk tot een aanzienlijke kostenbesparing gekomen kan worden.
- ringverbindingen worden anders belast en gedimensioneerd dan segmentverbindingen. Door "slappe" verbindingen toe te passen (een beperkt aantal, of een geringe sterkte) kunnen de maximale buigende momenten aanzienlijk gereduceerd worden, waardoor een kostenbesparing op de segmenten bereikt kan worden.
- de verschillende rekenmethodes geven onderling grote verschillen in de berekende maatgevende krachten in de segmenten.
- het "Common design" programma is completer dan vergelijkbare "bedded-beam"-programma's en zou in plaats van deze programma's gebruikt kunnen worden. In Nederland zou dit dan het "voorstel Boeve" genoemd kunnen worden, naar de persoon die de methode in Nederland introduceerde.
- Moleman is een zeer uitgebreid programma, dat goed geschikt lijkt voor het berekenen van de maatgevende krachten in tunnelsegmenten.

SYMBOLENLIJST

a:	inwendige arm (m)
A:	Oppervlakte (m ²)
A _c :	Oppervlakte van beton (m ²)
A _s :	Oppervlakte van staal of bout (m ²)
B:	Breedte (m)
D:	Diameter (m)
D ₀ :	Diameter van tunnels tot de buitenzijde van de segmenten (m)
D _c :	Diameter van tunnels tot de middellijn van de segmenten (m)
D _i :	Diameter van tunnels tot de binnenzijde van de segmenten (m)
d:	Effectieve segmenthoogte (m)
e:	zie § 5.1.1
E _c :	Young modulus van beton (kgf/cm ² of tf/m ²)
E _s :	Young modulus van staal (kgf/cm ² of tf/m ²)
F:	Kracht (tf)
G:	Gewicht (tf)
h:	Segmenthoogte (m)
H:	Dekking van tunnels (m)
H ₀ :	Equivalent dekking van tunnels (m)
H _w :	Hoogte van het waterniveau boven tunnels (m)
I:	Inwendig traagheidsmoment (cm ⁴)
k:	Beddingsconstante (tf/m ³)
k _{soil,rad} :	Radiale beddingsconstante (tf/m ³)
k _{soil,tan} :	Tangentiale beddingsconstante (tf/m ³)
K _a :	Actieve gronddrukcoëfficiënt (-)
K _p :	Passieve gronddrukcoëfficiënt (-)
K ₀ :	Neutrale gronddrukcoëfficiënt (-)
K _θ :	Rotatiestijfheid (van segmentverbindingen) (tfm/rad)
K _r :	Afschuifgedrag ringverbindingen in radiale richting (tf/m ¹)
K _t :	Afschuifgedrag ringverbindingen in tangentiële richting (tf/m ¹)
L:	Lengte van segmenten (m)
l:	Lengte van bouten (m)
M:	Buigend moment (tfm)
m:	Zie § 5.1.1
n:	E _s /E _c (-)
N:	(1) Normaalkracht (tf/m ²) (2) N-waarde van grond in blows per feet (-)
P ₀ :	Bovenbelasting (tf/m ²)
Q:	Dwarskracht in de verbindingen (tf)
R _c :	Straal van tunnels tot de middellijn van segmenten (m)
R _i :	Straal van tunnels tot de binnenzijde van segmenten (m)
R ₀ :	Straal van tunnels tot de buitenzijde van segmenten (m)
u:	Absolute verplaatsing (mm)
u _x :	Verplaatsing in x-richting (mm)
u _y :	Verplaatsing in y-richting (mm)
S:	Afschuifkracht in tunnellingings (tf)
y:	Drukhoogte in beton (mm)

α :	Hoek (graden)
β :	Hoek (graden)
δ :	Vervorming (cm)
γ_b :	Soortelijk gewicht van beton (tf/m ³)
γ_g :	Soortelijk gewicht van grond, nat (tf/m ³)
γ_w :	Soortelijk gewicht van water (tf/m ³)
γ' :	Soortelijk gewicht van grond onder water (tf/m ³)
Θ :	Hoekverdraaiing van segmentverbindingen (graden)
λ :	Japanse variant van de actieve gronddrukcoëfficiënt (-)
σ_1 - σ_4 :	Druk op de buitenzijde van tunnels, zie § 2.3 (tf/m ²)
σ_h :	Horizontale druk (tf/m ²)
σ_v :	Verticale druk (tf/m ²)
σ_k :	Korreldruk (tf/m ²)
σ_w :	Waterdruk (tf/m ²)

DEFINITIES

Segmentverbinding:	De verbinding (e.g. bout, deugel) tussen twee segmenten van dezelfde ring.
Ringverbinding:	De verbinding (e.g. bout, deugel) tussen twee opvolgende segmentringen.
Verbindingsmiddel:	Een bout, deugel, of iets dergelijks waarmee segmenten verbonden worden.
Tunnelling:	Tunnelmantel
Radiale richting:	Lijnen vanuit het centrum van tunnels, loodrecht op het oppervlak van de segmenten.
Tangentiale richting:	Raaklijn aan de segmenten, loodrecht op de longitudinale richting.
Longitudinale richting:	Lengterichting van tunnels.
Segmenthoogte:	De afmeting van de segmenten in radiale richting (tevens de segmentdikte).
Segmentlengte:	De afmeting van de segmenten in tangentele richting (=tunnelomtrek).
Segmentbreedte:	De afmeting van de segmenten in longitudinale richting.

HOOFDSTUK 1: INLEIDING

Het wordt steeds voller in Nederland. Om tegemoet te komen aan de alsmaar groeiende vervoersstromen is veel nieuwe infrastructuur nodig. In toenemende mate wordt er toe overgegaan dergelijke nieuwe voorzieningen ondergronds aan te leggen. Niet alleen ruimtetechnisch, maar ook voor de omgeving is dit een goede oplossing: ondergronds bouwen resulteert bovengronds in meer beschikbare ruimte en in een vermindering van de overlast.

Bij ondergrondse infrastructuur moet vooral gedacht worden aan tunnels met verschillende diameters. In Nederland worden tunnels met een grote diameter tot nu toe hoofdzakelijk gebouwd met de "cut-and-cover" methode of met de afzinkmethode.

De "cut-and-cover" methode kan alleen worden toegepast indien over het totale tracé ruimte beschikbaar is op het maaiveld. Het afzinken van tunnels is alleen mogelijk indien een rivier gekruisd wordt. Deze beide tunnelmethodes bezoren veel overlast op het maaiveld.

Wanneer een tunnel aangelegd moet worden terwijl overlast niet toelaatbaar of niet wenselijk is of indien geen ruimte aanwezig is om een sleuf te graven, biedt het boren van de tunnel uitkomst.

In het buitenland (onder andere in Duitsland, Japan, Amerika, Engeland, Frankrijk) zijn reeds enkele duizenden tunnels geboord. In Japan heeft men veel ervaring met het boren van tunnels in grond die zo slap is als de grond in Nederland.

In 1997 zal de Heinenoordtunnel geboord worden, de eerste geboorde tunnel in Nederland met een grote diameter. Hierna zullen een aantal andere tunnels volgen, waaronder de Botlektunnel, de Sophiatunnel, de Westerschelde Oever Verbinding en de Noord-zuidlijn.

Tijdens het boren van een tunnel ontgraaft een boormachine de grond. Achter deze boormachine wordt de lining opgebouwd uit segmenten. Deze segmenten zijn meestal van geprefabriceerd, gewapend beton. Ze nemen ongeveer 40% van de totale bouwkosten voor hun rekening en zijn hiermee het duurste onderdeel van het totale tunnelboorproces.

In dit afstudeerverslag wordt beschreven hoe in Japan een eerste ontwerp voor de gewapend betonnen segmenten gemaakt wordt. Tijdens een vier maanden durend verblijf bij Obayashi Corporation in Tokyo is dit ontwerpproces bestudeerd en zijn berekeningen uitgevoerd.

Obayashi Corporation boort jaarlijks ongeveer 25 tunnels en is 's werelds meest ervaren bedrijf wat betreft het boren van tunnels in slappe grond. Op de afdeling waar het onderzoek voor dit afstudeerverslag is uitgevoerd worden jaarlijks ruim 50 tunnels ontworpen.

Als eerste wordt in hoofdstuk 2 weergegeven welke stappen achtereenvolgens doorlopen worden tijdens het maken van een eerste ontwerp van gewapend betonnen tunnelsegmenten.

In de hoofdstukken 3 en 4 worden 2 computerprogramma's beschreven die gebruikt worden bij de bepaling van de maatgevende krachten in de segmenten.

In hoofdstuk 5 wordt verteld welke verbindingen tussen de segmenten toegepast worden en welke invloed de verbindingen hebben op het segmentontwerp. Bovendien worden enkele ontwikkelingen beschreven die op dit gebied gaande zijn.

In hoofdstuk 6 wordt het gehele ontwerpproces doorlopen voor de Botlektunnel. Dit resulteert in een ontwerp voor de segmenten van de Botlektunnel. Met behulp van de computerprogramma's die in de hoofdstukken 3 en 4 worden beschreven wordt onderzocht op welke wijze de lining goedkoper

gebouwd zou kunnen worden. Als laatste onderdeel van dit hoofdstuk worden een aantal nieuwe en toekomstige technieken beschreven waarmee de lining mogelijk goedkoper gebouwd zou kunnen worden.

In hoofdstuk 7 wordt de grootte van de buigende momenten in de tunnelmantel zoals die gevonden worden met de Japanse computerprogramma's vergeleken met de buigende momenten die met gangbare Nederlandse methodes gevonden worden.

Tot slot worden in hoofdstuk 8 aan de hand van het voorgaande conclusies getrokken en aanbevelingen gedaan.

HOOFDSTUK 2: SEGMENT ONTWERP IN JAPAN

2.1 inleiding

In dit afstudeerverslag wordt de ontwerpprocedure voor gewapend betonnen segmenten beschreven. Het ontwerp van andersoortige tunnelmantels, zoals stalen of gietijzeren segmenten of tunnellingins van geëxtrudeerd beton komt niet aan de orde.

Het maken van een eenvoudig eerste ontwerp voor de betonnen segmenten van een cirkelvormige tunnel is in Japan een "standaard procedure".

Deze "standaard procedure" bestaat uit 3 stappen:

1. het maken van een indeling van een segmentring.
2. het bepalen van de maatgevende belasting.
3. het ontwerpen van de segmenten, aan de hand van de vorige twee stappen.

Het meest ingewikkelde deel van het ontwerp is echter het optimaliseren van het ontwerp voor specifieke omstandigheden en het ontwikkelen van nieuwe technieken.

In paragraaf 2 van dit hoofdstuk wordt verteld hoe een standaard segmentring ingedeeld wordt, in paragraaf 3 wordt verteld hoe men in Japan de belastingen op de tunnel berekent en in paragraaf 3 worden de stappen weergegeven die men in Japan doorloopt bij het maken van een (eerste) ontwerp voor tunnelsegmenten.

In dit afstudeerverslag wordt met de oude eenheden gerekend, omdat deze in Japan nog gebruikt worden. In Japan geeft men bijvoorbeeld drukken weer in kgf/m^2 of tonf/m^2 , en niet in N/mm^2 of KN/mm^2 , zoals in Nederland gebruikelijk is.

Vanwege het enorme aantal geboorde tunnels in Japan kunnen nieuw ontwerpen geverifieerd worden aan de hand van reeds uitgevoerde tunnels.

Obayashi Corporation heeft bijvoorbeeld in de laatste 30 jaar ruim 400 tunnels geboord. Jaarlijks worden bij Obayashi ongeveer 50 tunnels ontworpen en 25 gebouwd.

Wat betreft R&D (Research & Development) is Japan een typisch Development-land. Op zeer praktische wijze wordt elk onderdeel van het boorproces in kleine stappen ontwikkeld. Elke nieuwe techniek wordt in schaalproeven gesimuleerd en in formules samengevat. Tijdens het maken van ontwerpen hoeft men slechts de opgestelde formules te hanteren. Zo kan op relatief eenvoudige wijze de nieuwste kennis in ontwerpen worden meegenomen.

2.2 De opbouw van een segmentring

2.2.1 Afmetingen van de segmenten

Vanwege de voortgang van het boorproces worden de segmenten zo groot mogelijk gemaakt. Het plaatsen van de segmenten vertraagt immers het boorproces.

Dit betekent dat zo weinig mogelijk segmenten per ring (=lange segmenten) en zo breed mogelijke ringen (=brede segmenten) toegepast worden.

De ontwerpen die momenteel in Japan worden gemaakt resulteren in segmenten van ongeveer 4,0 meter lang en 1,5 meter breed. Voor een tunnel met een buitendiameter van 6,5 meter (de omtrek van de buitenzijde van de tunnel is dan 20,4 meter) resulteert dit in 5 segmenten per ring. Elke ring zal ongeveer 1,5 meter breed zijn.

In de toekomst zal men de segmenten steeds breder en langer maken, om tunnelling in steeds kortere tijd te kunnen plaatsen.

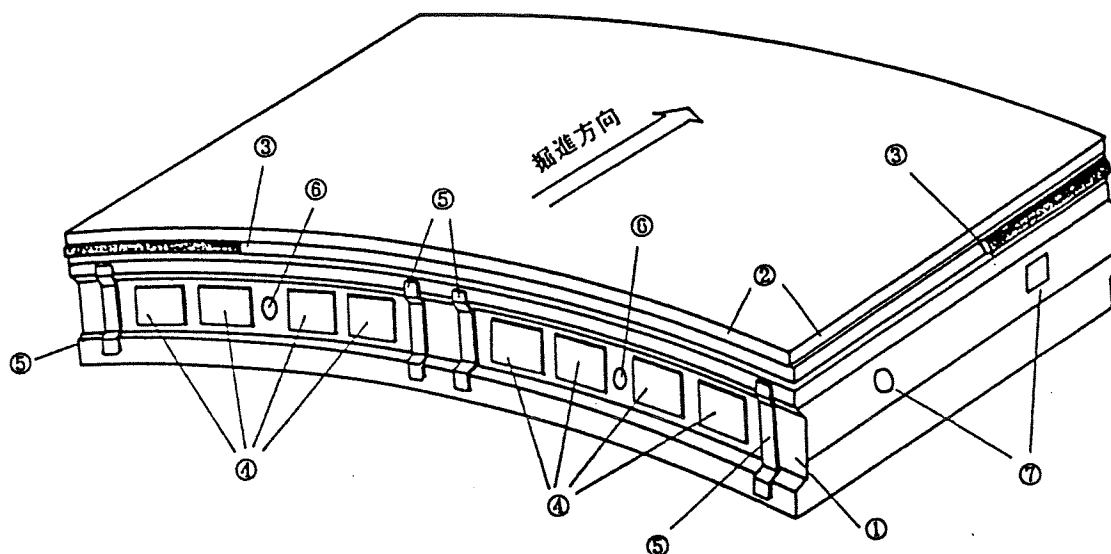


Fig 1. onderdelen van een gewapend betonnen segment

In de figuur is een (redelijk ingewikkeld) segment weergegeven. De cijfers geven weer:

1. bump (soort "neus") voor een goede aansluiting tussen de ringen en voor het overdragen van dwarskrachten
2. beschermingsstrip om beschadigingen aan het segment te voorkomen
3. waterafsluitende strip
4. contactvlakken voor de segmenten (voor het overbrengen van onder andere de vjzjelkrachten in longitudinale tunnelrichting)
5. strip die verschuiven van de segmenten in dwarsrichting moet voorkomen (een soort neus)
6. plaats voor ringverbindingen
7. plaats voor segmentverbindingen

De pijl wijst in de richting waarin ontgraven wordt.

In elke segmentring bevindt zich doorgaans één sluitsegment, het zogenaamde k-segment (spreek uit: key-segment). Dit segment is kleiner dan de overige segmenten en wordt altijd als laatste geplaatst, ongeacht de positie in de ring.

De sluitsegmenten kunnen radiaal of longitudinaal in de segmentring geplaatst worden.

Indien het sluitsegment radiaal wordt geplaatst verlopen de zijden die aansluiten op de segmenten van dezelfde ring scheef over de hoogte van het segment. Een voorbeeld hiervan is de figuur verderop in deze paragraaf. Indien het sluitsegment tangentiaal wordt geplaatst verlopen de zijden die aansluiten op de segmenten van dezelfde ring scheef over de breedte van het segment.

In Japan worden sluitsegmenten meestal radiaal geplaatst.

De lengte van het sluitsegment is gerelateerd aan de lengte van de overige segmenten: zijn lengte is bijvoorbeeld $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$ of $\frac{1}{4}$ deel van de lengte van de overige segmenten. Dit komt doordat een sluitsegment doorgaans 1 ringverbinding heeft (verbinding in de lengterichting van de tunnel, dus tussen twee segmentringen), terwijl de overige segmenten doorgaans 2, 3 of 4 ringverbindingen hebben. Het segment in de vorige figuur heeft twee ringverbindingen (aanduiding nummer 6).

N.B.: Met 1 ringbout per segment wordt bedoeld dat er 1 ringbout is per aansluiting op de aangrenzende ringen. Omdat elk segment aan twee andere ringen grenst heeft een dergelijk segment in het totaal dus twee ringverbindingen (deze liggen in elkaars verlengde, in een dwarsdoorsnede is dus maar één ringverbinding zichtbaar).

Segmenten die 3 of 4 ringverbindingen hebben, zijn met respectievelijk 6 of 8 ringverbindingen aan de aangrenzende ringen bevestigd.

Om het mogelijk te maken de ringen ten opzichte van elkaar te draaien (zie paragraaf 2.2.2) moeten de ringverbindingen zich altijd op dezelfde afstand van elkaar bevinden. Hierdoor is elk segment en elke segmentring spiegelsymmetrisch in een dwarsdoorsnede (de schuine zijden van het sluitsegment niet meegerekend).

Als de afstand tussen twee ringverbindingen gelijk is aan $2 \cdot l$, dan is de lengte van een sluitsegment gelijk aan $2 \cdot l$. De lengte van een segment met drie ringverbindingen is dan gelijk aan $6 \cdot l$, de lengte van een segment met vier ringverbindingen is dan $8 \cdot l$, etc.

Voorbeeld:

Indien een tunnel met een buitendiameter van 6,5 meter is samengesteld uit 5 segmenten + 1 sluitsegment per ring is de indeling van een segmentring mogelijk als volgt.

- Indien elk normaal segment 3 ringverbindingen heeft zal elk segment $6 \cdot l$ lang zijn. Elke ring is hierdoor opgedeeld in 32 stukjes met lengte l ($6 \cdot 5 + 2 = 32$).
- Indien elk normaal segment 4 ringverbindingen heeft zal elk segment $8 \cdot l$ lang zijn. Elke ring is hierdoor opgedeeld in 42 stukjes van lengte l ($5 \cdot 8 + 2 = 42$).

Hiermee ligt tevens de lengte van de segmenten vast.

Indien een ring verdeeld is in 32 stukken met lengte l (3 ringverbindingen in elk normaal segment en 1 ringverbinding in het sluitsegment) zal de lengte van het sluitsegment $(2/32) \cdot \pi \cdot D = 1276$ mm zijn en die van de overige segmenten $(6/32) \cdot \pi \cdot D = 3829$ mm.

Dit zijn de lengtes aan de buitenzijde van de segmenten, er is immers gerekend met de buitendiameter. De lengte van de binnenzijde of de middellijn van de segmenten is korter.

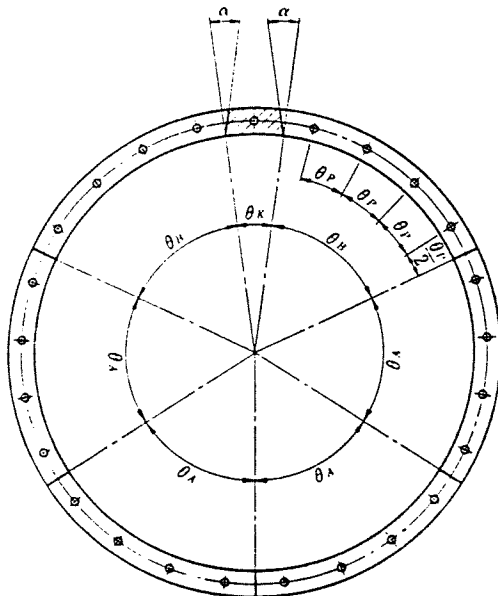
Indien de segmenten 30 centimeter hoog zijn is de binnendiameter van de tunnel 5,9 meter. De lengte van de binnenzijde van een normaal segment is dan $(6/32) \cdot \pi \cdot D = 3559$ mm.

De diameter van de middellijn van de segmenten is 6,2 meter, de lengte van de middellijn van de normale segmenten wordt dan $(6/32) \cdot \pi \cdot D = 3740$ mm.

Vaak geeft men de indeling van een segmentring weer in graden.
 Voor het bovenstaande voorbeeld: het sluitsegment beslaat $2/32$ deel van de cirkel ($=22,5^\circ$) en de overige segmenten $6/32$ deel ($=67,5^\circ$).

Het sluitsegment noemt men in doorsnede tekeningen van segmentringen meestal segment K (afkomstig van "key-segment"), de segmenten naast het sluitsegment noemt men segmentsoort B (of B en C) en de overige segmenten noemt men segmentsoort A.

In een dwarsdoorsnede zijn alle segmenten van het type A aan elkaar gelijk, in tegenstelling tot de segmenten van het type B: vanwege de schuine kant voor de aansluiting op het sluitsegment zijn deze 2 segmenten verschillend.



セグメント外径 D_o (mm)	6300~6900
セグメント幅 B (mm)	900, 1000
ボルト本数 (本)	25
ボルトピッチ中心角 θ_P (度)	$360/25 (=14.4^\circ)$
セグメント の中心角	θ_A (度) $4 \times 360/25 (=57.6^\circ)$
	θ_B (度) $4 \times 360/25 (=57.6^\circ)$
	θ_K (度) $360/25 (=14.4^\circ)$
榫手角度 α (度)	10.5

Fig.2 lining met gradenindeling

In de figuur is een mogelijke indeling weergegeven voor een segmentring met een buitendiameter van ongeveer 6,5 meter. Bij deze indeling is elke ring samengesteld uit 7 segmenten, in plaats van 6 segmenten zoals in het voorbeeld hierboven.

In de figuur is:

- B: de breedte van de ringen (in dit geval 900 à 1000 mm.)
- 25: het aantal verbindingen tussen twee ringen
- θ_P : de hoek tussen twee ringverbindingen ($=14,4^\circ$)
- θ_A : de hoek die een segment van het type A beslaat ($=57,6^\circ$)
- θ_B : de hoek die een segment van het type B beslaat ($=57,6^\circ$)
- θ_K : de hoek die een sluitsegment beslaat ($=14,4^\circ$)
- α : de hoek van de schuine zijden van het sluitsegment in graden ($=10,5^\circ$)

De maatafwijkingen van de segmenten is ± 1.0 mm voor de lengte en de breedte van de segmenten en 0 à +5 mm voor de hoogte van de segmenten. De maatafwijking voor de hoogte van het segment mag groter zijn dan de maatafwijking voor de lengte en de breedte omdat de buitenzijde van de segmenten nergens op aan hoeft te sluiten.

Voor tunnels met een diameter kleiner dan ongeveer 6 meter wordt het moeilijk om segmenten met een lengte van 4 meter toe te passen, in verband met de manoeuvreerbaarheid van de segmenten in de tunnel. Indien bijvoorbeeld een tunnel een buitendiameter heeft van 5,5 meter en de segmenten afmetingen hebben van $l \times b \times h = 4000 \times 1500 \times 300$ (in mm), dan is de binnendiameter van de tunnel 4,9 meter. De diagonaal van het segment is 4,3 meter, indien niet wordt meegerekend dat de segmenten krom zijn. Tijdens het draaien van een segment (vanaf de aanvoerband naar de erector) blijft aan elke kant slechts ongeveer 30 centimeter ruimte over. Dit maakt snel werken onmogelijk en bovendien lopen de segmenten de kans beschadigd te worden.

De wapening van de segmenten wordt bepaald met behulp van computerprogramma's voor gewapend beton, aan de hand van de momenten die in de lining aanwezig zijn. Hierover volgt later meer.

In bochten worden zogenaamde "tapered segments" toegepast. Dit zijn segmenten waarvan de ene zijde breder is dan de andere zijde. In een buitenbocht worden de brede zijden van de ringen geplaatst, in de binnenbochten de smalle zijden.

Door deze tapered segments op de juiste wijze te plaatsen kunnen bochten in elke willekeurige richting gemaakt worden, alsmede bochten omhoog en omlaag (boogstralen).

Met tapered segments kan een rechte tunnel worden gebouwd door de helft van de tapered segment ringen om de verticale as te draaien. Hierdoor wordt de brede zijde van de ringen afwisselend links en rechts geplaatst. Het sluitsegment bevindt zich op deze wijze altijd bovenin. Een rechte tunnel wordt op deze wijze als het ware opgebouwd uit veel "korte bochten": elke "bocht" is één segmentring lang.

Men plaatst de sluitsegmenten bij voorkeur bovenin. Hiermee wordt voorkomen dat de segmenten die boven machines en mensen geplaatst moeten worden niet goed aan andere segmenten bevestigd kunnen worden.

Tijdens het plaatsen van een sluitsegment wordt de segmentring niet opgespannen, zoals wel gedacht wordt. Sluitsegmenten worden voorzichtig geplaatst, om te voorkomen dat de waterafsluitende strip op de segmenten beschadigt.

2.2.2 Verbindingen

De meest gangbare verbindingen zijn bouten. In plaats van de normale bouten worden tegenwoordig ook regelmatig andere verbindingen toegepast, zoals deuvels, kromme bouten of schuine bouten. In hoofdstuk 5 wordt dieper ingegaan op de verbindingen.

Zoals reeds is vermeld streeft men vanwege de voortgangssnelheid naar zo weinig mogelijk verbindingen per strekkende meter tunnel en naar verbindingen die zo snel mogelijk kunnen worden aangebracht.

Er is een duidelijk onderscheid tussen segmentverbindingen en ringverbindingen.

Segmentverbindingen:

Segmentverbindingen verbinden de segmenten van één ring met elkaar. De richting waarin deze verbindingen aangebracht worden varieert dus, maar is altijd haaks op de lengterichting van de tunnel, zoals in de figuur in de vorige paragraaf te zien is. Segmentverbindingen moeten voorkomen dat de ringen te veel vervormen door de belasting. Ze fungeren als rotatieveer tussen de segmenten en worden ook zo gedimensioneerd (zie hoofdstuk 5).

Ringverbindingen:

Ringverbindingen verbinden de ringen met elkaar. Deze verbindingen wijzen dus allemaal in de lengterichting van de tunnel. Indien ringen verschillend vervormen of zakken (bijvoorbeeld als gevolg van onregelmatige zettingen) zal een dwarskracht in de ringverbindingen ontstaan, waardoor de vervormingen beperkt blijven. De ringverbindingen worden om deze reden op afschuiven gedimensioneerd.

Ringverbindingen hebben tevens een functie tijdens de opbouw van de segmentringen: zolang een segmentring nog niet compleet is, worden de segmenten voor het grootste deel door de ringverbindingen op hun plaats gehouden.

In Japan hebben de ringverbindingen tevens een belangrijke functie bij het weerstaan van aardbevingen.

Omdat dit type verbinding geen grote trekkrachten hoeft te weerstaan, kan hij uitgevoerd worden als deugel (zie hoofdstuk 5).

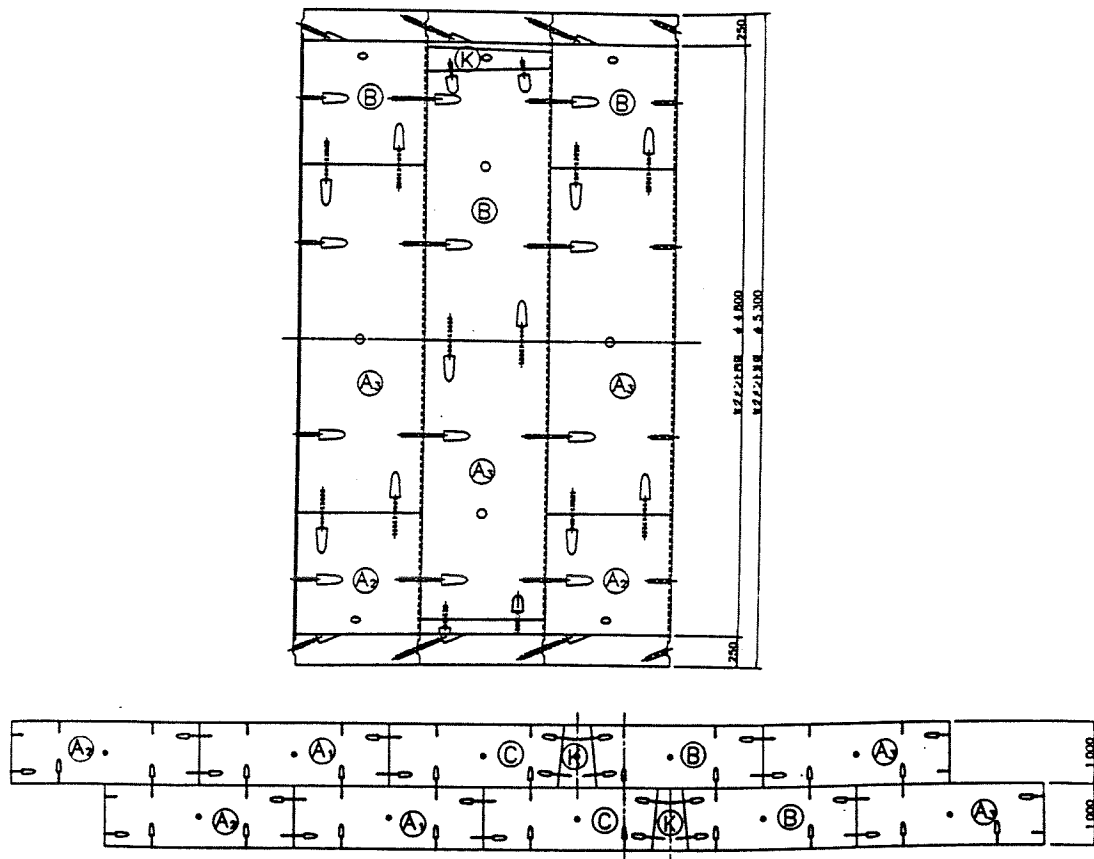


Fig.3 aanzicht van een tunnelmantel met twee ringverbindingen per segment

Een lining opbouwen met behulp van zo weinig mogelijk verbindingen wordt bereikt door de segmentverbindingen en ringverbindingen zo ver mogelijk uit elkaar te plaatsen en door de segmenten zo groot mogelijk te maken.

In verband met de stijfheid van de lining, de krachten in de verbindingen en de krachten in het beton mogen de verbindingen zich niet te ver van elkaar bevinden. Als vuistregel hanteert men momenteel in Japan dat de afstand tussen de verbindingen niet groter mag zijn dan één meter.

Men is bezig tunnelmantels en verbindingen te ontwikkelen waarbij de afstand tussen de ringverbindingen groter dan 1 meter is. De in de figuur weergegeven tunnelmantel met een diameter van 5,05 meter (middellijn) heeft slechts 10 ringverbindingen (twee verbindingen per segment en geen verbinding in het sluitsegment). De afstand tussen deze ringverbindingen is $(5,05 * \pi) / 10 = 1586$ mm.

2.2.3 Het verspringen van de ringen

De segmentringen worden zo geplaatst dat doorlopende naden voorkomen worden (naden in longitudinale tunnelrichting): segmentringen worden ten opzichte van de vorige segmentring altijd gedraaid over een hoek die ongelijk is aan de hoek die één segment beslaat. Door het draaien van de ringen zullen de sluitsegmenten van twee opeenvolgende segmentringen zich nooit op dezelfde plaats bevinden (zie de bijgevoegde figuur).

Naden in de lengterichting van de tunnel moeten worden voorkomen omdat deze kunnen resulteren in vervormingen van de mantel.

Indien een lining naden heeft in de lengterichting van de tunnel, wordt vervormen van de lining alleen tegengegaan door de segmentverbindingen (rotatieveren). Indien de plaats van segmenten per ring verschilt zullen ook de ringverbindingen het vervormen van de lining tegengaan: doordat de ringen verschillend zullen vervormen worden de rotatieveren ontlast door het overdragen van een deel van de krachten naar de twee aangrenzende ringen.

Bij voorkeur wordt elke volgende ring zo geplaatst dat de segmenten precies in een halfsteensverband komen te liggen. Dit is uiteraard alleen mogelijk indien de segmenten een even aantal ringverbindingen hebben.

Indien segmenten zo veel mogelijk in een halfsteensverband geplaatst moeten worden is het aantal manieren waarop een ring gedraaid kan worden ten opzichte van de laatste geplaatste ring beperkt.

Ter illustratie hiervan: de segmentring die in de vorige paragraaf als voorbeeld is gebruikt (een lining die is opgebouwd uit 6 segmenten met vier ringverbindingen per segment en één ringverbinding in het sluitsegment) kan op vijf manieren gedraaid worden ten opzichte van de laatst geplaatste ring indien de segmenten zo veel mogelijk in een halfsteensverband gelegd worden.

De afwijkende grootte van sluitsegmenten resulteert in een discontinuïteit die optreedt in dit halfsteensverband: door de aanwezigheid van de sluitsegmenten is het onmogelijk alle segmenten in een halfsteensverband te leggen. De sluitsegmenten zijn hierdoor zwakke plekken in de lining, zoals later aan de hand van berekeningen nog aangetoond zal worden (hoofdstuk 6).

Normaal worden de sluitsegmenten vlak bij elkaar, bovenin de tunnel geplaatst (zie bovenstaande figuur). Indien de sluitsegmenten zich ver van elkaar bevinden, zoals nodig is om bochten te maken, zal een deel van de ring geen halfsteensverband kunnen hebben.

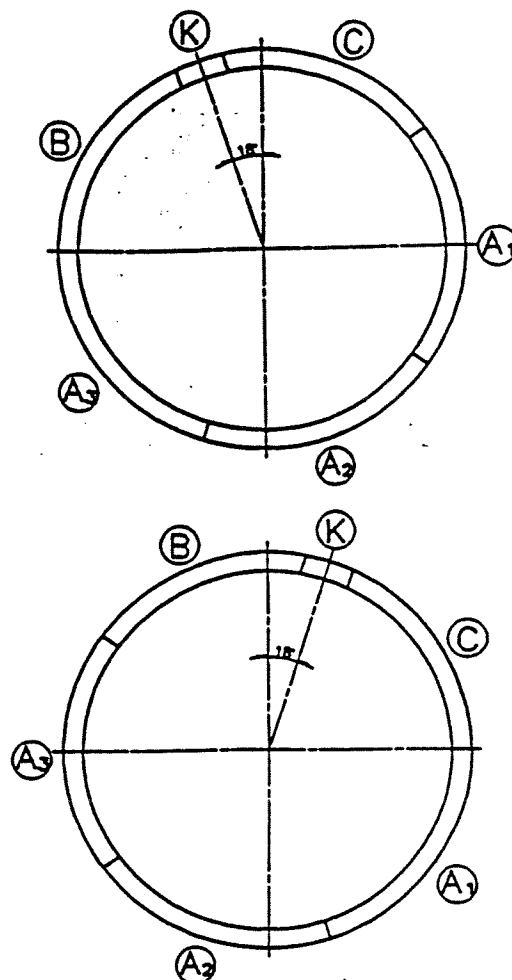


Fig.4 het verspringen van de sluitsegmenten

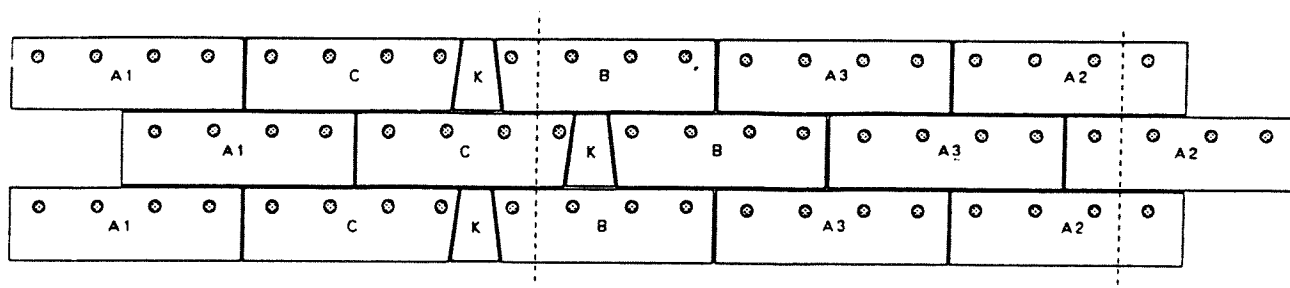


Fig.5 drie segmenteringen uitgeklaapt. De weergegeven verbindingen zijn ringverbindingen

In de figuur zijn drie segmenteringen zodanig weergegeven dat het verspringen van de segmenten duidelijk te zien is. De hier weergegeven lining wijkt echter af van de normale linings: het sluitsegment heeft in dit geval geen ringverbinding. Elke ring kan op 5 manieren ten opzichte van zijn voorganger geplaatst worden, terwijl alle segmenten in een halfsteensverband geplaatst kunnen worden.

In tegenstelling tot wat in § 2.2.1 is beschreven staat de breedte van de B-, C- en K-segmenten (zie de figuur) niet vast zodra de indeling van de ring bekend is. (Wel staat vast dat de segmenten van het type B en C korter zijn dan de segmenten van het type A en dat de sluitsegmenten smaller zijn dan de afstand tussen twee ringverbindingen.)

Indien de segmenten 3 ringverbindingen hebben, is het onmogelijk de segmenten in een halfsteensverband te plaatsen. De segmenten zullen elkaar in dit geval steeds $\frac{1}{3}$ deel overlappen. De lining wordt hierdoor minder stijf, zoals later in dit verslag aangetoond zal worden. Het sluitsegment zal in dit geval altijd in het midden van een groot segment uit de vorige ring geplaatst worden, waardoor doorlopende naden voorkomen worden.

Uit het voorgaande kan geconcludeerd worden dat men met het oog op de stijfheid van de lining streeft naar een even aantal ringverbindingen per segment, zeker voor zwaarbelaste tunnelmantels (grote diameter of grote drukken).

Ter illustratie hiervan: de Trans Tokyo Bay tunnel in Tokyo (met een ontgraven diameter van 14,14 meter de grootste geboorde tunnel ter wereld) heeft 4 ringverbindingen per segment en de segmenten worden in een halfsteensverband geplaatst.

2.3 Bepaling van de belastingen op de tunnel

In Japan worden de drukken die op tunnels werken berekend zoals in de figuur is weergegeven. Deze drukken worden berekend alsof de tunnel vierkant is. In hoofdstuk 6 wordt aan de hand van berekeningen aangetoond dat dit een juiste benadering is.

De drukken die op tunnels werken worden als volgt bepaald:

- de uiterste druk op de zijkanten van de tunnel wordt berekend ten opzichte van de middellijn van de segmenten.
- de druk op de linker- en rechterzijde zijn aan elkaar gelijk.
- de druk op de onderzijde van de tunnel is gelijk aan de druk op de bovenzijde van de tunnel, vermeerderd met het gewicht van de lining (de tunnel is verticaal in evenwicht).
- de druk op de boven- en onderzijde van de tunnel verlopen niet, ondanks de kromming van de lining.

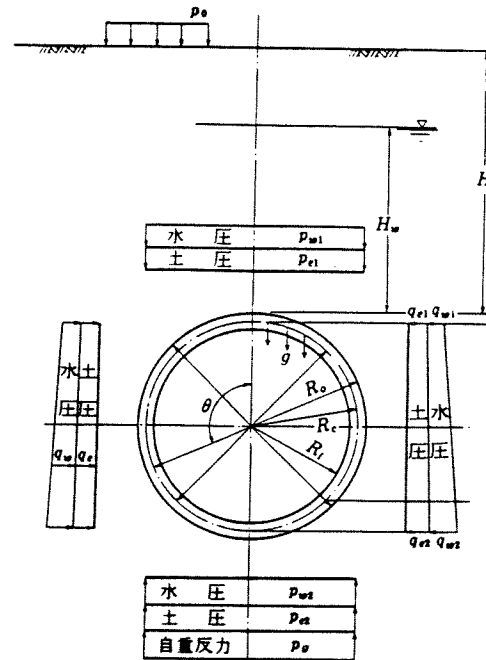


Fig.6 schematisatie van de drukken op een tunnel

In de figuur is:

R_0 : de straal van de buitenzijde van de lining.

R_c : de straal van de middellijn van de lining ($=R_0 - \frac{1}{2}h_{\text{segment}}$).

R_i : de straal van de binnenzijde van de lining ($=R_0 - h_{\text{segment}} = R_c - \frac{1}{2}h_{\text{segment}}$).

h_{segment} : de hoogte van de segmenten.

g : het gewicht van de segmenten per m^2 van het oppervlak van de tunnelmantel.

H : de diepteligging van het bovenste punt van de lining ten opzicht van het maaiveld.

H_w : de diepteligging van het bovenste punt van de lining ten opzicht van het grondwater niveau.

p : verticale druk.

q : horizontale druk.

p_0 : de druk op het maaiveld.

p_{w1} : de waterdruk op de bovenzijde van de tunnel (ook wel σ_{1w} genoemd).

p_{e1} : de korreldruk op de bovenzijde van de tunnel (ook wel σ_{1k} genoemd).

p_i : de totale druk op de bovenzijde van de tunnel (ook wel σ_1 genoemd).

q_{w1} : de horizontale waterdruk aan de bovenzijde van de tunnel ter hoogte van de middellijn van het bovenste segment (diepte gelijk aan $H + \frac{1}{2}h_{\text{segment}}$) (ook wel σ_{2w} genoemd).

q_{e1} : de horizontale gronddruk aan de bovenzijde van de tunnel ter hoogte van de middellijn van het bovenste segment (diepte gelijk aan $H + \frac{1}{2}h_{\text{segment}}$) (ook wel σ_{2k} genoemd).

q_{w2} : de horizontale waterdruk aan de onderzijde van de tunnel ter hoogte van de middellijn van het onderste segment (diepte gelijk aan $H + 2 \cdot R_0 - \frac{1}{2}h_{\text{segment}}$) (ook wel σ_{3w} genoemd).

q_{e2} : de horizontale gronddruk aan de onderzijde van de tunnel ter hoogte van de middellijn van het onderste segment (diepte gelijk aan $H + 2 \cdot R_0 - \frac{1}{2}h_{\text{segment}}$) (ook wel σ_{3k} genoemd).

p_{w2} : de waterdruk op de onderzijde van de tunnel (ook wel σ_{4w} genoemd).

- p_{e2} : de korreldruk op de onderzijde van de tunnel (ook wel σ_{4k} genoemd).
 p_g : de druk als gevolg van het gewicht van de segmenten in tonf/m² (dus niet per m² oppervlakte van de tunnel!).
 p_2 : de totale druk op de onderzijde van de tunnel (ook wel σ_4 genoemd).

Voor het berekenen van de horizontale drukken (q_{e1} en q_{e2}) wordt gebruik gemaakt van α , een factor die vergelijkbaar is met de Nederlandse neutrale gronddruk coëfficiënt K_0 .

De horizontale drukken worden tussen q_{e1} en q_{e2} geïnterpoleerd. Indien er discontinuïteiten zijn in de grond wordt op meerdere plaatsen de druk berekend.

De tabel geeft de eenvoudige richtlijn voor α en k als functie van N (SPT-waarden, "blows per feet).

soort pakking	soort grond	neutrale grond- drukcoëfficiënt (α)	beddingscon- stante (k in tf/m ³)
goede pakking	zeer compact zand (N>30)	0,4	5.000
	zeer compact zand (30>N>25)	0,4	4.000
	compact zand (25>N>15)	0,5	3.000
	compacte klei (25>N>8)	0,5	2.000
	klei (8>N>4)	0,5	1.000
losse pakking	losgepakt zand (N<15)	0,5	1.000
	slappe klei (14>N>2)	0,6	500
	zeer slappe klei (N<2)	0,7	0

De volgende soortelijke gewichten worden gehanteerd:

- γ_b : soortelijk gewicht beton
 γ_w : soortelijk gewicht water
 γ_g : soortelijk gewicht droge grond
 γ_g' : soortelijk gewicht grond onder water

De drukken op de tunnel worden als volgt berekend:

$$\begin{aligned}
 p_{w1} &= H_w * \gamma_w \\
 p_{e1} &= p_0 + (H-H_w) * \gamma_g + H_w * \gamma_g' \\
 p_1 &= p_{w1} + p_{e1} \text{ (= verticale druk op de bovenzijde van de tunnel)} \\
 q_{e1} &= \alpha * [(p_0 + \gamma_g * (H-H_w) + \gamma_g' * (H_w + \frac{1}{2}h_{\text{segment}}))] \\
 q_{w1} &= \gamma_w * (H_w + \frac{1}{2}h_{\text{segment}}) \\
 q_1 &= q_{e1} + q_{w1} \text{ (= horizontale druk op de bovenzijde van de tunnel)} \\
 q_{e2} &= \alpha * [p_0 + \gamma_g * (H-H_w) + \gamma_g' * (H_w + 2 * R_c + \frac{1}{2}h_{\text{segment}})] \\
 q_{w2} &= \gamma_w * (H_w + 2 * R_c + \frac{1}{2}h_{\text{segment}}) \\
 q_2 &= q_{e2} + q_{w2} \text{ (= horizontale druk op de onderzijde van de tunnel)}
 \end{aligned}$$

$$p_g = (2 \cdot \pi \cdot R_c \cdot h_{\text{segment}} \cdot \gamma_b) / (2 \cdot R_c) = \pi \cdot h_{\text{segment}} \cdot \gamma_b \quad (= \text{reactiekracht op het gewicht van de lining})$$

$$p_{w2} = \gamma_w \cdot (H_w + 2 \cdot R_0) \quad (= \text{waterdruk op de onderzijde van de tunnel})$$

Aan de hand hiervan kan de totale druk en de korreldruk op de onderzijde van de tunnel, p_2 , berekend worden, dusdanig dat de tunnel in evenwicht is. P_2 is dus de sluitvariabele.

$$p_2 = p_{w2} + p_{e2} + p_g$$

$$= p_1 + p_g \quad (= \text{druk op de onderzijde van de tunnel, indien de tunnel in evenwicht is})$$

2.4 Ontwerp procedure

Tijdens het ontwerpen van de segmenten voor een tunnel worden de volgende stappen doorlopen (vergelijk § 2.1):

- 1a. het kiezen van het soort segment en de ringopbouw.
- 1b. het kiezen van de verbindingen.
- 2a. het bepalen van de maatgevende tunneldoorsnede.
- 2b. het bepalen van de maatgevende krachten in de segmenten.
- 3a. het bepalen van de wapening.
- 3b. het uitvoeren van controleberekeningen en optimalisatie.

Uiteraard is dit een iteratief proces.

Deze 6 stappen worden in deze paragraaf beschreven.

De computerprogramma's die in de hoofdstukken 3 en 4 worden beschreven worden gebruikt voor stap 2a en 2b. In hoofdstuk 6 worden bovenstaande stappen gevolgd bij het maken van een ontwerp voor de segmenten van de Botlektunnel.

2.4.1 Keuze van het soort segment en de ringopbouw

Een gesegmenteerde lining kan opgebouwd zijn uit verschillende soorten segmenten. De drie meest toegepaste segmenten zijn in de figuur weergegeven:

- stalen of gietijzeren segmenten
- BOX segmenten
- platte betonnen segmenten

Omdat platte betonnen segmenten het goedkoopst zijn worden deze het meest toegepast. De andere segmenten worden alleen onder speciale omstandigheden toegepast.

Segmenten van staal of gietijzer worden toegepast onder de volgende omstandigheden:

- bij tunnels met een kleine diameter (tot ongeveer 3 meter). Een lining van stalen of gietijzeren segmenten is dan goedkoper dan betonnen segmenten. Tunnels met dergelijke diameters worden echter vaak uitgevoerd als buispersing of iets dergelijks.

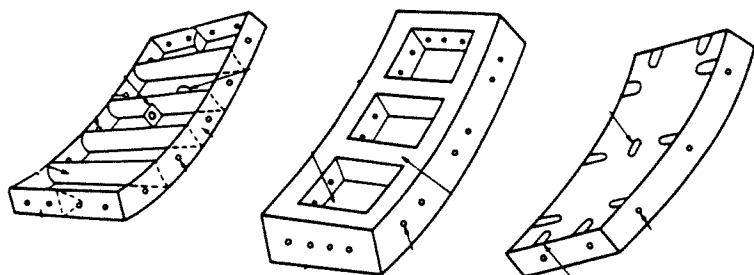


Fig.7 stalen segment, BOX segment en plat segment

- in scherpe bochten. Een betonnen lining kan beschadigd worden als gevolg van de grote vijzelkrachten in de buitenbocht. Bovendien kunnen de ringverbindingen van een betonnen lining beschadigen als gevolg van de dwarskrachten tussen de segmentringen die ontstaan als gevolg van de hoek tussen de aangebrachte lining en de boormachine.
Een lining van staal of gietijzer is aanzienlijk sterker en stijver dan een lining van platte betonnen segmenten en heeft meer ringverbindingen. Hierdoor kan een lining van staal of gietijzeren segmenten hogere vijzelkrachten en dwarskrachten beter weerstaan.
Op de overgangen tussen betonnen segmenten en stalen segmenten wordt meestal een speciale ring toegepast, omdat de ringen niet op elkaar aangesloten kunnen worden vanwege het verschillende aantal ringverbindingen.
- bij discontinuïteiten in de lining. Op plekken waar de lining onderbroken moet worden, bijvoorbeeld bij de aansluiting op verbindingstunnels of pompkelders, worden een aantal stalen of gietijzeren ringen geplaatst, omdat het gevaar bestaat dat betonnen segmenten zullen scheuren of vervormen als gevolg van de verhoogde spanningen die kunnen ontstaan.
Dit gevaar bestaat niet (of nauwelijks) indien een lining van stalen of gietijzeren segmenten wordt toegepast.

BOX segmenten worden toegepast indien een zeer stijve lining nodig is.

In een lining van platte betonnen segmenten zijn de verbindingen de slapste onderdelen: bouten en deuvels laten relatief veel vervorming toe en de stalen plaatjes die toegepast worden bij boutverbindingen vervormen indien ze zwaar belast worden.

BOX segmenten bieden bovendien het voordeel dat de bevestigingspunten diep uitgevoerd kunnen worden, waardoor het mogelijk is de segmentverbindingen in twee lagen aan te brengen. Dit is met name van belang om rotatie in de segmentverbindingen te voorkomen. (Ringverbindingen aanbrengen in twee lagen biedt geen voordeel, omdat deze op afschuiven worden belast.)

De segmenten van de Trans Tokyo Bay tunnel (de grootste tunnel ter wereld met een buitendiameter van 14,14 meter) zijn BOX segmenten met twee lagen segmentverbindingen, zie de figuur. Vanwege de grote buigende momenten in deze lining moeten de segmentverbindingen heel stijf worden uitgevoerd. De ringverbindingen zijn in 1 laag aan gebracht.

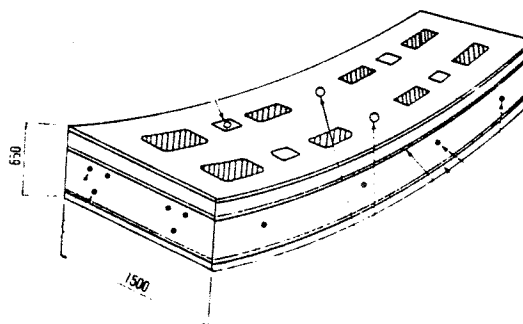


Fig.8 segment met dubbel uitgevoerde segmentverbinding

Dit afstudeerverslag behandelt alleen het ontwerp van platte betonnen segmenten.

Hoe een segmentring bestaande uit platte betonnen segmenten wordt opgebouwd is in § 2.2.1 reeds uitgelegd. dit wordt hier niet opnieuw behandeld.

Voordat de juiste drukken op de tunnel en de buigende momenten en normaalkrachten in de lining kunnen worden berekend moet de hoogte van de segmenten bekend zijn. De buitendiameter van de tunnel is immers afhankelijk van de hoogte van de segmenten. De hoogte van de segmenten is hierdoor van invloed op de diepteligging van de tunnel (dus de grootte van de drukken) en is tevens van invloed op het oppervlak waarover de drukken werken.

De segmenthoogte wordt gekozen en, indien mogelijk, geverifieerd aan de hand van reeds ontworpen tunnels of tunnelhandboeken.

Indien na berekening van de wapening (zie §2.4.5) blijkt dat deze segmenthoogte niet de juiste is zal de segmenthoogte bijgesteld moeten worden en moeten de drukken op de lining en de buigende momenten in de lining opnieuw berekend worden.

Het ontwerp van de gesegmenteerde lining verandert niet of nauwelijks indien een 2^e lining aangebracht wordt: alle krachten (inclusief aardbevingen) moeten immers ook kunnen worden opgenomen voordat de 2^e lining aangebracht wordt. De enige belasting die de buitenste lining nooit alleen op hoeft te nemen zijn de belastingen uit de gebruiksfase. Hierbij valt te denken aan een verkeersbelasting of een waterdruk van binnen uit (dit laatste geldt alleen voor watertunnels).

Een 2^e lining wordt doorgaans gedimensioneerd op het kunnen weerstaan van een hydrostatische waterdruk over de hoogte van de tunnel. Dit is mogelijk omdat het beetje water dat door de gesegmenteerde lining heen lekt tussen de beide linings wordt afgepompt.

Watertunnels krijgen in Japan vrijwel altijd een (gladde) 2^e lining omdat de oneffenheden van een gesegmenteerde lining (bijvoorbeeld de boutgaten) de stroming van het water te veel hinderen. Verkeerstunnels krijgen soms een 2^e lining om de brandwerendheid te vergroten.

Een 2^e lining heeft geen functie voor aardbevingen, zoals vaak gedacht wordt.

Metrotunnels en electriciteitstunnels hoeven geen uitzonderlijke brandwerendheid of gladde binnenkant te hebben, en krijgen vaak geen 2^e lining.

2.4.2 Toe te passen verbindingen

Indien de segmenten worden berekend met behulp van een computerprogramma waarin de verbindingen moeten worden ingevoerd moet in dit stadium een verbinding gekozen worden. Een dergelijk computerprogramma wordt beschreven in hoofdstuk 4.

Indien de segmenten worden berekend met behulp van een computerprogramma waarin de verbindingen niet ingevoerd kunnen worden hoeft in dit stadium nog geen verbinding gekozen te worden. De verbindingen hebben in dit geval geen invloed op het eerste ontwerp van de segmenten. Een voorwaarde hiervoor is dat het gedrag van de toegepaste verbindingen en de invloed op het buigende moment in de lining zeer goed bekend is.

De enige soort verbinding waarmee zoveel ervaring is dat op deze wijze een eerste segmentontwerp gemaakt kan worden, zijn de traditionele boutverbindingen (zie hoofdstuk 5).

Een computerprogramma waarbij de verbindingen geen invloed hebben op het ontwerp van de segmenten wordt beschreven in hoofdstuk 3.

Indien verbindingen worden toegepast waarvan het gedrag niet precies bekend is of indien van bijzondere omstandigheden sprake is (bijvoorbeeld een tunnel met een grote diameter), moet de invloed van de verbindingen uiteraard meegenomen worden bij het maken van een segmentontwerp.

Meestal wordt voor een eerste segmentontwerp op grond van ervaring een boutverbinding gekozen (zie § 2.4.1.). Naast het aantal verbindingen moet tevens de lengte, diameter en de kwaliteit van de verbindingen gekozen worden.

Indien mogelijk verifieert men in Japan deze keus aan de hand van vergelijkbare projecten of tunnelhandboeken.

Nadat met deze verbindingen alle berekeningen zijn doorlopen en de segmenten zijn ontworpen kan gecontroleerd worden of de verbindingen voldoen. Indien dit niet het geval is (ze kunnen te slap zijn, te stijf, te dun, etc) moet de verbinding aangepast worden en moet het segmentontwerp hiermee opnieuw berekend worden.

In hoofdstuk 5 komen de mogelijk verbindingen uitvoerig aan de orde.

2.4.3 Bepaling van de maatgevende tunneldoorsnede

De segmenten worden ontworpen in de maatgevende doorsnede: die doorsnede in het tunneltracé waarin de segmenten het zwaarst belast worden. De dwarskracht is niet van belang bij het maken van een eerste ontwerp voor de segmenten (mogelijk wel voor het detailleren van beugels en dergelijke).

De maatgevende belasting op de lining is de meest gevaarlijke combinatie van een zo hoog mogelijk buigend moment met een zo laag mogelijke normaalkracht. Hoe groter de normaalkracht (drukkracht) in de segmenten, hoe groter het buigende moment is dat in het segment is toegestaan.

Het bepalen van de doorsnede waarin deze maximale belasting optreedt gebeurt door gebruik te maken van eenvoudige computerprogramma's, waarmee de buigende momenten en normaalkrachten berekend worden voor de doorsnedes die maatgevend zouden kunnen zijn.

N.B.: Als gevolg van verschillen in grondsoort hoeft niet de doorsnede op het diepst gelegen punt maatgevend te zijn, al is dit vaak wel het geval. Door gebruik te maken van logisch beredeneren hoeft maar een beperkt aantal doorsnedes doorgerekend te worden.

Het maximale buigende moment treedt bovenin de lining op, in het deel van de tunnel waar het verschil tussen de horizontale en verticale druk maximaal is ($\Sigma p - \Sigma q = \text{maximaal}$).

Dit is geval bij:

1. een lage waarde van λ (neutrale grond-drukcoëfficiënt)
2. een lage grondwaterstand
3. een grote bovenbelasting

ad 1.

Een lage λ resulteert in een groot verschil tussen de horizontale en verticale druk, hetgeen resulteert in een groot buigend moment in de lining.

ad 2.

Een hoge waterdruk resulteert wel in een hogere druk op de lining en een grotere normaalkracht in de lining, maar omdat de waterdruk vrijwel alzijdig is levert deze weinig bijdrage aan het buigende moment in de lining. Het maximale buigende moment treedt op bij een maximaal verschil tussen de verticale en horizontale druk, en dus bij de laagst mogelijke grondwaterstand: een lagere waterspanning resulteert in een hogere korrelspanning, en dus in een groter buigend moment. Dat dit juist is wordt in hoofdstuk 6 aangetoond.

ad 3.

Een grotere bovenbelasting op de tunnel resulteert niet alleen in een groter buigend moment, maar tevens in een grotere normaalkracht. Het voordeel van de grotere normaalkracht weegt echter niet op tegen het nadeel van het grotere buigende moment. Dus: des te groter de drukken op de tunnel, des te gevaarlijker de situatie. Indien een tunneltracé zich geheel in één grondsoort bevindt zal de maatgevende doorsnede dus het diepste gelegen punt zijn.

Tijdens de eerste fase van het ontwerp wordt voor een tunnel alleen het segment ontworpen dat het zwaarst belast zal worden. Dit ontwerp dient als basis voor alle segmenten. Hierdoor kan elk segment op elke plaats in de ring functioneren. De draaiing van de ringen kan hierdoor geheel gericht zijn op

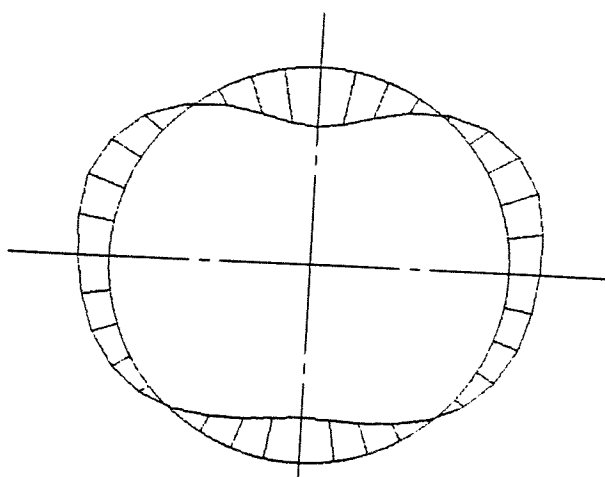


Fig.9 de vorm van een momentenlijn

het maken van bochten en het plaatsen van de segmenten in een halfsteensverband.

Het ontwerp van de segmenten voor scheve ringen (voor het maken van bochten) is vrijwel gelijk aan het ontwerp voor rechte ringen: alleen de breedte van de ringen verschilt enkele centimeters; de wapening en de verbindingen blijven gelijk. Daarom wordt in dit stadium van het ontwerp ook nog geen onderscheid gemaakt tussen het ontwerp voor de scheve en de rechte segmentringen.

Het resultaat van deze ontwerpmethode is dat alle segmenten zijn gedimensioneerd aan de hand van de maatgevende doorsnede in de tunnel. Het gevolg hiervan is dat alleen het zwaarst belaste segment van een lining economisch is gedimensioneerd en dat alle overige segmenten zijn overgedimensioneerd. Indien de diepteligging van een tunnel veel varieert kan de extra veiligheid die hierdoor ontstaat aanzienlijk zijn. Het is mogelijk de hoogte van de segmenten aan te passen aan de diepteligging van de tunnel, zie §2.4.7.

N.B.: Logistiek gezien is het een voordeel dat de gehele lining uit dezelfde segmenten bestaat, omdat de segmentringen in willekeurige volgorde aangevoerd kunnen worden. Wel moet onderscheid gemaakt worden tussen de rechte en scheve ringen en vanwege de beperkte ruimte in de tunnel moeten de segmenten van één ring in de juiste volgorde de tunnel in getransporteerd worden.

In hoofdstuk 6 wordt het bovenstaande gebruikt om de maatgevende doorsnede te bepalen voor de Botlektunnel.

2.4.4 Bepaling van de maatgevende krachten

De maatgevende krachten voor het eerste ontwerp van segmenten zijn het buigende moment en de normaalkracht in de lining. De optredende dwarskracht is niet van invloed op het eerste ontwerp.

Tijdens het bepalen van de maatgevende krachten gaat de meeste aandacht uit naar het maximale buigende moment. Hiervoor zijn drie redenen:

- het buigende moment heeft de grootste invloed op de hoogte van de segmenten en de wapening.
- de grootte van de normaalkracht varieert tussen de verschillende schematisaties minder dan het buigende moment. Dit komt doordat de wijze waarop de normaalkracht berekend wordt bij alle schematisaties ongeveer gelijk is.
- de maatgevende doorsnede zal zich altijd nabij het diepste punt van het tracé bevinden. Nabij dit diepste punt zal de diepteligging van de tunnel, en hiermee ook de normaalkracht, veel minder variëren dan het buigende moment.

In onderstaande figuur zijn 4 schematisaties gegeven waarmee deze krachten berekend kunnen worden. Er zijn meer schematisaties mogelijk, maar deze vier geven een duidelijk inzicht, worden in Japan het meest gebruikt en worden ook in dit afstudeerverslag toegepast.

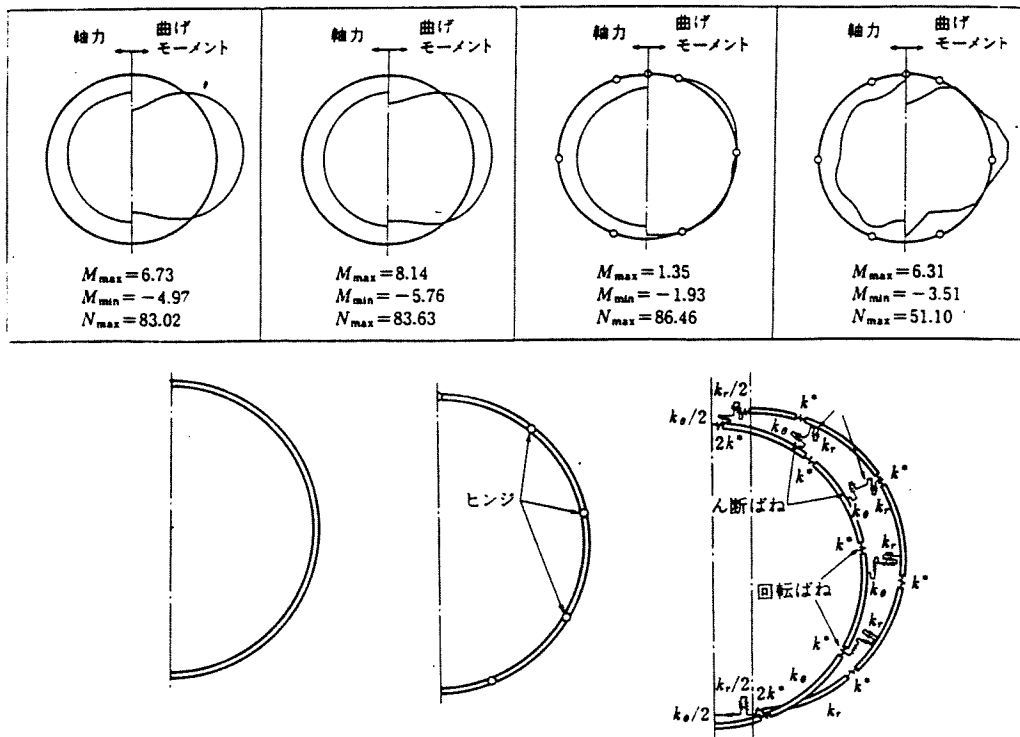


Fig.10 bovenste rij: voor vier schematisaties een mogelijke N-lijn en een mogelijke M-lijn
 onderste rij: de wijze waarop drie van deze schematisaties zijn uitgevoerd

In de bovenste rij figuren is voor de 4 schematisaties aan de linkerzijde de normaalkracht in de lining weergegeven en aan de rechterzijde het buigende moment. Het is duidelijk te zien dat de berekende normaalkracht minder afhankelijk is van de gebruikte schematisatie dan het berekende buigende moment. In de onderste rij is voor drie van de schematisaties weergegeven hoe de schematisatie is uitgevoerd.

In de eerste schematisatie (linker figuur in de bovenste en in de onderste rij) worden de krachten berekend met behulp van formules. Hierbij wordt géén rekening gehouden met de invloed van de verbindingen. Een computerprogramma dat volgens deze schematisatie werkt is het Common design programma dat in hoofdstuk 3 wordt beschreven.

In de tweede schematisatie (tweede plaatje in de bovenste rij) worden de krachten op dezelfde wijze berekend als in schematisatie 1, maar bij deze schematisatie worden twee correctiefactoren toegevoegd: één voor de stijfheidsvermindering in de dwarsdoorsnede van de tunnel en één voor de stijfheidsvermindering in de lengterichting van de tunnel. Deze correctiefactoren zijn afhankelijk van de toegepaste verbindingen en van het soort segmenten dat is gebruikt. Deze schematisatie komt verder niet aan de orde.

In de derde schematisatie (derde plaatje in de bovenste rij en het tweede plaatje in de onderste rij) zijn de segmentverbindingen als aangenomen als scharnieren ($M=0$). De buigende momenten blijven op deze wijze heel klein. Deze schematisatie wordt in Japan nooit gebruikt en komt in dit verslag niet meer aan de orde.

In de vierde schematisatie (het laatste plaatje in de bovenste en in de onderste rij) worden de segmentverbindingen als rotatieveren in de berekening meegenomen. In de segmentverbindingen kunnen hierdoor wel buigende momenten aanwezig zijn. Omdat de verbindingen minder stijf zijn dan de segmenten kunnen de momenten in de verbindingen gereduceerd worden.

Het computerprogramma Moleman, dat in hoofdstuk 4 wordt beschreven, werkt volgens de vierde schematisatie. Bij dit computerprogramma worden drie segmentringen berekend, waardoor ook de invloed van de ringverbindingen in de berekening wordt meegenomen.

Geen van de schematisaties is een complete weergave van de werkelijkheid. Er wordt bijvoorbeeld in geen van de programma's rekening gehouden met longitudinale krachten door de vjzjelkrachten of met asymmetrische groutdrukken. De aanwezigheid van het verharde grout in de startspleet wordt in geen van de schematisaties meegerekend. Dit wordt beschouwd als extra veiligheid.

In Japan houdt men tevens rekening met aardbevingen als belasting op tunnels. Hiervoor voert men twee soorten berekeningen uit:

1. een berekening van de tunnel in dwarsdoorsnede met een puntlast op de lining. De puntlast is het gevolg van verschillen in snelheid van de drukgolven dwars op de tunnel.
2. een berekening waarin golven van de grond in de lengterichting van de tunnel lopen, of onder een hoek invallen.

De aardbevingen hebben twee duidelijke gevolgen voor het ontwerp van de lining:

1. de segmenten krijgen een grotere hoogte en/of worden zwaarder gewapend
2. de ringverbindingen worden steviger en worden niet verwijderd (zoals men in Amerika en Duitsland in goede grond meestal wel doet)

2.4.5 Berekening van de wapening

Uit de berekeningen in de voorgaande paragrafen zijn de afmetingen van de segmenten en het maatgevende buigende moment met bijhorende normaalkracht inmiddels bekend.

Aan de hand hiervan wordt bekeken of de segmenten zo gewapend kunnen worden dat de belasting gedragen kan worden en of de gemaakte keus economisch is.

Dit wordt gedaan door te berekenen hoeveel wapening in de segmenten nodig is om de krachten op te nemen.

Hiervoor worden eenvoudige computerprogramma's voor gewapend betonnen constructies gebruikt.

Het bepalen van de hoeveelheid wapening in een segment is een economische optimalisatie: minder wapening toepassen betekent dat de segmenten hoger worden, en vice versa.

In Japan streeft men voor het maken van een eerste segmentontwerp naar een wapeningspercentage van bijna 1% per hoofdwapeningslaag (wapening in de lengterichting van het segment). Dit percentage is dermate hoog dat het aannemelijk lijkt dat dit een maximaal wapeningspercentage is. De voordelen van het toepassen van veel wapening (minder kosten voor het beton, kleinere tunneldiameter, minder transport, kleiner buigend moment) wegen in Japan blijkbaar op tegen de nadelen ervan (extra kosten voor de wapening, moeilijker beton storten).

Indien na de berekening van het benodigde wapeningspercentage blijkt dat deze groeter is dan 1% per hoofdwapeningslaag, moeten de segmenten hoger of korter (meer segmenten per ring) gekozen worden. Vervolgens moet hiermee de totale berekening opnieuw doorlopen worden.

Indien blijkt dat het benodigde wapeningspercentage veel minder is dan 1%, moet de berekening over gedaan worden met een segment dat slanker is (minder hoog of langer).

Op deze wijze komt men iteratief tot een segmentontwerp waarbij de hoofdwapeningslagen ongeveer 0,8 à 1,0 % van de segmentdoorsnede beslaan.

Er wordt op deze wijze slechts een voorlopig segment ontworpen: de onder- en bovenlaag van de hoofdwapening wordt gelijk genomen, de dwarswapening (in de lengterichting van de tunnel) wordt niet berekend, beugels worden niet berekend en de wapening voor de inkapseling van de verbindingen wordt niet berekend. De detaillering hiervan gebeurt in een later stadium door betondeskundigen van de aannemer en experts in dienst van de segmentbouwer. Deze detaillering komt in dit afstudeerverslag niet aan de orde.

Merk op dat de breedte van de segmentringen géén invloed heeft op het wapeningspercentage, terwijl deze in werkelijkheid wel invloed heeft: indien een segmentring twee maal zo breed wordt, zullen de buigende momenten waarschijnlijk meer dan verdubbelen (§6.7.3).

Momenteel wordt deze invloed verwaarloosd. Dit is mogelijk omdat de breedte van de segmenten klein is ten opzichte van de lengte van de segmenten.

Indien men in de toekomst bredere segmentringen toe gaat passen zal deze invloed niet langer verwaarloosd kunnen worden. De invloed hiervan onderzoekt men momenteel in 3 dimensionale eindige elementen programma's.

De wapening wordt berekend met behulp van het computerprogramma UC-1, een eenvoudig programma voor het berekenen van de wapening in allerlei betondoorsnedes. Alleen de wapening in de lengterichting van de segmenten wordt in dit stadium bepaald: de buigende momenten en normaalkracht zijn in een dwarsdoorsnede bepaald en de wapening die deze krachten op moet nemen ligt in de lengterichting van de segmenten, dus loodrecht op de richting van de tunnel, zie de figuur.

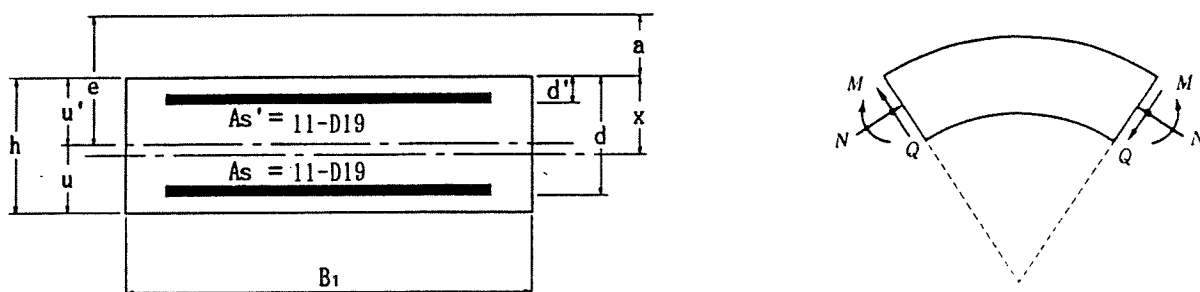


Fig.11 doorsnede waarin de wapening berekend wordt

In de figuur is:

- A_s : de onderste laag hoofdwapening (getekend als een streep, maar in werkelijkheid loodrecht op het papier)
- A_s' : de bovenste laag hoofdwapening (evenveel wapening als A_s)
- h : de segmenthoogte (enkele tientallen centimeters)
- B : de breedte van het segment (100 à 150 centimeter)
- u : de helft van de segmenthoogte ($=u'$)
- d' : dekking van de bovenste laag wapening, gemeten tot het centrum van de wapening
- d : $= h -$ de dekking van de onderste laag wapening, gemeten tot het centrum van de wapening
- e : M/N
- a : $e-u'$
- x : zie de voorbeeld berekening in hoofdstuk 6

In de berekening houdt men in Japan de volgende waarden aan:

- de gemiddelde betondruksterkte is 450 kgf/cm^2 , en de toelaatbare betondruksterkte is 160 kgf/cm^2 .
De veiligheid wordt hiermee $450/160 = 2,8$. Deze veiligheid lijkt veel meer dan de veiligheid die in Nederland wordt toegepast, maar in Nederland wordt nog extra veiligheid ingebouwd door uit te gaan van de 5% ondergrens van de betondruksterkte. Indien in Nederland een gemiddelde betondruksterkte van 450 kgf/cm^2 bijvoorbeeld overeen komt met B35 is de veiligheidsfactor 2,2. (In Nederland is de toelaatbare betondruksterkte van B35 gelijk aan $0,6 \cdot 350 = 210 \text{ kgf/cm}^2$.)
- de toelaatbare spanning in de wapening is 2000 kgf/cm^2 (200 N/mm^2). Ten aanzien van de veiligheid van de wapening geldt hetzelfde als bij de betondruksterkte het geval is.
- $E_{\text{staal}} = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
 $E_{\text{beton}} = 3,3 \cdot 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

Merk op dat de buitenste wapeningslaag gelijk wordt genomen aan de binnenste wapeningslaag. In de figuur in § 2.4.2 is echter te zien is dat het maximale buigende moment dat de buitenste wapeningslaag op trek belast minder groot is dan het maximale buigende moment dat de binnenste wapeningslaag op trek belast. De buitenste wapeningslaag hoeft dus minder wapening te bevatten dan de binnenste wapeningslaag. Dit wordt tijdens de detaillering verder uitgewerkt.

Indien de positie van de segmenten in de ring van te voren bekend zou zijn, is het niet nodig zijn alle segmenten op de maatgevende uitwendige belasting te dimensioneren, maar kunnen de segmenten gedimensioneerd worden op de werkelijk optredende belasting.

Dit is bijvoorbeeld mogelijk indien rechte ringen (waarmee geen bochten gemaakt kunnen worden) toegepast worden. Het draaien van deze ringen heeft geen zin, waardoor ze geplaatst kunnen worden volgens een vast patroon, bij voorkeur met het sluitsegment afwisselend links en rechts naast de kruin van de tunnel.

Aan de momentenlijn in § 2.4.2 is te zien dat voor de segmenten die bovenin en onderin de tunnel geplaatst worden de buitenste wapeningslaag niet nodig is en dat voor de segmenten die rechts en links geplaatst worden de binnenste wapeningslaag niet nodig is.

2.4.6 Controleberekeningen

Of het segmentontwerp voldoet wordt onder andere op de volgende wijze gecontroleerd:

- het wapeningspercentage per hoofdwapeningslaag moet bijna 1% zijn, zie de vorige paragraaf
- het moment waarbij de segmentverbindingen bezwijken moet minimaal 60% zijn van het bezwijkmoment van de segmenten zelf. Hiermee zal waarschijnlijk bereikt worden dat in de segmenten reeds scheuren te zien zijn voordat de verbindingen bezwijken.
- het ontwerp moet praktisch zijn. De segmenten moeten bijvoorbeeld niet te groot zijn om in de tunnel makkelijk gedraaid te kunnen worden, de afmeting van de segmenten moet zo zijn dat transport naar de bouwplaats op optimale wijze kan plaatsvinden, de uitsparingen voor ring- en segmentverbindingen moeten elkaar niet in de weg zitten, etc.

Een segmentontwerp is niet klaar zodra een segment is gevonden dat aan bovenstaande eisen voldoet: er zullen vrijwel altijd meerdere segmenten doorgerekend moeten worden om tot een optimaal ontwerp te komen. Zeker om te komen tot een economisch ontwerp zullen meerdere mogelijkheden vergeleken moeten worden, met name op praktische gronden.

2.4.7 Overig

De voorgaande pagina's geven weer hoe in Japan tot een eenvoudig ontwerp voor een lining gekomen wordt. De procedure die hiervoor gevolgd wordt is logisch en overzichtelijk.

Er zijn echter nog veel meer afwegingen te maken, zoals:

- de optimale betonkwaliteit (e.g. druksterkte, treksterkte, uithardingstijd, brandwerendheid, doorlatendheid, duurzaamheid)
- de afmetingen van de uitsparingen voor de verbindingen
- de plaatsing van de segmentverbindingen
- de waterafsluiting tussen de segmenten (e.g. soort, dikte, aantal, plaats)
- de plaatsen van de beschermingsstrips
- de vorm van de contactvlakken
- de toegestane diameter van de wapeningsstaven
- het aantal beugels per segment en de verdeelwapening
- de wapening om de kracht vanuit de verbindingen in de beton te leiden
- de verschillen in de breedte van de segmenten om met de lining een bocht te kunnen maken (deze segmenten zijn conisch)
- de wapening van het sluitsegment

Bovendien past men vaak nieuwe technieken toe. Hierbij valt bijvoorbeeld te denken aan deuvels, kromme bouten, vezeltjes beton, hoge sterkte beton, extra brede segmentringen of speciale segmentvormen om continu-boren mogelijk te maken. Voor toepassing hiervan zal onderzoek nodig zijn.

In Japan past men soms in één tunnel segmentringen toe van verschillende hoogtes: de hoogte van de segmenten wordt dan aangepast aan de diepteligging van de tunnel. Het is immers niet nodig alle segmenten van een tunnel te dimensioneren op de maximale belasting, omdat deze is slechts over een deel van de tunnel aanwezig is. Omdat de buitendiameter van de lining niet gewijzigd kan worden (de ontgraven oppervlakte ligt vast door de afmetingen van de boormachine) verspringt in dit geval de binnendiameter van de tunnel.

Of in één tunnel segmenten worden toegepast met verschillende hoogtes, wordt bepaald door middel van een economische optimalisatie: de besparing op de beton moet opwegen tegen de extra kosten voor het maken van het ontwerp en voor de aanschaf van de mallen waarin de segmenten gestort worden.

Een flinke besparing op de beton kan alleen bereikt worden indien het verschil in segmenthoogte bijvoorbeeld 5 centimeter is, dus indien de tunnel veel minder diep ligt dan het diepste gedeelte van de tunnel. Over het algemeen is dit alleen het geval vlak bij de start- en eindschacht, omdat hier de hellingen meestal het grootst zijn.

HOOFDSTUK 3: COMMON DESIGN PROGRAMMA

3.1 Inleiding

De naam "Common design programma" is de letterlijke vertaling van de Japanse naam van het programma. In het Nederlands zou het als "Algemeen" of "Gangbaar ontwerp programma" vertaald worden. Het Common design programma is een eenvoudig computermodel dat buigende momenten en normaalkrachten in tunnellingen berekent aan de hand van voorgeschreven formules. Het programma is voor dit doel één van de meest gebruikte computerprogramma's in Japan. Het Common design programma wordt bovendien vrijwel altijd gebruikt om de maatgevende doorsnede voor tunnels te bepalen (zie §2.4.2).

Een voorbeeld van een complete uitvoer van het Common design programma is weergegeven in appendix 1.

3.2 Achtergrond van het programma

3.2.1 De gebruikte schematisatie

In de figuur is de schematisatie van het Common design programma weergegeven.

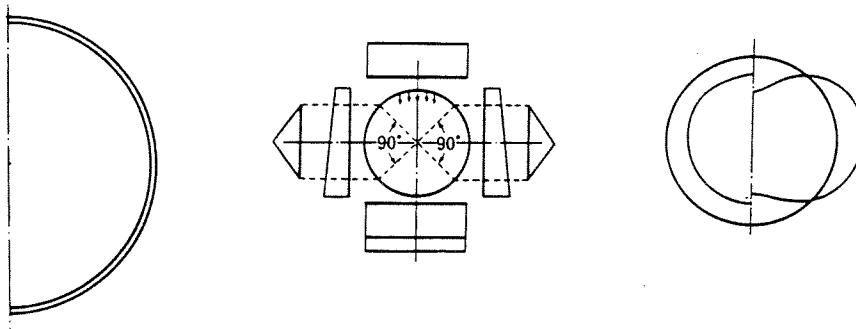


Fig.1 linker figuur: de schematisatie van de lining
 middelste figuur: de belasting op de lining, de driehoeken geven de beddingsreactie weer
 rechter figuur: voorbeeld van een N-lijn (linkerzijde) en M-lijn

Er wordt uitgegaan van een ononderbroken ring met een bepaalde stijfheid (1^e figuur), waarop een grondbelasting werkt (2^e figuur). Door de uitwendige belasting wordt de ring in vrijwel alle gevallen plat gedrukt (horizontale ovalisatie), waardoor de linker- en rechterzijde van de lining naar buiten zullen verplaatsen. Dit resulteert in een steundruk van de grond op de tunnel, waardoor een evenwichtssituatie ontstaat. Het programma berekent het buigende moment, de normaalkracht en de dwarskracht die in de lining aanwezig zijn in deze evenwichtssituatie. In de 3^e figuur is aan de linkerzijde de normaalkracht en aan de rechterzijde het buigende moment weergegeven. Beide hebben in een ononderbroken lining meestal deze vorm.

3.2.2 Aannamen en beperkingen

De mogelijkheden van het Common design programma zijn zeer beperkt. De belangrijkste aannamen en beperkingen van het programma zijn:

- Het is niet mogelijk het soort verbindingen, het aantal verbindingen en het aantal segmenten per ring in te voeren. Deze hebben echter wel invloed: in een gesegmenteerde lining is het buigende moment kleiner.
- Er wordt aangenomen dat de grond aan de linker- en rechterzijde over een hoek van 90° de tunnelmantel steunt (zie bovenstaande figuur).
- Er wordt van uit gegaan dat de grond geen cohesie heeft, geen trek over kan brengen en dat langs de tunnelmantel geen wrijving optreedt.
- Er wordt aangenomen dat de gronddruk op de tunnel werkt, alsof de tunnel vierkant is.
- Er wordt slechts één grondsoort ingevoerd. Indien meerdere grondlagen aanwezig zijn, worden deze geschematiseerd tot één laag. Het is mogelijk de gronddrukken handmatig te berekenen en in te voeren.
- Er wordt aangenomen dat de grond lineair elastisch is.

3.2.3 Toepasbaarheid

Het programma is alleen geschikt voor het berekening van tunnellingins en wordt gebruikt voor drie doeleinden:

1. bepaling van het buigende moment, de normaalkracht en de dwarskracht in een tunnellingins, om aan de hand hiervan de segmenten te kunnen ontwerpen
2. verificatie van andere berekeningen
3. bepaling van de maatgevende doorsnede van de tunnel

ad 1.

De krachten op de lining die het Common design programma berekent zijn hoger dan ze in werkelijkheid zijn. De afwijking is van de orde van grootte 15%, zie hoofdstuk 6. Dit komt doordat de aanwezigheid van de verbindingen niet in de schematisatie is meegenomen. Het Common design programma geeft dus een soort bovengrens voor de krachten waar de segmenten op ontworpen moeten worden.

Om aan dit nadeel tegemoet te komen wordt het Common design programma vaak gebruikt samen met schematisatie 2 uit § 2.4.2. Met behulp van de uitkomst van deze twee programma's kan een redelijke benadering gegeven worden van de resultaten van ingewikkelder berekeningen. Op deze wijze worden ingewikkelde berekeningen voorkomen.

ad 2.

Omdat de invoer van het Common design programma eenvoudig en zeer overzichtelijk is, is de uitvoer betrouwbaar en bij uitstek geschikt om te dienen als controle voor ingewikkelde berekeningen. Door de afwijking in de uitkomsten kan snel gecontroleerd worden of de uitkomsten van de andere berekeningen goed kunnen zijn.

ad 3.

De segmenten van een tunnel worden, zoals in het vorige hoofdstuk is verteld, ontworpen in de zwaarst belaste doorsnede. Om te bepalen waar deze maatgevende doorsnede zich bevindt moeten een aantal doorsnedes berekend en vergeleken worden.

Het Common design programma is hiervoor geschikt, omdat berekeningen heel snel uitgevoerd kunnen worden. Ondanks dat de berekende krachten in de lining aan de hoge kant zijn, kan door de krachten

onderling te vergelijken de maatgevende doorsnede snel gevonden worden.

In een uitgebreider programma hoeft vervolgens maar één doorsnede meer te worden ingevoerd en berekend om de maatgevende spanningen in de segmenten nauwkeuriger te bepalen.

Het Common design programma heeft niet de mogelijkheid om de grootte van de segmenten in te voeren of om de sterkte van de verbindingen in de berekening mee te nemen. Indien nieuwe technieken toegepast worden zullen dus altijd uitgebreidere berekeningen nodig zijn.

3.3 De invoermogelijkheden

De invoer van het Common design programma voor het berekenen van linings die zijn opgebouwd uit platte betonnen segmenten bestaat uit:

R_0 : de straal tot de buitenzijde van de tunnel (mm)

B : de breedte van een segmentring (mm)

h : de hoogte van de segmenten (mm)

E : de Young modulus van het beton (kgf/cm^2)

W : het gewicht van de tunnelling per strekkende meter tunnel (tf/m^2)
($W = h \cdot \gamma_b \cdot \pi \cdot 2 \cdot R_c$)

p_0 : de belasting op het maaiveld (tf/m^2)

H : de dekking van de bovenzijde van de tunnel (m)

H_w : het waterniveau boven de tunnel (m)

k : beddingsconstante van de grond (kgf/cm^3)
(slechts één waarde in te voeren; middelen indien meerdere lagen aanwezig zijn)

λ : de neutrale gronddrukcoëfficiënt ($1 - \sin \phi$)

γ : soortelijk gewicht droge grond (tf/m^3)
(maar één waarde in te voeren; middelen in geval van meerder lagen)

γ' : soortelijk gewicht grond onder water (tf/m^3)

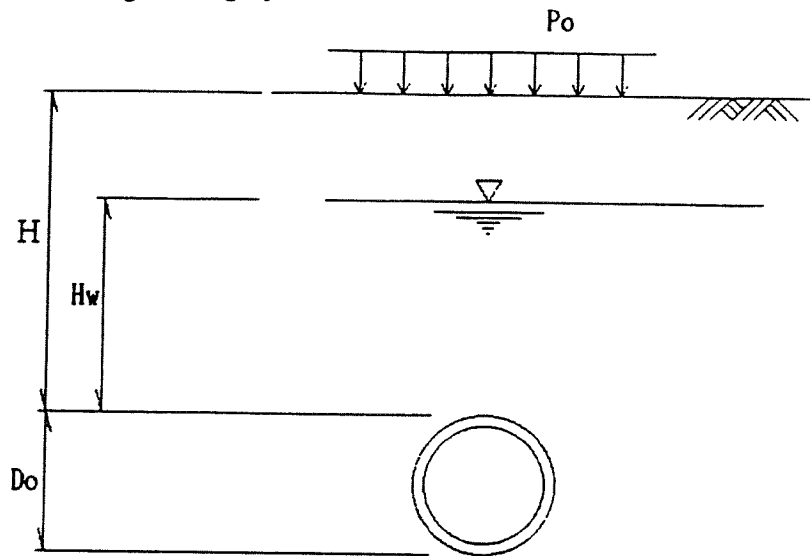


Fig.2 overzicht van een berekende doorsnede

Andere mogelijkheden die het Common design programma biedt zijn onder andere:

- het berekenen van linings die zijn samengesteld uit stalen segmenten
- het uitvoeren van berekeningen waarbij boogwerking in de grond volgens de theorie van Terzaghi in de berekening wordt meegenomen
- het handmatig berekenen en invoeren van de gronddrukken op de tunnel (bij de berekeningen in dit afstudeerverslag berekent de computer de drukken aan de hand van de dekking, de grondwaterstand en het soortelijk gewicht van de grond)
- het uitvoeren van de berekeningen in klei

3.4 De uitvoer

In appendix 1 is een complete uitvoer van het programma gegeven. Bij deze uitvoer zijn verklarende teksten geplaatst.

De uitvoer is opgebouwd uit de volgende 6 delen:

1. een overzicht van de invoer
2. een berekening van het weerstandsmoment van de lining
3. een berekening van de belastingen op de tunnel, de vervormingen en de reactiekracht van de grond
 - a. de buigende momenten in de lining
 - b. de normaalkrachten in de lining
 - c. de dwarskrachten in de lining

ad 1.

Niet alle invoerwaardes zijn weergegeven, de meeste wel.

ad 2.

Hier wordt achtereenvolgens weergegeven:

- de straal tot de middellijn van de segmenten (R_c)
- het oppervlak van de lining in een dwarsdoorsnede
- het weerstandsmoment van de lining
($I_x = \frac{1}{12} * b * h^3$ met: $b=100$ cm en h =hoogte segment)

ad 3.

Hier wordt achtereenvolgens weergegeven:

- de gronddrukken op de lining
- de druk als gevolg van het gewicht van de lining
- de horizontale verplaatsing van de lining en de grondreactie als gevolg hiervan
- een overzicht van de drukken op de tunnel

ad a.

Hier wordt het buigende moment (per m^1 tunnelling) weergegeven in een tabel en in een figuur.

De tabel bestaat uit 7 kolommen. Deze kolommen geven achtereenvolgens weer:

1. de hoek ten opzichte van de verticaal
2. het buigende moment per m^1 tunnel als gevolg van de verticale druk op de tunnel
3. het buigende moment per m^1 tunnel als gevolg van de horizontale druk op de tunnel
4. het buigende moment per m^1 tunnel als gevolg van de reactiekracht van de grond
5. het buigende moment per m^1 tunnel als gevolg van het gewicht van de lining
6. de som van de kolommen 2 tot en met 5: het buigende moment in de lining per m^1 tunnel
7. het buigende moment per segmentring (de waarde uit kolom 6 vermenigvuldigd met de breedte van de segmentringen)

Vanwege symmetrie wordt de berekening voor één tunnelhelft uitgevoerd.

Deze tunnelhelft wordt in 18 delen verdeeld. Het is niet zinvol meer punten te berekenen, omdat het zwaarst belaste punt zich altijd bovenin de tunnel bevindt. Het meest gangbare verloop van het buigende moment over de tunneldoorsnede is in de figuur in § 2.4.3 weergegeven.

ad b.

Hier wordt de normaalkracht weergegeven. Deze is, net als het buigende moment, een som van de invloed van de verschillende drukken.

In de figuur is de normaalkrachtenlijn in een lining weergegeven. In de hele lining heerst een drukkracht. De drukkracht is aan de linker- en rechterzijde van de lining het grootst, de verticale drukken op de lining zijn immers groter dan de horizontale drukken.

De minimale normaalkracht bevindt zich bovenin de tunnel. De gevaarlijkste situatie (het grootste buigende moment en de kleinste normaalkracht) bevindt zich dus altijd bovenin de tunnel.

Voor de normaalkrachten geldt: positieve waarden zijn drukkrachten.

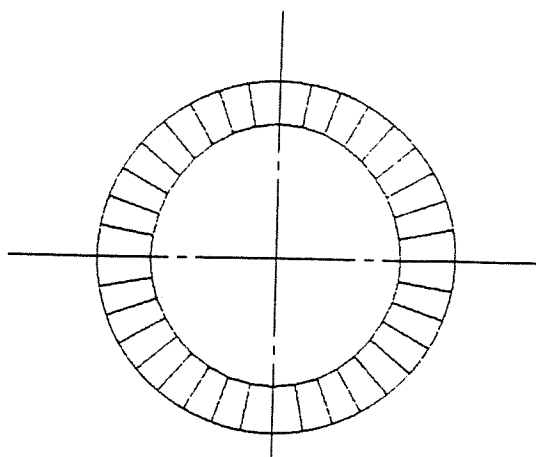


Fig.3 het verloop van de normaalkrachtenlijn in een lining

ad c.

Hier wordt de dwarskracht in de lining weergegeven. Deze is, net als het buigende moment, een som van de invloed van de verschillende drukken.

De dwarskracht is voor het maken van een eerste ontwerp van de segmenten niet van belang.

3.5 De gebruikte formules

Alle krachten in de lining worden berekend aan de hand van formules. deze formules bevatten alleen de uitwendige krachten, de beddingsconstante van de grond, de straal tot de middellijn van de segmenten en de vervorming van de lining.

De maximale vervorming aan de linker- en rechterzijde van de lining wordt als volgt berekend:

$$\delta = \frac{(2 * p_{vl} - p_{hl} - p_{h2}) * R_c^4}{24(EI + 0,0454 * k * R_c^4)}$$

Of, met de notaties zoals gebruikt in § 2.3:

$$\delta = \frac{[2 * (p_{el} + p_{wl}) - (q_{el} + q_{wl}) - (q_{e2} + q_{w2})] * R_c^4}{24 * (EI + 0,0454 * k * R_c^4)}$$

Er wordt aangenomen dat als gevolg van deze vervorming aan de linker- en rechterzijde van de lining een grondreactie optreedt over een hoek van 90°. De gronddruk wordt geschematiseerd als een driehoek, zie de figuur in § 3.2.1.

De reactiekracht van de grond is te berekenen door de verplaatsing van deze driehoek te vermenigvuldigen met de beddingsconstante van de grond:

$$q = k * \delta$$

Het programma berekent de buigende momenten, normaalkrachten en dwarskrachten in de lining die ontstaan als gevolg van 5 aparte belastingen:

1. alleen de verticale belasting (p_1 in § 2.3)
2. alleen de horizontale belasting ter grootte van q_1 (zie § 2.3) over de hele hoogte van de tunnel
3. alleen de toename van de horizontale belasting over de hoogte van de tunnel ($q_2 - q_1$ in § 2.3)
4. alleen de reactiekracht van de grond als gevolg van de vervorming
5. alleen het gewicht van de lining

Hierin is Θ de hoek ten opzichte van de verticaal, gemeten vanuit het centrum van de tunnel.

In de uitvoer zijn de buigende momenten als gevolg van beide horizontale belastingen niet apart weergegeven.

Alle gebruikte formules zijn in dit rapport twee maal weergegeven: aan het eind van hoofdstuk 7 en in appendix 1.

3.6 Samengevat

Het Common design programma is een eenvoudig programma om de buigende momenten, normaalkrachten en dwarskrachten in tunnellingings te berekenen.

De invoermogelijkheden zijn beperkt, waardoor het niet mogelijk is om nauwkeurige berekeningen uit te voeren of om de invloed van nieuwe technieken te onderzoeken.

Omdat de berekende buigende momenten aan de hoge kant zijn wordt in Japan de meest gevaarlijke belastingscombinatie meestal nogmaals doorgerekend in een ander programma. Hiermee wordt voorkomen dat de segmenten oneconomisch worden ontworpen.

Het programma zou in Nederland zeer goed te gebruiken zijn om een eerste indruk te krijgen van de grootte van de buigende momenten, de normaalkrachten en de dwarskrachten in een tunnellinging. Het programma is bovendien zeer goed geschikt voor het uitvoeren van controleberekeningen.

Deze berekeningen kunnen worden aangeduid met de rekenmethode van "Boeve", naar degene die de methode in Nederland introduceerde

HOOFDSTUK 4: COMPUTERPROGRAMMA MOLEMAN

4.1 Inleiding

Moleman is een Japans computerprogramma voor het berekenen van buigende momenten, normaalkrachten en dwarskrachten in tunnellingins. Het programma wordt voor dit doel door veel Japanse aannemers gebruikt.

Het belangrijkste doel van Moleman is het zo nauwkeurig mogelijk berekenen van de buigende momenten in een lining en het onderzoeken van de invloed van nieuwe technologieën.

De mogelijkheden van het programma zijn zeer uitgebreid. In dit afstudeerverslag wordt slechts een deel van de mogelijkheden benut en besproken.

Een voorbeeld van een complete uitvoer van een Moleman berekening met bijhorende verklaring is in appendix 2 bijgevoegd.

4.2 Achtergrond van het programma

4.2.1 De gebruikte schematisatie

In § 2.4.4 zijn een aantal mogelijk schematisaties weergegeven voor de berekening van krachten in tunnellingins. Moleman behoort tot het 4^e type dat daar genoemd is.

Het programma rekent met een ring die is opgebouwd uit segmenten. Het aantal verbindingen tussen de segmenten en hun eigenschappen kunnen nauwkeurig worden ingevoerd.

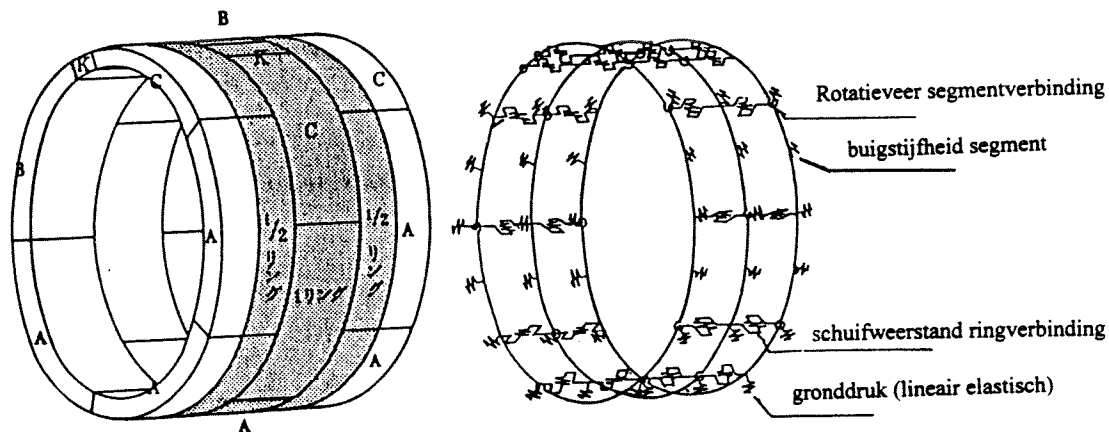


Fig.1 schematisatie Moleman

Voor één berekening moeten drie segmentringen worden ingevoerd, weergegeven door het grijze. De middelste segmentring is de ring die berekend moet worden. Deze middelste ring heeft de juiste breedte, terwijl de twee andere ringen de helft van deze breedte hebben. In de figuur is het deel van de tunnelmantel dat berekend wordt donker van kleur. De twee buitenste ringen zijn minder breed, om zodoende de juiste krachtsafdracht te bereiken: in werkelijkheid wordt immers de andere helft van de krachten afgedragen aan de segmentring die aan de andere zijde aansluit.

De segmentverbindingen worden ingevoerd als een rotatieveer. Deze wordt aangeduid met k_{θ} (eenheid: tfm/rad).

De ringverbindingen worden weergegeven als een weerstand tegen afschuiven in radiale en tangentiële richting (tonf/m¹). In radiale richting wordt deze aangeduid met k_r , in tangentiële richting met k^* .

De ringverbindingen worden in radiale richting belast indien de segmentring onderling een verschillende afstand tot het centrum van de tunnel hebben, dus bijvoorbeeld indien één ring als gevolg van een uitwendig puntlast meer vervormt dan de aangrenzende ringen.

De verbindingen worden in tangentiële richting belast indien de segmenten in hun lengterichting langs elkaar schuiven.

k_r en k^* zijn altijd aan elkaar gelijk. Dit wordt in § 4.3.2 verklaard.

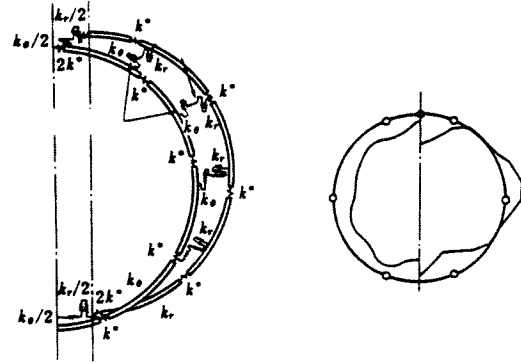


Fig.2 schematisatie Moleman en een N-lijn (linkerhelft) en een M-lijn

4.2.2 Aannamen en beperkingen

Moleman heeft veel minder beperkingen dan het Common design programma (zie het vorige hoofdstuk), maar dit betekent niet dat de schematisatie die in Moleman gebruikt wordt compleet is.

Enkele van de voornaamste beperkingen van Moleman zijn:

- krachten in longitudinale tunnelrichting worden niet meegenomen (bijvoorbeeld de vjzjel-krachten)
- de uitwendige belasting wordt berekend alsof de tunnel vierkant is
- Indien bredere segmentringen worden toegepast zal het buigende moment meer dan lineair toenemen. Dit wordt niet meegenomen in de berekeningen.

4.2.3 Toepassingsmogelijkheden

Moleman wordt in Japan voor een aantal doeleinden toegepast:

1. de krachten in een lining zo nauwkeurig bepalen dat het mogelijk wordt om tot een economisch ontwerp voor de segmenten te komen
2. de invloed onderzoeken die nieuwe technieken zullen hebben op het segmentontwerp
3. het gedrag van een tunnel met een 2° lining of een invert (rijdek) onderzoeken
4. het gedrag van een tunnel bij aardbevingen onderzoeken

Zeker indien een tunnel een grote diameter heeft (vanaf ongeveer 10 meter) zullen het maximale buigende moment en de bijbehorende normaalkracht en dwarskracht in een ingewikkeld programma zoals Moleman berekend moeten worden. Berekeningen in het Common design programma zijn voor dergelijke tunnels niet voldoende.

Moleman berekent tevens de vervormingen van de lining. Deze vervormingen worden echter nergens voor gebruikt, omdat omdat aan de absolute waarde ervan getwijfeld wordt: omdat altijd een evenwicht ingevoerd wordt hebben tunnels nooit de neiging op te drijven, terwijl dit in werkelijkheid wel het geval zal zijn. Met behulp van eindige elementen programma's kunnen vervormingen nauwkeuriger berekend worden. De buigende momenten worden volgens de tunnel-experts van Obayashi Corporation het eenvoudigst berekend met behulp van programma's als Moleman, terwijl de nauwkeurigheid van deze programma's gelijk is aan de nauwkeurigheid van eindige elementen programma's.

4.3 De invoer mogelijkheden

Alle gegevens kunnen aan de hand van een aantal menu's ingevoerd worden. De menu's zijn in het Japans, maar na uitleg en enige oefening valt er goed mee te werken.

In hoofdstuk 6 zijn de buigende momenten in de Botlektunnel berekend met behulp van Moleman. De invoermogelijkheden die hiervoor gebruikt zijn worden weergegeven in deze paragraaf.

§ 4.3.6 geeft een korte opsomming van de invoermogelijkheden van Moleman die niet gebruikt zijn bij de berekening van de Botlektunnel.

4.3.1 De invoer van de segmenten

Zoals voorheen als beschreven is, worden drie aangrenzende segmentringen ingevoerd en berekend. De middelste ring heeft de juiste breedte, de breedte van de twee buitenste ringen is de helft hiervan. Van deze drie ringen wordt elke ringverbinding en elke segmentverbinding ingevoerd.

In de figuur is een doorsnede van een segmentring weergegeven. De ring is opgebouwd uit 32 delen met lengte l (zie § 2.2.1). De 32 delen worden begrensd door 33 punten: bovenin de tunnel sluit punt 1033 aan op punt 1001. De telling in duizendtallen geeft aan welke ring te zien is: 1000 wordt gebruikt voor de middelste ring, 2000 voor de twee buitenste ringen. Indien één ring bijvoorbeeld een 2^e lining heeft, kan deze vanaf 3000 geteld worden.

De punten worden allemaal ingevoerd aan de hand van de gradenindeling van de ringen.

De zwarte stippen (de punten 1002, 1008, 1014, 1020, 1026 en 1032) geven de segmentverbindingen (en de grootte van de segmenten) weer. Het sluitsegment bevindt zich dus bovenin.

De lijn geeft de buigende momenten weer. Omdat in dit geval de segmentverbindingen als scharnieren zijn ingevoerd is het buigende moment in elke segmentverbinding 0 tfm. Op deze wijze wordt bijna de 3^e schematisatie in § 2.4.4 verkregen. Het enige verschil met die schematisatie is dat in Moleman ringverbindingen aanwezig zijn. De momenten in de segmentverbindingen veranderen hierdoor niet, maar de momenten in de segmenten worden er door vergroot.

De open cirkels geven de ringverbindingen weer: een grote cirkel voor een ringverbinding tussen de 1^e en 2^e ring, een kleine cirkel voor een ringverbinding tussen de 2^e en 3^e ring. Omdat de ringverbindingen in elkaars verlengde liggen (§ 2.2.1) vallen de twee cirkels altijd samen.

De kleine cirkel in de momentenlijn ter plaatse van punt 1016 geeft het maximale buigende moment in de ring weer. Het maximale buigende moment bevindt zich in dit geval niet bovenin omdat zich daar twee segmentverbindingen bevinden die het buigende moment sterk reduceren.

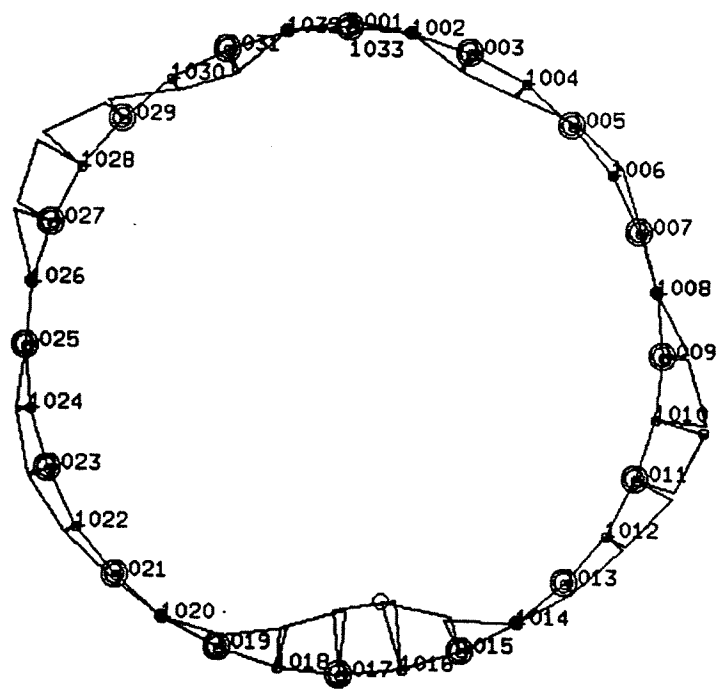


Fig.3 ringindeling van Moleman

Van de segmenten moeten de volgende gegevens ingevoerd worden:

- de breedte van de segmenten (in lengterichting van de tunnel)
- de Young modulus van het beton (ongescheurd beton, meestal $3,3 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$)
- de hoogte van de segmenten, inclusief de dekking van de wapening
- het weerstandsmoment van de segmenten ($\frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$)
- het gewicht van de segmenten (per m^2 segment)

De lengte van de segmenten en het aantal segmenten per ring volgt uit de invoer van de segmentverbindingen.

4.3.2 De invoer van de segmentverbindingen

In § 2.2.2 is reeds verteld dat de segmentverbindingen functioneren als rotatieveer en ook zo worden gedimensioneerd.

In Moleman moet van de drie segmentringen die berekend wordt elke segmentverbinding ingevoerd worden. Hierbij wordt de rotatiestijfheid van de segmentverbindingen van de middelste ring twee keer zo groot genomen als die van de twee buitenste ringen. De middelste ring is immers twee keer zo breed en zal twee keer zo veel segmentverbindingen hebben. Hierdoor wordt de rotatiestijfheid twee keer zo groot.

De segmentverbindingen kunnen naar binnen en naar buiten roteren, zoals in de figuur is weergegeven. Meestal roteren de segmentverbindingen boven- en onderin de tunnel naar binnen, de segmentverbindingen aan de linker- en rechterzijde roteren meestal naar buiten.

Omdat de segmentverbindingen aan de binnenzijde van de segmenten worden geplaatst zal de weerstand tegen roteren naar buiten het kleinst zijn (het rechter plaatje in de figuur). De grootte van de rotatieveer die roteren naar buiten moet voorkomen is echter om twee redenen niet van belang:

1. de steundruk van de grond voorkomt dat de lining naar buiten verplaatst (de grond ondersteunt de kleinste rotatieveer)
2. de reductie van buigende momenten in segmentverbindingen is minder naarmate segmentverbindingen een grotere rotatiestijfheid hebben.

Het maximale buigende moment bevindt zich bovenin de segmentringen. Omdat de segmentverbindingen door dit buigende moment naar binnen geroteerd worden, zullen ze het buigende moment weinig reduceren. Het maximale buigende moment zal zich dus altijd in de kruin van de ringen bevinden.

Omdat met Moleman alleen wordt gezocht naar dit maximale buigende moment is de weerstand tegen het naar buiten roteren van de lining niet belang.

De rotatiestijfheid van de segmentverbindingen kan tri-lineair ingevoerd worden, door een aantal punten op te geven in een $M-\Theta$ assenstelsel.

In de figuur is de rotatiestijfheid van een bout als segmentverbinding gegeven. De knik bij M_1 en Θ_1 is het moment waarop het beton bij de bout niet langer op druk wordt belast. De bout moet vanaf dit punt het buigende moment alleen op gaan nemen en de rotatiestijfheid wordt hierdoor minder.

Zoals voorheen reeds beschreven is, is de rotatiestijfheid voor $M < 0$ klein omdat de boutverbinding naar buiten gedrukt wordt, maar dit is niet van belang voor het maximale buigende moment in de lining.

Er wordt aangenomen dat de segmentverbindingen niet afschuiven, of te wel: de segmentverbindingen laten totaal geen vervorming toe als gevolg van dwarskrachten. Dit is een juiste aanname, omdat de dwarskrachten in de segmentverbindingen gering zijn en omdat de vervormingen voorkomen worden door de wrijving tussen de segmentringen als gevolg van de normaalkracht.

4.3.3 De invoer van de ringverbindingen

De ringverbindingen worden belast op afschuiven in radiale (k_r) en tangentiële richting (k^*). Omdat ringverbindingen zich in beide richtingen gelijk gedragen, zijn k_r en k^* aan elkaar gelijk. Ze hebben de eenheid: tf/m^1 (kracht/verschuiving).

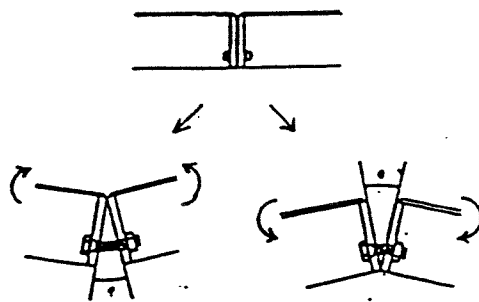


Fig.4 segmentverbindingen

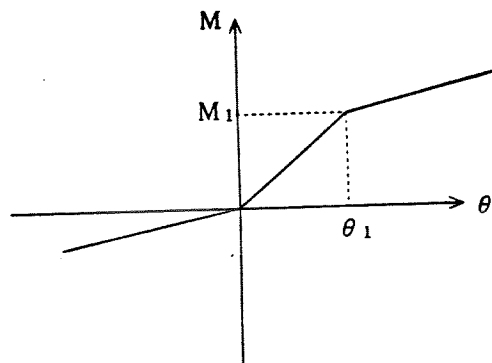


Fig.5 rotatiestijfheid van een bout als segmentverbinding

De afschuifstijfheid wordt weergegeven door middel van een aantal punten in een F- δ assenstelsel (kracht - verschuiving).

In de figuur is lijn die wordt weergegeven door Ks1, Ks2 en Ks3 de meest gangbare schematisatie van het gedrag van ringbouten. In hoofdstuk 5 wordt beschreven op welke wijze de bijbehorende waarden bepaald worden. Ter vergelijking is het afschuifgedrag van een bepaalde nieuwe soort deuvels ook in de figuur weergegeven. Dit wordt in hoofdstuk 5 behandeld.

De ringbouten worden op afschuiven belast, de grafiek geeft de dwarskracht weer (in tonf) die nodig is om een bepaalde hoeveelheid afschuiving te bereiken (in mm.).

Bij een kleine dwarskracht zal de wrijving tussen de segmenten niet overwonnen worden. de afschuiving zal beperkt zijn en de stijfheid van de verbinding groot. Dit is aangegeven met Ks1.

Vanaf een bepaalde dwarskracht wordt de wrijving overwonnen en zullen de segmenten kunnen verschuiven over de afstand die de speling van de boutgaten (3 mm.) toelaat, terwijl de dwarskracht slechts weinig toeneemt. Dit is in de figuur aangegeven met Ks2.

Nadat de segmenten verschoven zijn over een afstand gelijk aan de boutgatspeling zal de stijfheid van de verbinding weer toenemen, aangegeven met Ks3. De verschuiving die optreedt is het gevolg van vervormingen van de bout, het beton of de stalen bakjes waarmee de bouten aan de segmenten bevestigd zijn.

Het afschuifgedrag van de ringbouten is uiteraard in alle richtingen gelijk.

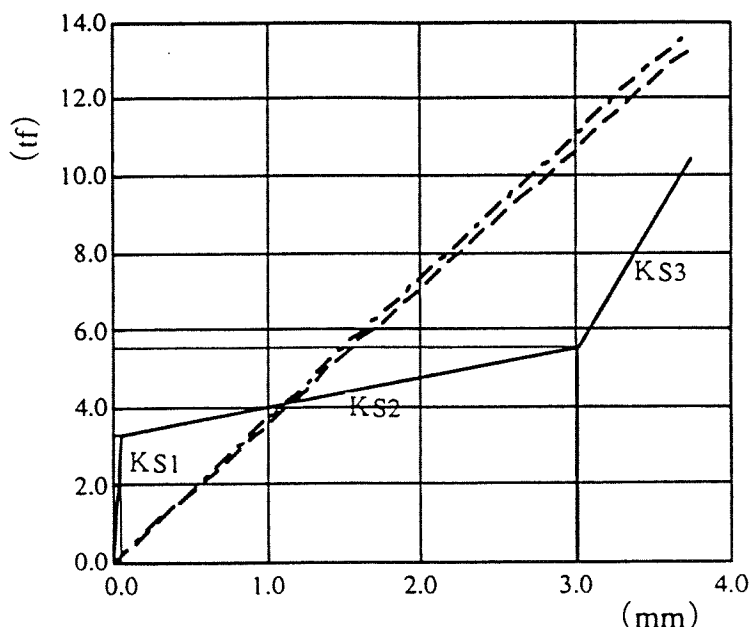


Fig.6 het afschuifgedrag van ringbouten

4.3.4 De invoer van de grondveren

In Moleman kunnen radiale en tangentiële grondveren (beddingsconstantes) ingevoerd worden.

Radiale grondveren werken loodrecht op de tunnelmantel en zijn het gevolg van het samendrukken van de grond door het vervormen van de lining. Omdat de radiale grondveren alleen druk kunnen overbrengen en geen trek, bevinden de radiale gronddrukken zich over het algemeen aan de linker- en rechterzijde van de tunnel (net als bij het Common design programma).

Tangentiële gronddrukken werken evenwijdig aan de lining en treden op indien de tunnel de grond op afschuiven belast.

In Japan stelt men de tangentiële beddingsconstante meestal gelijk aan $\frac{1}{3}$ deel van de radiale beddingsconstante.

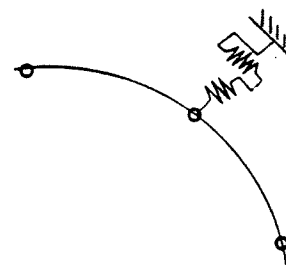


Fig.7 radiale en tangentiële grondveren

De beddingsconstante wordt ingevoerd in tf/m^3 en is voor alle ingevoerde ringen hetzelfde. Het programma houdt rekening met de breedte van de ringen.

De beddingsconstante kan, net als de verbindingen, tri-lineair ingevoerd worden. Voor de beddingsconstante moeten hiervoor een aantal punten in een F- δ diagram ingevoerd worden.

4.3.5 De invoer van de gronddrukken

De horizontale en verticale gronddrukken op de tunnelmantel moeten met de hand worden berekend. Ze worden ingevoerd met behulp van de punten waarin de lining is ingedeeld (zie § 4.3.1). Het programma neemt de druk tussen de ingevoerde punten lineair.

De wijze waarop de gronddrukken berekend worden is gegeven in § 2.3. De gronddrukken worden dus berekend alsof de tunnel vierkant is. In hoofdstuk 6 wordt bewezen dat dit een juiste benadering is.

Het is mogelijk meer dan één grondlaag in te voeren. In principe kunnen evenveel grondlagen ingevoerd worden als er punten in de cirkel zijn. Indien nodig kunnen extra punten in de verdeling geplaatst worden om grondlagen precies te kunnen aangeven.

4.3.6 Overige invoermogelijkheden

Moleman is een zeer uitgebreid programma. De mogelijkheden die in dit verslag niet aan de orde komen zijn onder meer:

- het uitvoeren van berekeningen met stalen segmenten, in plaats van betonnen.
- het berekenen van de gevolgen van het aanbrengen van een 2^e lining.
- het berekenen van de gevolgen van het aanbrengen van een invert (rijdek in de tunnel).
- het uitvoeren van berekeningen waarbij enkele segmenten uit de lining verwijderd zijn (dit is bijvoorbeeld nodig om aansluitingen te maken op verbindingstunnels of pompkelders).
- het invoeren van een puntlast of een plaatselijke veer op de lining (grootte, richting en plaats in te voeren).
- het berekenen van de extra krachten die ontstaan als gevolg van aardbevingen.
- het berekenen van de eigenschappen van boutverbindingen aan de hand van de afmetingen ervan.
- het invoeren van de gronddrukken loodrecht op de tunnelmantel.
- het simuleren van verschillende bouwfasen.
- het berekenen van de invloed van elke belasting afzonderlijk (e.g. korreldruk, waterdruk, eigen gewicht).
- het berekenen van de krachten die in een DOT-tunnel optreden (zie de gegeven vervormingslijn).

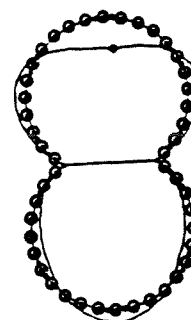


Fig.8 DOT-tunnel in Moleman

4.4 de uitvoer van het programma

De uitvoer van het programma gaat aan de hand van het volgende keuzemenu:

1. overzicht van de belastingen
2. aardbevingen (niet gebruikt)
3. het deel van de lining waarover de grondveren op de lining drukken
4. vervormingen van de lining
5. de buigende momenten in de lining
6. de schuifkrachten in de lining
7. de normaalkrachten in de lining
8. de krachten in de ringbouten in radiale en tangentiale richting

Elke uitvoermogelijkheid wordt op schaal weergegeven in een figuur.

Bij de uitvoermogelijkheden 4 $\frac{1}{m}$ 8 wordt tevens de maximale en de minimale waarde weergegeven, alsmede de plaatsen waar deze zich bevinden.

Omdat alleen de middelste ring de werkelijke breedte heeft, is dit meestal de enige die van belang is.

Elke uitvoermogelijkheid kan voor elk van de drie berekende ringen getoond worden.

In appendix 2 is een complete uitvoer gegeven van Moleman. Het betreft een berekening van de Botlektunnel (hoofdstuk 6). De figuren die de bovenstaande uitvoer weergegeven zijn aan appendix 2 toegevoegd.

ad 4.

In de vervormingslijn zijn de segmentverbindingen duidelijk te herkennen als knikken in de lining. Des te zwakker de segmentverbindingen zijn, des te duidelijker ze te herkennen zijn in de vervormingslijn. Omdat ter plaatse van het sluitsegment de segmenten onmogelijk in een halfsteens verband kunnen liggen en omdat zich daar twee segmentverbindingen vlak bij elkaar bevinden, is het sluitsegment de veroorzaker van een groot deel van de vervormingen.

ad 5.

De buigende momenten worden ter plekke van de segmentverbindingen gereduceerd, omdat deze minder stijf zijn dan de segmenten zelf. Hierdoor ontstaat meestal geen mooie momentenlijn.

Indien de segmentverbindingen ingevoerd worden als scharnieren ontstaan momenten-nulpunten, zoals in de figuur uit § 4.3.1. Indien de segmentverbindingen oneindig stijf genomen worden, worden de buigende momenten niet gereduceerd en ontstaat de figuur uit § 2.4.3.

Indien een ring wordt berekend met de sluitsegmenten bovenin (zoals de ringen in de praktijk meestal geplaatst worden) zal het maximale buigende moment laag zijn. Op grond hiervan kan geen veilig segment ontworpen worden. De segmenten moeten worden ontworpen op het grootst mogelijk buigende moment dat kan ontstaan indien de segmenten gedraaid worden. Dit buigende moment treedt op indien de bovenste twee segmentverbindingen zich zo ver mogelijk van de top van de tunnel bevinden.

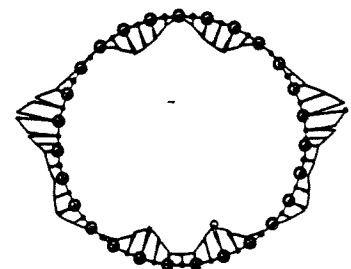


Fig.9 M-lijn met de sluitsegmenten bovenin

ad 7.

De normaalkrachten in de lining zijn zeer eenvoudig te benaderen: de druk op de bovenzijde van de tunnel wordt verdeeld over de linker- en rechterzijde van de lining.

De horizontale drukken resulteren in een drukkracht in de boven- en onderzijde van de tunnel.

ad 8.

Indien de ringverbindingen oneindig stijf worden genomen, krijgen deze zeer grote dwarskrachten te verdragen. Het vervormen van de lining neemt hierdoor af en de normaalkrachtenlijn en dwarskrachtenlijn krijgen door de grote krachten een zeer grillig verloop.

De dwarskracht die op de verbindingen ontstaat is te bepalen met behulp van de radiale en tangentiale dwarskracht en de stelling van Pythagoras:

$$Q_{\text{totaal}} = \sqrt{(Q_{\text{rad}}^2 + Q_{\text{tan}}^2)}$$

4.5 Samengevat

Moleman is een zeer uitgebreid computerprogramma voor het berekenen van buigende momenten, normaalkrachten en dwarskrachten in tunnelling en het berekenen van krachten in verbindingen.

De invoermogelijkheden zijn zeer uitgebreid. Omdat hierdoor fouten gemaakt kunnen worden, worden uitkomsten vaak geverifieerd met behulp van eenvoudige programma's zoals het Common design programma.

Door de uitgebreide invoermogelijkheden kan de werkelijkheid nauwkeuriger benaderd worden dan met de meeste andere programma's het geval is.

Doordat de berekende buigende momenten lager zijn dan de buigende momenten die berekend worden in de eenvoudiger programma's kan door gebruik te maken van Moleman een aanzienlijke besparing gerealiseerd worden op de kosten van de fabricage van de segmenten.

Het belangrijkste doel waarvoor Moleman in Japan gebruikt wordt, is het berekenen van de maximale buigende momenten in de lining. Het berekenen van buigende momenten met behulp van eindige elementen programma's is volgens de Japanners (=tunnel-expert van Obayashi Corporation) minder tijdrovend en even nauwkeurig als het berekenen met Moleman.

De vervormingen die berekend worden met Moleman zijn niet overeenkomstig de werkelijkheid, omdat van een evenwichtssituatie wordt uitgegaan. Indien vervormingen berekend moeten worden, maakt men in Japan gebruik van eindige elementen programma's.

Het is duidelijk dat Moleman veel meer mogelijkheden biedt dan het Common design programma.

Moleman zou in Nederland goed te gebruiken zijn. Het is geschikt (en in Japan vaak toegepast) voor berekeningen in zachte grond, en bovendien kunnen veel grondlagen en veel bijzondere belastingsgevallen ingevoerd worden.

HOOFDSTUK 5: VERBINDINGEN

5.1 De werking van de verbindingen

De verbindingen tussen de segmenten zijn een zeer belangrijk onderdeel van de tunnelling. Ze bepalen mede de stijfheid, de grootte van de krachten in de segmenten, de afmetingen van de segmenten, de bouwsnelheid, de kosten, etc.

Er zijn veel verschillende verbindingen en elke verbinding heeft bepaalde voor- en nadelen.

De eigenschappen van de verbindingen hebben een grote invloed op de buigende momenten (M), de dwarskrachten in de ringverbindingen (Q) en de vervormingen (δ) van de lining.

De invloed op de normaalkrachten (N) en de dwarskrachten (S) in de lining is gering. Deze worden voornamelijk bepaald door de gronddrukken op de tunnel en niet door de stijfheid van de lining.

Dit hoofdstuk begint met een beschrijving van de ring- en segmentverbindingen. Daarna wordt aan de hand van berekeningen in het computerprogramma Moleman (zie hoofdstuk 4) verklaard hoe M , Q en δ afhangen van de stijfheden van de segment- en ringverbindingen.

Als afsluiting van dit hoofdstuk worden de ontwikkelingen beschreven op het gebied van de verbindingen.

5.1.1 Ring- en segmentverbindingen

De werking van de segment- en ringverbindingen is verschillend, zoals in hoofdstuk 2 reeds kort is uitgelegd. Omdat ze verschillend belast worden, moeten ze ook op verschillende wijze gedimensioneerd worden.

Ringverbindingen

Indien een ring zwaarder belast wordt dan aangrenzende ringen zal deze ring enigszins zakken ten opzichte van de andere ringen. Afhankelijk van de stijfheden van de ring, de ringverbindingen en de grond wordt een deel van deze extra belasting door de ring zelf afgedragen naar de onderzijde van de ring, waar zich als gevolg van de vervormingen een extra grote gronddruk bevindt. Dit resulteert in een extra grote normaalkracht en dwarskracht in de lining. Het andere deel van de extra belasting wordt door de ringverbindingen aan de aangrenzende ringen afgedragen, resulterend in dwarskrachten in de ringverbindingen.

De ringverbindingen worden belast op afschuiven in radiale en tangentiale richting als gevolg van ongelijke vervormingen of zakkings van ringen.

In de ringverbindingen ontstaan dwarskrachten in radiale richting indien twee aangrenzende ringen onderling een verschillende radiale verplaatsing hebben (gericht naar het centrum van de tunnel).

Dit verschil in radiale verplaatsing treedt onder andere op:

- vanwege de rotatie van de segmenten om de relatief slappe segmentverbindingen. Doordat de segmenten van opvolgende ringen altijd op verschillende wijze geplaatst worden (zie hoofdstuk 2) en doordat de segmenten als het ware om de relatief slappe segmentverbindingen roteren zijn de vervormingslijnen van opvolgende ringen nooit gelijk. De ringverbindingen zullen deze rotaties

tegen gaan doordat stijfheid wordt ontleend aan de aangrenzende, niet onderbroken segmenten. In hoeverre de ringverbindingen deze vervormingen tegen gaan wordt uiteraard beïnvloed door de wijze waarop de segmenten onderling verspringen, het aantal ringverbindingen dat per segment wordt toegepast en de stijfheid van deze verbindingen. Omdat de uiteinden van de segmenten de grootste radiale verplaatsingen ondergaan zullen de grootste dwarskrachten in de ringverbindingen zich hier bevinden.

- indien de verticale ondersteuning of belasting van aangrenzende ringen niet gelijk is. Hierdoor ontstaat een verschil in radiale verplaatsing aan de onder- en bovenzijde van de ringen.
- indien de horizontale ondersteuning of belasting van aangrenzende ringen niet gelijk is. Hierdoor ontstaat een verschil in radiale verplaatsing aan de linker- en rechterzijde van de ringen.

De afschuiving in tangentiële richting ontstaat wanneer twee aangrenzende segmenten een verschillende vervorming in tangentiële richting hebben (evenwijdig aan de tunnellinging).

Dit verschil in tangentiële verplaatsing treedt onder andere op:

- Indien twee aangrenzende ringen verschillend vervormen en niet verplaatsen zullen in de ringverbindingen dwarskrachten in tangentiële richting op vier plaatsen optreden: links- en rechtsonder en links- en rechtsboven. In de figuur zullen de tangentiële vervormingen maximaal zijn op de plekken waar de vervormingslijnen van de ringen elkaar snijden.
- indien de verticale ondersteuning of belasting van aangrenzende ringen niet gelijk is. Hierdoor ontstaat een verschil in tangentiële verplaatsing aan de linker- en rechterzijde van de ringen.
- indien de horizontale ondersteuning of belasting van aangrenzende ringen niet gelijk is. Hierdoor ontstaat een verschil in tangentiële verplaatsing aan de onder- en bovenzijde van de ringen.

De buigende momenten in de ringverbindingen zijn klein. Deze kunnen ontstaan in de lengterichting van de tunnel als gevolg van de breedte van de segmenten (zie § 6.7.3). Vanwege de beperkte breedte van de segmenten blijven deze buigende momenten klein. Trek in de ringverbindingen kan ontstaan wanneer een tunnel knikt als gevolg van ongelijkmatige vervormingen in de lengterichting van de tunnel. Een mogelijke oorzaak hiervoor kunnen ongelijkmatige zakkingen zijn die worden veroorzaakt door verschillen in de grondgesteldheid, door aardbevingen of door het gefundeerd zijn van de start- en eindschachten. Trek in de ringverbindingen kan tevens ontstaan indien de beton krimpt. Dit komt (in Japan) echter niet voor omdat de meeste krimp voorbij is voordat de segmenten geplaatst worden (de segmenten zijn minimaal 28 dagen oud, en meestal meer) en omdat de segmenten door de vijzelkrachten flink samengedrukt worden.

Druk op de ringverbindingen is geen probleem, de segmenten kunnen deze zelf over brengen.

De weerstand tegen radiaal afschuiven wordt met K_r weergegeven en is even groot als de weerstand tegen tangentiële afschuiven, weergegeven met K_t . De eenheid van deze weerstanden zijn in Japan tf/m^1 . Deze eenheden zullen in dit verslag aangehouden worden. De m^1 heeft betrekking op de afschuiving, in de praktijk maximaal enkele millimeters groot.

N.B.: $1 \text{ tf/m}^1 = 1.000 \text{ kgf/m}^1 = 10.000 \text{ N/m}^1 = 100 \text{ N/mm}^1$.

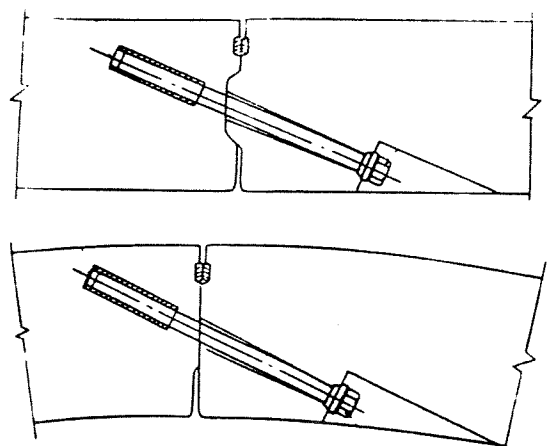
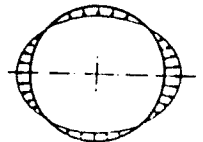


Fig.2 dezelfde schuine bouten toegepast als ringverbinding (boven) en segmentverbinding

In paragraaf 4.3.3 is reeds een kracht-vervormingsdiagram gegeven voor bouten. In het vervolg van dit hoofdstuk zal hier dieper op worden ingegaan.

Segmentverbindingen

Bij de segmentverbindingen wordt alleen de rotatiestijfheid (K_{θ}) in de berekeningen betrokken. Afschuiven van de segmentverbindingen wordt in de berekening onmogelijk gemaakt: K_r en K^* van de segmentverbindingen worden, anders dan bij de ringverbindingen, oneindig groot verondersteld.

De aanname dat geen afschuiving plaats vindt is geoorloofd, omdat een zeer grote normaalkracht in de segmentringen rondloopt. Door deze normaalkracht kunnen (vanwege wrijving) dwarskrachten overgebracht worden die vele malen groter zijn dan de dwarskrachten die door bouten overgedragen kunnen worden.

Bovendien zijn de dwarskrachten in de segmentverbindingen veel kleiner dan de dwarskrachten in de ringverbindingen.

De rotatiestijfheid van de segment-verbindingen komt voort uit twee delen:

- de aanwezigheid van de segmentverbinding
- de aanwezigheid van de normaalkracht (drukkraft)

De bepaling van K_{θ} voor bijvoorbeeld een bout is duidelijk: de bout wordt door een optredend moment op trek belast en de beton vervormt elastisch door een drukkraft. Met deze rekken, de krachten en de arm tussen de krachten kan K_{θ} berekend worden. Dit is in de figuur weergegeven.

K_{θ} wordt berekend per segmentring. Hij is dus het grootst voor brede ringen, omdat bij bredere ringen meer segmentverbindingen worden toegepast. De belasting op bredere segmentringen is echter ook groter, waardoor de vervormingen meestal onafhankelijk zijn van de segmentlengte.

Eigenlijk dient voor het deel van het segment dat op trek belast wordt de gerekend te worden met de gescheurde Young modulus van het beton.

De symbolen in de figuur stellen voor:

- x : drukhoogte van de beton
- d : afstand van de verbinding tot de drukzijde van de beton
- θ : rotatie van de verbinding
- δ : vervorming van het verbindingsmiddel
- C : totale drukkraft in de beton
- T_B : trekkraft in de verbinding

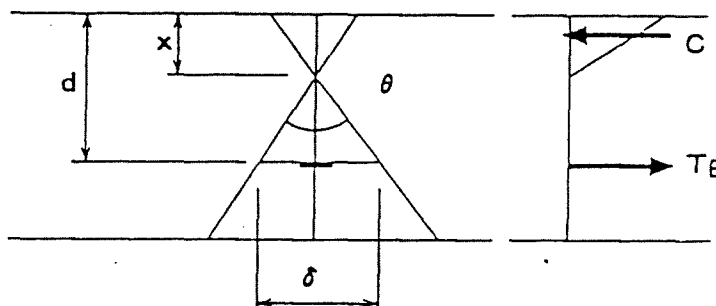


Fig.3 eenvoudige schematisatie van een segmentverbinding (C = druk in het beton; T_b = trek in de verbinding)

Het moge duidelijk zijn dat K_{θ} groter (de verbinding stijver) is naarmate:

1. de inwendige arm groter is.
2. het verbindingsmiddel (e.g. bout, deuvel, etc) een grotere oppervlakte heeft.
3. het verbindingsmiddel een betere kwaliteit heeft.
4. de normaalkracht groter is.
5. het moment op de verbinding kleiner is.
6. de beton een betere kwaliteit heeft.

ad 1.

In bovenstaande figuur geldt dat de inwendige arm gelijk is aan: $d - \frac{1}{3}x$.

De trekkracht in een bout als gevolg van een buigend moment is dus: $T_b = M/(1-x/3)$.

Des te groter dus de inwendige arm is, des te stijver de verbinding is.

ad 2 en 3.

Dit spreekt voor zich. Er moet echter voorkomen worden dat het verbindingsmiddel te sterk is ten opzichte van het beton. Dit is te vergelijken met Nederlandse wapeningsberekeningen.

ad 4 en 5.

Indien in een contactvlak een normaalkracht aanwezig is zal zonder verbindingsmiddel (e.g. bout, deuvel) een buigend moment over gebracht kunnen worden.

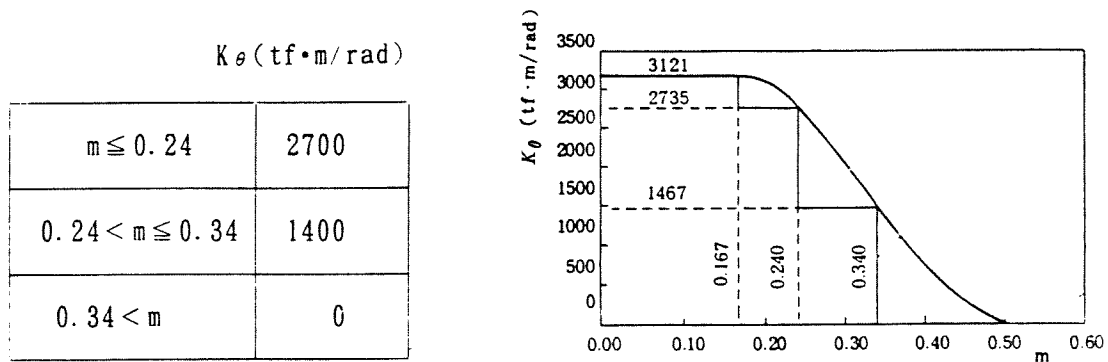


Fig.4 voorbeeld van een rotatiestijfheid als functie van het aanwezige buigende moment en normaalkracht bij afwezigheid van een segmentverbinding ($m = M/(N \cdot d)$)

In de figuur is voor een bepaalde lining het resultaat gegeven van een proef waarbij de buigstijfheid is bepaald als functie van m , met $m = M/(N \cdot d)$, bij afwezigheid van een segmentverbinding ($M =$ buigend moment, $N =$ normaalkracht, $d =$ inwendige arm, z.o.z.). Uit de figuur blijkt dat de rotatiestijfheid van een segmentverbinding het grootst is indien een grote drukkracht en/of een klein buigend moment aanwezig is. De rotatiestijfheid neemt af indien het aanwezige buigende moment toeneemt of de drukkracht afneemt.

De rotatiestijfheid van een segmentverbinding kan bij afwezigheid van een verbindingsmiddel benaderd worden met:

$$K_{\theta} = \frac{9a^2bE_b}{8} * m(1-2m)^2$$

waarin:

- $a =$ inwendige arm
 $b =$ segmentbreedte
 $E_b =$ Young modulus van beton
 $m = M/(N \cdot a)$

m is klein indien in een lining een grote drukkracht en/of een klein buigend moment aanwezig zijn. Dit is bijvoorbeeld het geval indien een tunnel in water drijft, of (wat hier in de praktijk het meest op lijkt) een tunnel met een geringe dekking onder een rivier ligt.

Zoals in de figuur en de tabel is weergegeven wordt aan de hand van de verhouding tussen M en N bepaald welk deel van deze rotatiestijfheid in de bepaling van K_θ mee moet worden genomen. Het gebied onder de grafiek is hiertoe in drie stukken verdeeld.

In hoofdstuk 6 zal blijken dat in de maatgevende tunneldoorsnedes m meestal kleiner is dan 0,34. De rotatiestijfheid in de segmentverbindingen als gevolg van de normaalkracht mag in deze gevallen niet worden meegenomen.

5.1.2 De invloed op buigende momenten

Zoals reeds gezegd treedt een groot deel van vervormingen in de lining op als gevolg van de aanwezigheid van de segmentverbindingen. Omdat de verbindingen zwakker zijn dan de segmenten zullen de segmenten als het ware om de verbindingen roteren, alsof het scharnieren zijn. In het onderste plaatje van de bijgevoegde figuur (de vervormingslijn, gestippeld) is zeer duidelijk het sluitsegment te zien, links bovenin de ring. Aan de andere (lichte) knikken in de vervormingslijn zijn nog enkele segmentverbindingen te herkennen.

De hoek die in de verbindingen ontstaat is recht evenredig met het moment dat op de verbinding staat:

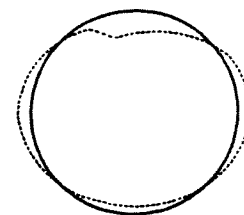
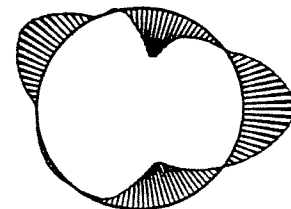
$$\Theta = \frac{M}{K_\theta}$$

Vanwege de rotaties die in de segmentverbindingen optreden als gevolg van de buigende momenten, zullen ter plaatse van de segmentverbindingen de buigende momenten gereduceerd worden. Dit is duidelijk te zien aan het bovenste plaatje in de figuur.

Indien wordt vergeleken met de vorm van de momentenlijn indien geen segmentverbindingen aanwezig zijn (zie § 2.4.3) zijn de invloed en de plaats van de segmentverbindingen duidelijk te zien.

Indien K_θ oneindig stijf is vervormt de lining ook enigszins. De segmenten hebben immers ook een bepaalde buigstijfheid. In deze situatie zullen echter alle ringen gelijk vervormen, waardoor de ringverbindingen niet belast worden.

Indien K_θ zo klein is dat grote vervormingen optreden (indien bijvoorbeeld geen segmentverbindingen aanwezig zijn) zullen in de ringverbindingen grote dwarskrachten optreden, waardoor ze een groot deel van de stijfheid van de lining voor hun rekening nemen.



Omdat de segmenten worden gedimensioneerd aan de hand van het grootste buigende moment in de lining is het van belang de invloed te kennen die ring- en segmentverbindingen hebben op de buigende momenten in de lining. Zoals in de vorige figuur zichtbaar is, kan deze invloed aanzienlijk zijn.

Om inzicht te verkrijgen in de invloed op de buigende momenten zijn (uiteeraard in Moleman) berekeningen uitgevoerd waarbij K_θ en K_r/K^* gewijzigd zijn en alle overige invoerparameters gelijk zijn gehouden.

Alle berekeningen zijn uitgevoerd voor dezelfde tunnel: een tunnel met een diameter van 5,00 meter (middellijn van de segmenten), en een dekking van twee maal de diameter (10 meter). De segmenten zijn 0,2 meter hoog en 1,5 meter lang. Elk segment heeft 3 ringbouten en 2 segment bouten, 6 segmenten vormen een ring. het gedrag van de ringbouten, de segmentbouten en de beddingsconstanten zijn allen lineair verondersteld. De tangentiële beddingsconstante is 1/3 van de radiale beddingsconstante. De waarden die bij de grafieken staan zijn niet belangrijk: ze zijn alleen geldig voor deze tunnel, onder deze specifieke omstandigheden.

In de grafiek is de lijn die $K_r/K^* = 100$ tf/m^1 weergeeft weggevallen tegen de achtergrond van de grafiek. (Deze lijn bevindt zich overigens netjes tussen de aangrenzende lijnen in.)

In een grafiek zijn de berekende maximale buigende momenten weergegeven, waarbij K_θ is gevarieerd bij gelijkblijvende waarden voor K_r/K^* . De stijfheid van K_r en K^* is lineair met stijfheden zoals weergegeven bij de figuur, of trilineair en gelijk aan de boutverbinding zoals beschreven in § 4.3.3. Van elke gemaakte berekening is het maximale buigende moment dat optrad in de grafiek gezet weergegeven.

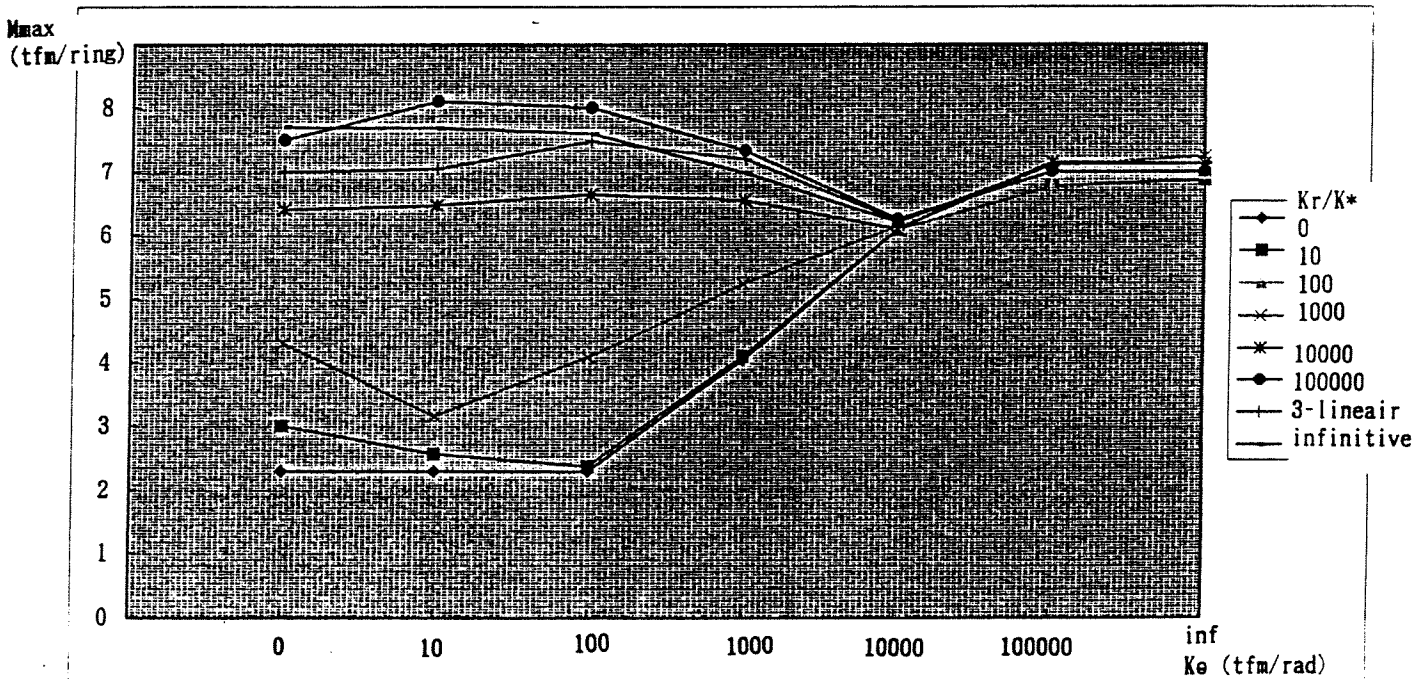


Fig.6 de maximale buigende momenten als functie van K_θ , K_r en K^* .

Aan de grafiek is onder andere het volgende te zien:

- Indien K_{θ} oneindig stijf is, zijn de momenten voor de willekeurige K_r/K^* waarden gelijk. Deze situatie is gelijk aan het common design programma, daarin zijn K_{θ} en K_r/K^* oneindig stijf. Dit is ook te verwachten: de segmentverbindingen zijn niet merkbaar, waardoor alle ringen op dezelfde wijze vervormen en waardoor geen dwarskrachten in de ringverbindingen optreden. De sterkte van de ringverbinding heeft dus geen invloed op het moment in de lining indien K_{θ} oneindig stijf is.

- Zowel voor K_{θ} als voor K_r/K^* blijken waarden groter dan 100.000 (tfm/rad respectievelijk tf/m¹) gelijk te zijn aan oneindig (aangegeven met infinitive of inf).

- Des te stijver de ringverbindingen (hoger waarden van K_r/K^*), des te hoger de maximale buigende momenten in de segmenten worden.

Dit lijkt op het eerste gezicht vreemd. Stijvere ringverbindingen laten immers minder vervormingen toe, waardoor segmentverbindingen minder zullen verdraaien. De buigende momenten in de segmentverbindingen zullen verminderen, evenals de maximale buigende momenten in de segmenten.

Dit is echter slechts gedeeltelijk waar. De momenten in de segmentverbindingen nemen inderdaad af omdat de rotaties in die verbindingen afnemen. Wat echter ook een sterke invloed heeft is dat de afname van het moment in de segmentverbindingen optreedt doordat een deel van het buigende moment door de ringverbindingen wordt overgedragen aan de aangrenzende ringen, waardoor in het midden van de segmenten hogere buigende momenten optreden.

Des te kleiner K_{θ} en des te groter K_r/K^* , des te groter hierdoor het buigende moment is dat tussen de verschillende ringen wordt overgedragen en des te hoger het maximale buigende moment in de lining is. Dit is weergegeven in de figuur: een kleine K_{θ} resulteert in een kleine M_1 , hetgeen resulteert in grote buigende momenten in de aangrenzende ringen.

- Het moment wordt nooit veel groter dan de momenten die gevonden worden met een oneindig stijve lining, ze kunnen (volgens Moleman) wel veel kleiner worden. De buigende momenten zijn in geen enkele berekening groter dan de uit berekeningen met het Common design programma volgt. De uitkomsten van het Common design programma kunnen volgens deze berekeningen dus als een bovengrens beschouwd worden.

- Indien zowel K_{θ} als K_r/K^* klein zijn, zijn de buigende momenten in de lining gering. Hierdoor kunnen de segmenten een geringe hoogte krijgen. Mogelijk is dit één van de voornaamste voordelen van het toepassen van bump-segmenten.

Er kan geconcludeerd worden dat zowel de stijfheid van de ringverbindingen als van de segmentverbindingen een aanzienlijke invloed heeft op de maximale buigende momenten in de lining. Door een gedegen kennis van deze invloed moet het mogelijk zijn het segmentontwerp positief te beïnvloeden.

Indien zowel K_{θ} als K_r/K^* zeer klein is, blijven de buigende momenten zeer beperkt.

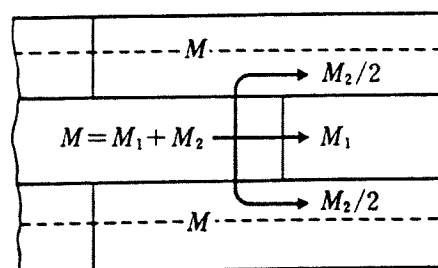


Fig.7 het overdragen van het buigende moment door de ringverbindingen

5.1.3 De invloed op de dwarskracht in de ringverbindingen

De invloed van de stijfheid van de segment- en ringverbindingen op de dwarskrachten in de ringverbindingen is in onderstaande grafiek weergegeven. De waarden zijn afkomstig van de berekeningen die zijn beschreven in § 5.1.2.

Omdat de maximaal toelaatbare dwarskracht op deze bouten, inclusief veiligheid, ongeveer 8 à 10 tf is, is de grafiek begrensd, ondanks dat de veel hogere dwarskrachten die uit enkele berekening volgen. Dergelijke dwarskrachten zullen niet kunnen optreden omdat de verbindingen in dit geval sterk zullen vervormen of zullen bezwijken.

In de grafiek is te zien dat:

- geen dwarskrachten in de ringverbindingen optreden indien K_{θ} oneindig groot is. Dit is overeenkomstig de verwachtingen: elke segmentring vervormt immers gelijk.
- in slappe ringverbindingen slechts zeer kleine dwarskrachten optreden, ondanks de grote vervormingen die zullen optreden.
- slappe segmentverbindingen (K_{θ} kleiner dan 1000 tfm/rad) in combinatie met sterke ringverbindingen resulteert in grote dwarskrachten in de ringverbindingen. Het is duidelijk dat de ringverbindingen in deze situatie voor de stijfheid van de lining zorgen.
- bij een normale lining ($K_{\theta} = 1500$ tfm/rad en $K_r/K^* = \text{three}$) een ringbout ongeveer belast wordt tot de helft van de toelaatbare spanning.

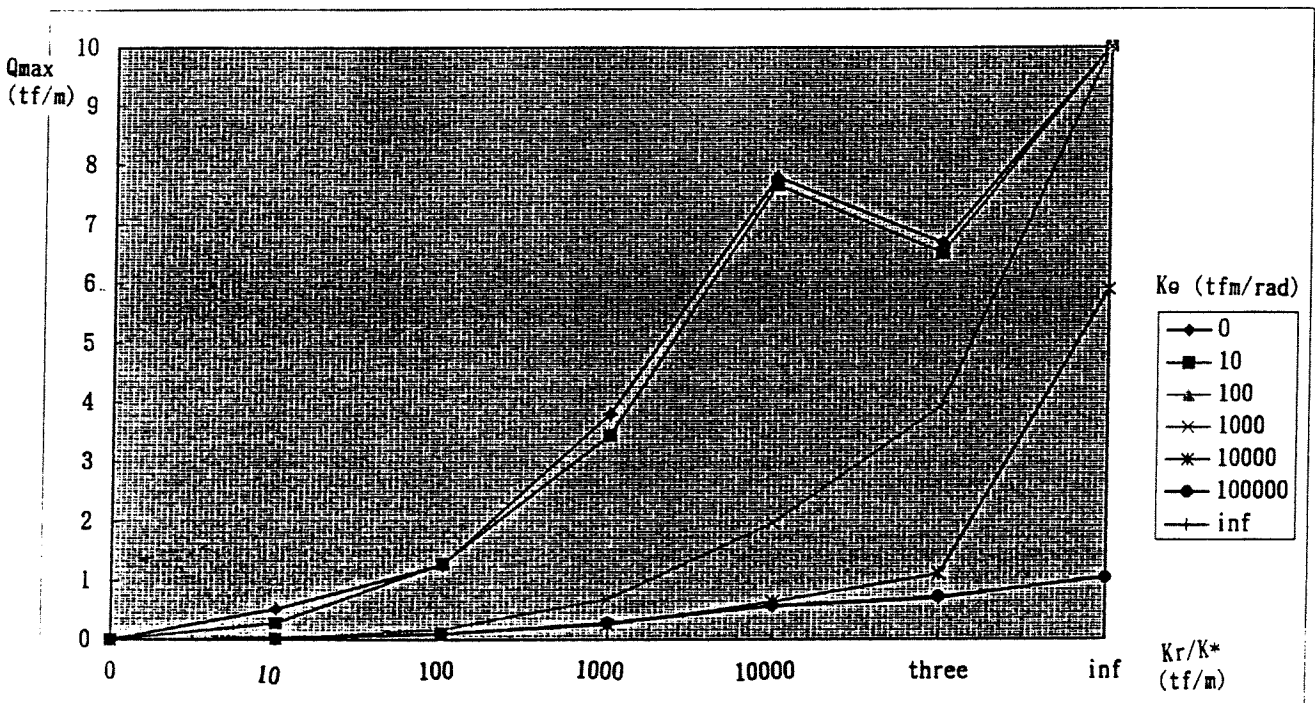


Fig.8 optredende dwarskracht in de ringverbindingen als functie van K_{θ} en K_r/K^*

Er kan geconcludeerd worden dat zowel de stijfheid van de ring- als de segmentverbindingen een grote invloed op de dwarskrachten in de ringverbindingen hebben. Bovendien lijkt het aannemelijk dat de sterkte van de ringverbindingen een aanzienlijke invloed heeft op de vervormingen van de lining.

5.1.4 De invloed op de vervormingen

De vervormingen die in Moleman berekend worden zijn geen goede maat voor de werkelijk optredende vervormingen van de lining. Door middel van een onderlinge vergelijking van de vervormingen vallen echter wel uitspraken te doen over de stijfheid van de lining.

Om over de absolute maat van de vervormingen uitspraken te kunnen doen is, volgens de tunnel-experts van Obayashi Corporation, het gebruik van eindige elementen programma's vereist. Dergelijke programma's zijn echter minder geschikt voor het berekenen van de buigende momenten en het onderzoeken van de invloed van de verbindingen dan programma's zoals Moleman.

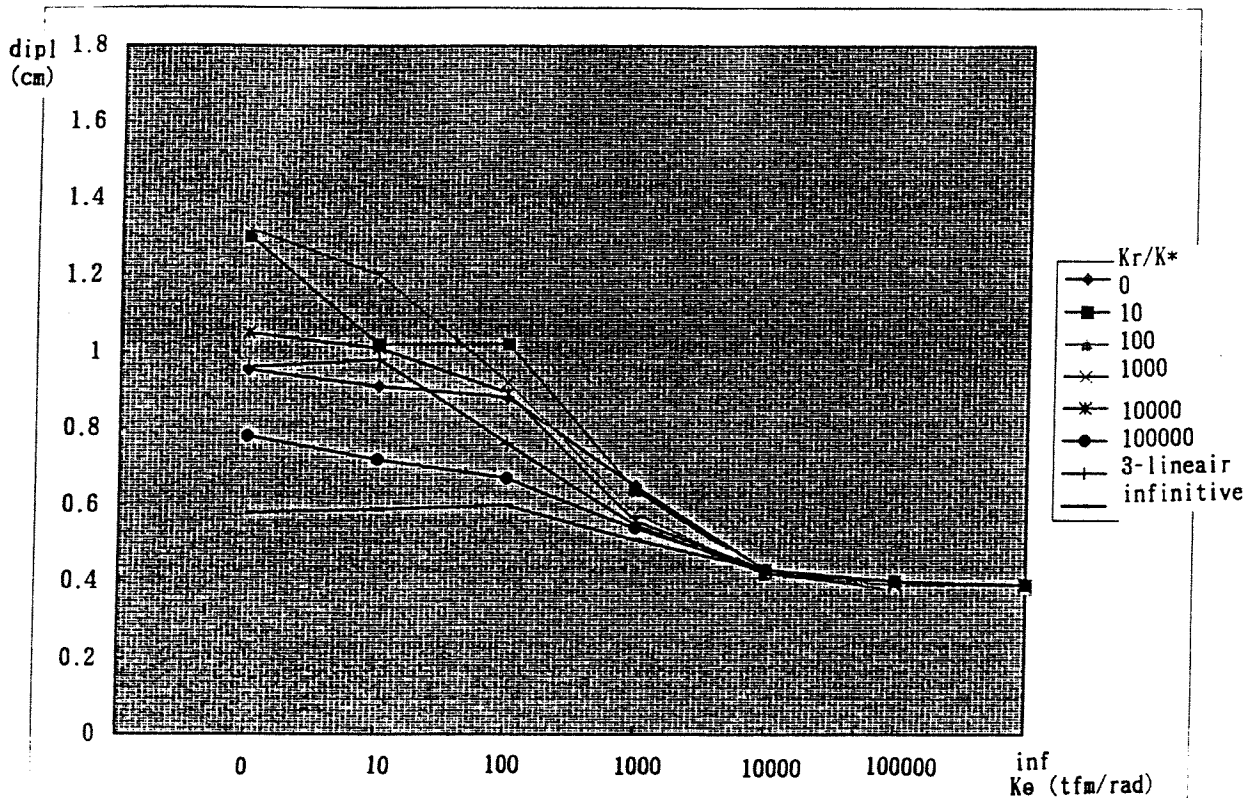


Fig. 9 vervormingen van de lining als functie van K_{θ} en K_r/K^* .

In de grafiek zijn de berekende vervormingen weergegeven als functie van K_{θ} en K_r/K^* .

In de grafiek is onder andere te zien dat:

- de vervormingen sterk beïnvloed worden door zowel K_{θ} als K_r/K^* . De invloed van beide soorten verbindingen is van gelijke orde grootte.
- de minimale vervormingen nog aanzienlijk zijn (K_{θ} en/of K_r/K^* oneindig groot).
- de vervormingen van een normale lining (stel: $K_{\theta} = 1500$ tfm/rad en $K_r/K^* = three$) minder dan 50% groter zijn dan de vervorming van een monoliete lining. Het toepassen van extra sterke verbindingen met als enige doel het verminderen van de vervormingen lijkt hierom geen goede oplossing te zijn, in tegenstelling tot hetgeen vaak beweerd wordt.

5.2 Soorten verbindingen

Er wordt momenteel veel aandacht besteed aan het ontwikkelen van nieuwe technieken om de segmenten onderling te verbinden.

De verbindingen zijn van aanzienlijk belang omdat ze invloed hebben op onder andere:

- de voortgangssnelheid van het boorproces. De erector moet de segmenten vasthouden zolang de verbindingen aangebracht worden.
- de buigende momenten in de lining (voorheen reeds uitgelegd).
- de prijs van de tunnel. De verbindingen zijn een duur onderdeel van de segmenten. De segmenten vormen 40% van de kosten van een geboorde tunnel en zijn hiermee het duurste onderdeel van het boren van tunnels. De totale kosten voor de verbindingen vormen een redelijk deel van de kosten van de segmenten (de prijs van een bout is in Japan ongeveer f 27,50).

In deze paragraaf worden achtereenvolgens bouten, deuvels en bumpsegmenten besproken met hun voor- en nadelen.

5.2.1 Bouten

Bouten worden in Japan verreweg het meest gebruikt als segment- en ringverbinding.

Het aantal bouten per segment verschilt per geval (zie hoofdstuk 2). De sterkte van de bouten (dikte, kwaliteit) verschilt ook per geval: bij grote tunneldoorsnedes en op grote dieptes moeten sterke verbindingen gebruikt worden. In welk stadium van een ontwerp wordt gekozen welke bouten toegepast moeten worden is in hoofdstuk 2 uitgelegd.

Er worden veel verschillende soorten boutverbindingen toegepast. Een aantal hiervan zijn:

- traditionele rechte, korte bouten
- scheve bouten
- kromme bouten
- lange bouten

Deze bouten worden kort behandeld.

Traditionele rechte, korte bouten

Dit type bout wordt het meest toegepast, alhoewel het aandeel van de andere soorten verbindingen toeneemt. Er wordt gebruik gemaakt van bouten met standaard afmetingen en standaard kwaliteiten (zie verderop in dit hoofdstuk).

De segment- en ringbouten worden aan de segmenten bevestigd door middel van "stalen bakjes" die in de segmenten zijn ingestort. Deze bakjes zijn in de segmenten verankerd door middel van stalen staven die aan de bakjes zijn vastgelast en die in de beton zijn ingestort (zie de figuur). De wapening van de segmenten wordt zo gedetailleerd dat de boutkrachten kunnen worden afgedragen.

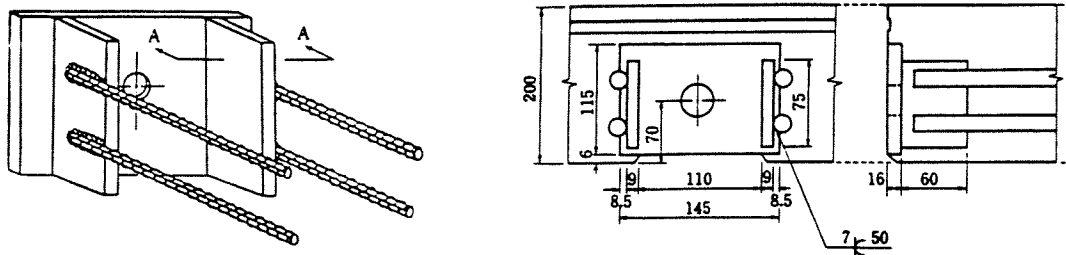


Fig.10 stalen bakjes waarmee de bouten bevestigd worden
(de aangegeven maten horen niet bij het linker bakje)

De weerstand van ringbouten tegen afschuiven kan eenvoudig worden bepaald door middel van extrapolatie van praktijkproeven. In dit verslag zal de figuur uit paragraaf 4.3.3 als uitgangspunt worden genomen voor de bepaling van de eigenschappen van ringbouten.

Bij de bepaling van het gedrag van ringbouten bij afschuiven wordt als volgt geredeneerd:

- de boutgatspeling is 3 mm.
- de weerstand tegen het verschuiven van de segmenten is rechtevenredig met de doorsnede en de kwaliteit van de gebruikte bout en de hoek waaronder de bout wordt aangebracht. De bouten worden immers tot 80% van de toelaatbare spanning aangedraaid, en de weerstand tegen afschuiven is rechtevenredig met de drukkracht tussen de segmenten.
- zodra de verschuiving van de segmenten meer bedraagt dan de ruimte die door de boutgatspeling geboden wordt, is de weerstand tegen afschuiven rechtevenredig met de doorsnede en de kwaliteit van de bouten die op afschuiven belast worden.
- de boutverbindingen bezwijken zodra de maximaal toelaatbare spanning in de bouten overschreden wordt.

Ter vereenvoudiging van de berekeningen wordt vaak aangenomen dat K_{r3} gelijk is aan K_{r1} . De tak K_{r3} wordt zelden voor een groot deel benut, en het gebruiken van K_{r1} in deze tak levert geen verlaging van het buigende moment op, omdat K_{r1} de grootste van de twee is.

Er wordt in Japan gewerkt met bouten van standaard afmetingen en met standaard waarden voor de toelaatbare trek- en schuifspanningen, zie de tabellen.

de effectieve oppervlakte van bouten (cm ²)							
M16	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36
1,57	2,45	3,03	3,53	4,59	5,61	8,55	8,17

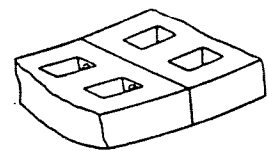
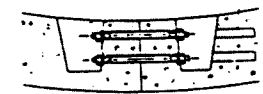


Fig.11 bout in een BOX-segment



	kwaliteit 4-6	kwaliteit 6-8	kwaliteit 8-8	kwaliteit 10-9
toelaatbare trekspanning (kgf/cm ²)	1200	1800	2400	3000
toelaatbare schuifspanning (kgf/cm ²)	800	1100	1500	1900

Een indicatie van de rotatiestijfheid van de segmentbouten wordt gegeven door:

$$K_{\theta} = \frac{A_s E_b (d-y) (d-\frac{y}{3})}{l_s}$$

waarin:

- K_{θ} : rotatiestijfheid van de segmentbout (of bouten)
- A_s : oppervlakte van de segmentbout
- b : breedte van het segment
- n : E_s/E_b (Young modulus staal/Young modulus beton)
- d : afstand tussen de segmentbout en het aangrijpingspunt van de druk in het segment
- l_s : lengte van de bout
- E_b : Young modulus van de bouten (meestal $2,1 \cdot 10^6$ kgf/cm²)

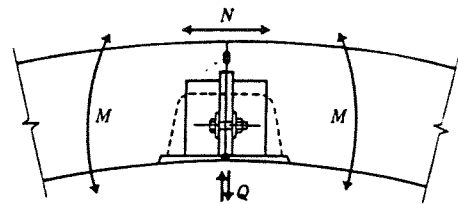


Fig.12 een segmentbout met belastingen

y wordt weergegeven door de formule:

$$y = \frac{nA_s}{b} * (-1 + \sqrt{\frac{1+2bd}{nA_s}})$$

De totale rotatiestijfheid van een segmentverbinding wordt verkregen door bij de rotatiestijfheden op te tellen die geleverd worden door de normaalkracht en de segmentbout, zoals uitgelegd in paragraaf 5.1.1 voor segmentverbindingen in het algemeen.

Indien een lining uit "BOX-segmenten" (segmenten met holten, zie paragraaf 2.4.1) wordt opgebouwd, worden ook altijd rechte bouten toegepast. Deze bouten zijn echter langer dan de traditionele bouten. Ze klemmen het beton van de segmenten op elkaar, waardoor de stalen bakjes en de bijbehorende verankering niet nodig zijn. De rotatiestijfheid van de segmentverbindingen is hierdoor bij BOX-segmenten hoger dan bij enig ander segment. In de figuur is te zien dat speciale holten moeten worden opengehouden indien de holten in de beton te klein zijn om de bouten te plaatsen. De afschuifstijfheid van deze bouten kan op dezelfde wijze berekend worden als de traditionele bouten. Voor de rotatiestijfheid van de segmentverbindingen is dit niet mogelijk, vanwege de afwezigheid van de stalen bakjes. De rotatiestijfheid van dit type verbinding kan per tunnel bepaald worden, omdat de enige toepassing ervan tunnels betreft onder extreme omstandigheden. Voor deze tunnels is de toepasbaarheid van algemene richtlijnen bij voorbaat discutabel.

Scheve bouten

De laatste jaren worden scheve bouten steeds vaker toegepast. Het voordeel van deze bouten ten opzichte van de traditionele bouten is de snellere bevestiging en een verminderd materiaal gebruik. Om een goede krachtsafdracht in de beton te kunnen verkrijgen dragen de bouten de krachten af in een uitsparing (zie de onderstaande figuren). De bouten worden in een schroefdraad gedraaid dat in de segmenten wordt ingestort.

In tegenstelling tot de traditionele bouten zijn geen stalen bakjes aanwezig. Hierdoor zijn scheve bouten goedkoper dan de traditionele bouten en is de rotatiestijfheid hoger.

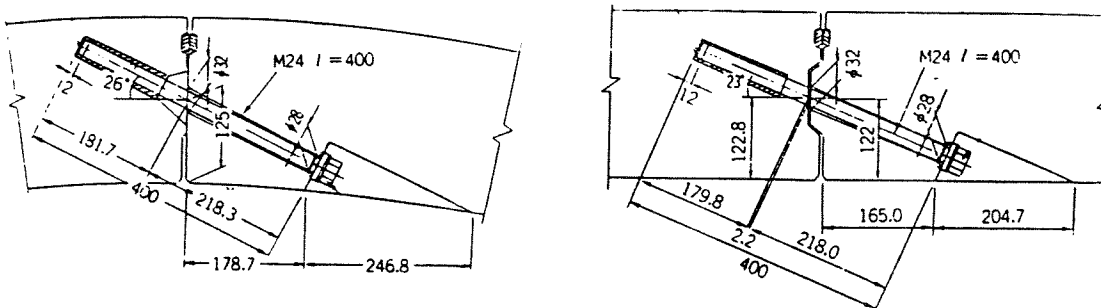


Fig.13 scheve ringbout (links) en segmentbout (rechts)

De hoek waaronder de scheve bouten staan wordt zo klein mogelijk gehouden, om een maximale drukkracht tussen de segmenten te verkrijgen.

Omdat tot nu toe met scheve bouten zeer weinig ervaring opgedaan is moet de rotatiestijfheid experimenteel bepaald worden.

De weerstand van scheve ringbouten tegen afschuiven is op dezelfde wijze te bepalen als gedaan wordt voor de traditionele bouten (zie hierboven). Voor het gedrag tijdens afschuiven van ringverbindingen zijn immers alleen de boutgatspeling, de oppervlakte en de kwaliteit van de bout van belang. Vanwege de schieffstand van de bouten is de drukkracht die in het contactvlak ontstaat kleiner dan het geval is bij rechte bouten.

Kromme bouten

Een ander alternatief voor de traditionele bouten is het toepassen van kromme bouten. Bij deze bouten worden, net als bij de scheve bouten, geen stalen bakjes toegepast.

Om een zo hoog mogelijke rotatiestijfheid te bereiken wordt de kromming van deze bouten zo klein mogelijk gehouden en worden de bouten zo kort mogelijk gemaakt. De uitsparingen in de beton worden zo klein mogelijk gemaakt.

Aan elk van deze 3 eisen is niet tegemoet te komen: er zal naar een optimum gezocht moeten worden. Indien bijvoorbeeld gekozen wordt voor ondiepe uitsparingen resulteert dit in:

- eenvoudige, bijna vlakke segmenten (en bekistingen). Dit biedt onder andere voordelen bij het schoonmaken van de segmenten.
- langere bouten (duurder en slapper).
- een grotere kromming van de bouten (kleinere drukkracht tussen de segmenten).

De boutgatspeling is voor de gehele bout 3 mm. Om plaatsing van de bouten te vereenvoudigen verwijden de boutgaten bij het contactvlak enigszins.

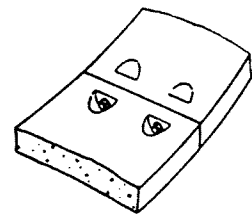


Fig.14 kromme bout

Lange bouten

Lange bouten steken door de segmenten heen (in de breedte) en hebben dus een lengte van de orde grootte één meter. De segmenten zijn hierdoor, eventueel op de bevestigingsplaats van de erector na, aan de binnenzijde volkomen glad. Zodra nieuwe segmentringen geplaatst zijn, zijn deze bouten niet meer bereikbaar voor controle, onderhoud, vervanging of iets dergelijks.

Net als bij scheve bouten worden de bouten vastgedraaid in een reeds aanwezig schroefdraad. Dit schroefdraad is meestal het eind van de vorige bout.

Dit type bouten wordt bijna altijd toegepast indien een lining wordt opgebouwd uit de zogenaamde "honey-type" segmenten (zeshoekige segmenten).

5.2.2 Deuvels

Deuvels worden vastgeklikt of ingeschoven tijdens het plaatsen van de segmenten, waardoor de bevestiging ervan zeer weinig tijd kost. Vanwege deze wijze van bevestigen kunnen deuvels slechts aan één zijde van elk te plaatsen segment worden toegepast. Indien deuvels worden toegepast als ringverbinding, moeten als segmentverbinding bijvoorbeeld bouten worden toegepast.

De naam deuvels wordt meestal gebruikt als verzamelnaam voor alle verbindingen die niet aangedraaid hoeven te worden. In Japan maakt men vaak onderscheid tussen deuvels en "pins". Deze "pins" onderscheiden zich van deuvels omdat ze ontworpen zijn om zowel dwarskracht als trekkracht over te brengen, terwijl deuvels ontworpen zijn om dwarskracht over te brengen. "Pins" kunnen hierdoor toegepast worden als ring- en als segmentverbinding en deuvel alleen als ringverbinding. In dit afstudeerverslag wordt met de verzamelnaam gewerkt: er wordt geen onderscheid gemaakt tussen deuvels en "pins".

Deuvels worden direct in de beton bevestigd, waardoor geen (dure en slappe) stalen bakjes nodig zijn. Ander voordelen van deuvels ten opzichte van bouten is dat de binnenzijde van tunnels veel gladder afgewerkt kan worden en dat geen boutgatspeling vereist is (de deuvels worden klem in de gaten geduwd), waardoor bij deuvels vrijwel geen slip optreedt als gevolg van dwarskrachten.

Een nadeel van deuvels ten opzichte van bouten is dat ze onbereikbaar zijn zodra een volgende segmentring is geplaatst. Onderhoud aan de deuvel en het verwijderen van segmenten is hierdoor zeer moeilijk.

Deuvels zijn tot nu toe in Japan alleen toegepast als ringverbinding. De segmenten worden dus tijdens hun plaatsing eerst met één korte kant tegen het aangrenzende segment van dezelfde ring geplaatst, waarna ze in longitudinale richting tegen de vorige geplaatste ring worden geduwd. Ook de sluitsegmenten worden in longitudinale richting geplaatst, en niet in radiale richting zoals vaak gebeurt.

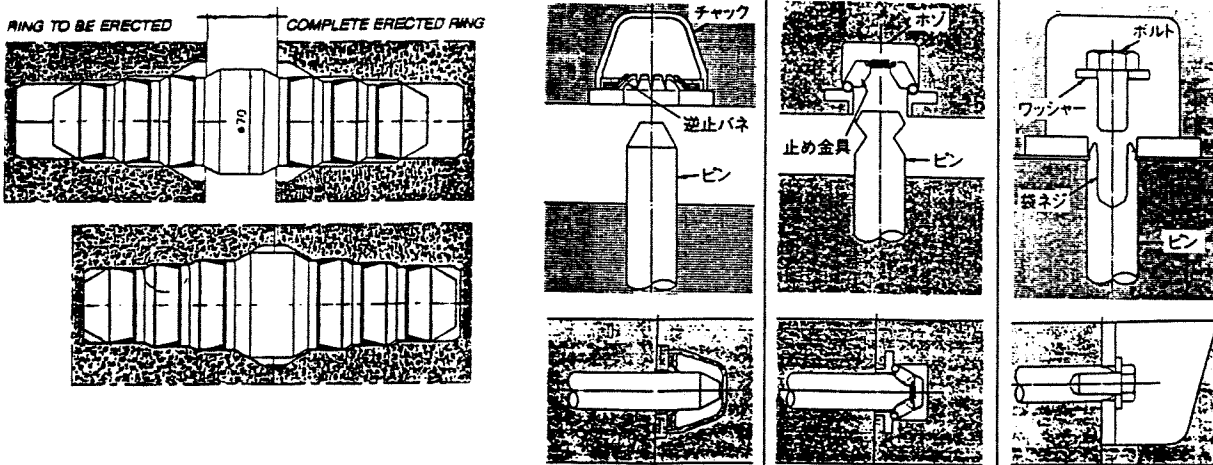


Fig.15 verschillende soorten deuvels

In de figuur zijn een aantal deuvels weergegeven die in Japan worden toegepast of in ontwikkeling zijn. Bij de linker deuvel wordt enige trekcapaciteit verkregen door de omcirkelde kunststof dichtring. Bij de drie rechter deuvels wordt trek op andere wijze over gebracht (dit zijn "pins"). De twee middelste deuvels hebben enige speling bij een trekbelasting. De sterkste en meest stijve type deuvels zijn aan de rechterkant weergegeven.

Buiten Japan (e.g. Australië, Engeland en Amerika) worden regelmatig andere soorten deuvels toegepast, onder andere deuvels van hout.

Er wordt momenteel hard gewerkt om betere (=stijver, sterker en goedkoper) soorten deuvels te ontwikkelen. Hierbij wordt gezocht naar het toepassen van nieuwe bevestigingstechnieken en naar andere materialen.

De deuvels die in de figuur zijn weergegeven kunnen slechts een beperkte trekkracht overbrengen. Er zijn echter reeds deuvels ontwikkeld die grotere trekkrachten kunnen overbrengen dan mogelijk is met bouten.

In de figuur (ook weergegeven in paragraaf 4.3.3) is met de gestippelde lijnen de weerstand tegen afschuiven weergegeven van een deuvel die is ontwikkeld en gepatenteerd door Obayashi Corporation. Deze deuvels zijn van

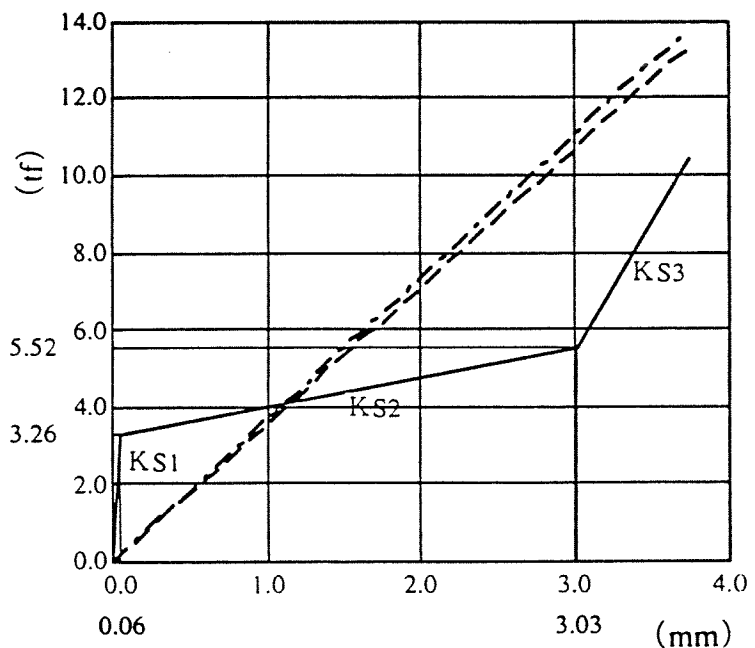


Fig.16 afschuifsterkte van twee deuvels en één bout

het type dat het meest rechts is weergegeven in de figuur met de vier soorten deuvels. De figuur is het resultaat van proeven op ware grootte. De trilineaire lijn geeft het gedrag van traditionele bouten bij afschuiven weer.

Uit de figuur blijkt duidelijk het voordeel dat deuvels door de afwezigheid van de boutgatspeling hebben ten opzichte van de traditionele bouten.

Dit type deuvels heeft bovendien een grotere trekcapaciteit dan de traditionele bouten.

Vanwege de goede eigenschappen wordt verwacht dat dit type deuvels in de toekomst vaak toegepast zal gaan worden.

5.2.3 Bump segmenten

Bumpsegmenten kunnen door de aanwezigheid van een "neus" (zie de figuur) zonder een normaalkracht of een verbindingsmiddel (bout, deuvels, etc) in één richting dwarskrachten overbrengen in contactvlakken tussen segmenten of tussen ringen. Voorwaarde voor het functioneren van bumpsegmenten is dat tussen de contactvlakken een minimale speling aanwezig is.

Bumpsegmenten kunnen slechts een beperkt buigend moment overbrengen, waardoor ze niet goed als segmentverbinding toegepast kunnen worden. De rotatiestijfheid van bumpsegmenten wordt bepaald zoals in paragraaf 5.1.1 is beschreven voor gewone segmenten.

Bumpsegmenten worden veel toegepast in Duitsland, om het mogelijk te maken de ringverbindingen te verwijderen. In Japan is onderzoek gaande naar mogelijke toepassing hiervan in aardbevingsgebieden.

Fig.17 dwarsdoorsnede bumpsegment

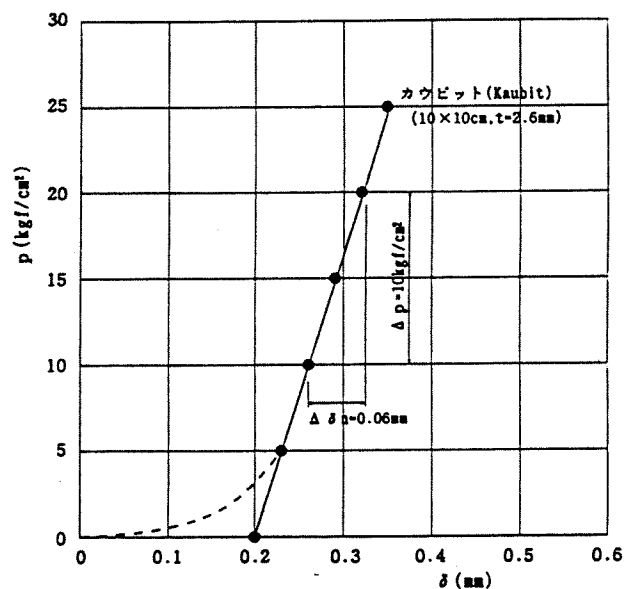
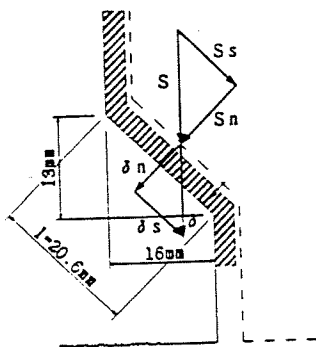


Fig.18 het krachtenspel en een kracht-verschuiving diagram van een bumpsegment

In de figuur zijn de krachten weergegeven, zoals die werken in een bumpsegment. In dit geval heeft de neus van het segment schuine zijden, waardoor de segmenten van elkaar worden gedruwd als gevolg van optredende dwarskrachten. Hierdoor zal een (extra) normaalkracht in de segmenten ontstaan. De grafiek geeft aan hoeveel de segmenten bij toepassing van dit type bumpsegment uit elkaar gedrukt worden als gevolg van een dwarskracht. Uit de grafiek blijkt dat slechts een speling van 0,2 mm in de verbinding aanwezig is en dat het spanning-rek gedrag, op de speling na, lineair is. In de grafiek is weergegeven van welke orde van grootte de vervormingen zullen zijn als gevolg van de dwarskrachten die in de contactvlakken tussen de opeenvolgende ringen optreden.

Het ontstaan van een dergelijke spleet (0,4 mm) is geen probleem voor de waterdichtheid: de waterafsluiting functioneert zolang een spleet beperkt blijft tot 2 à 3 mm.

5.3 Toekomstige ontwikkelingen

Het ideaalbeeld dat men voor ogen heeft ten aanzien van het bouwen van tunnels met segmenten is het toepassen van dunne, ongewapende segmenten van hoge sterkte beton, zonder segment- en ringverbindingen. Indien het weglaten van de verbindingen niet mogelijk is zullen verbindingen toe gepast worden die zo veel mogelijk voldoen aan het bovenstaande.

In plaats van de traditionele boutverbinding zullen in toenemende mate andere soorten bouten, deuvels, bumpsegmenten en dergelijke worden toegepast.

Aan het ontwikkelen van de verbindingen zal nog geruime tijd veel aandacht besteed worden. Men zal blijven zoeken naar verbindingen die:

- snel te plaatsen zijn.
- goedkoop zijn (zowel de verbindingen zelf als de extra voorzieningen in de segmenten).
- kleine (of geen) uitsparingen in de segmenten vereisen.
- een eenvoudige verankering en krachtsafdracht in de segmenten hebben.
- zeer stijf zijn, denk aan tunnels met grote diameters en aardbevingsgebieden.
- zeer flexibel zijn, om zo dun mogelijke segmenten toe te kunnen passen. Dergelijke flexibele verbindingen komen in aanmerking voor toepassing bij tunnels met niet al te grote diameters in goede grond.
- weinig onderhoud vragen.
- een lange levensduur hebben. De vereiste levensduur van tunnels zal toenemen. Deze is momenteel meestal 100 jaar, maar steeds vaker wordt 150 jaar vereist en in de toekomst zal dit verder toenemen. Misschien heeft men in Engeland de beste visie op dit gebied: de vereiste levensduur van de Jubilee Line Extension in Londen is 400 jaar!!

In toenemende mate zal gebruik gemaakt gaan worden van andere materialen dan nu het geval is.

Momenteel zijn veel nieuwe verbindingen in ontwikkeling, en er zullen ongetwijfeld nog meer soorten bedacht worden.

Eén van de nieuwe technieken waar momenteel onderzoek naar gedaan wordt (voor tunnels waar de verbindingen niet weggelaten kunnen worden) is het toepassen van deuvels als ringverbinding gecombineerd met lange, taps toe lopende pinnen als segmentverbinding (zie de figuur). De werking van deze pinnen is te vergelijken met de werking van de scharnieren bij deuren. De segmenten hebben aan één zijde een cilindervormige uitsparing over de volle

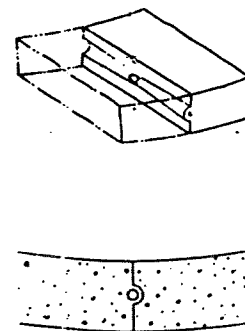


Fig.19 lange pin

breedte van het segment (linker segment in de onderste figuur), waarin na positionering van de segmenten de pinnen gestoken worden. Aan de andere zijde van elk segment bevinden zich enkele uitstekende stalen ringen die in het segment zijn verankerd. Door de positionering van de segmenten vallen de openingen van de stalen ringen samen met de cirkelvormige uitholling. Zodra de stalen pinnen in de uitholling gestoken wordt, worden ze tevens door de stalen ringen gestoken, waardoor de segmenten verbonden zijn. Zoals in de figuur is weergegeven kan de binnenzijde van de segmenten glad afgewerkt worden.

Ook worden momenteel verbindingen ontwikkeld waarbij korte pinnen die in radiale richting geplaatst worden de segmenten verbinden.

Een andere ontwikkeling die voor de hand ligt en waar momenteel onderzoek naar gedaan wordt is het toepassen van lijm in zowel segment- als in ringverbindingen. Een praktisch probleem hierbij is uiteraard de duurzaamheid: de lijm moet minimaal 100 jaar onderhoudsvrij functioneren.

De ontwikkeling van de verbindingen zal nog geruime tijd door gaan. Vanwege de grote invloed die de verbindingen hebben op zowel het ontwerp van de tunnel als op het totale tunnelproces zullen deze ontwikkelingen naar alle waarschijnlijkheid aanzienlijke prijsvoordelen opleveren.

Voor landen die ooit zelfstandig internationaal concurrerend tunnel willen boren (onder andere Nederland) is het hierom noodzaak deze ontwikkelingen, die momenteel gaande zijn in landen als Japan, Australië, Engeland, Amerika en Duitsland, nauwkeurig te volgen.

Om met nieuwe technieken enige ervaring op te kunnen doen is het voor landen waar weinig tunnels geboord worden belangrijk dat elke tunnel veel nieuwe technieken bevat.

HOOFDSTUK 6: DE BOTLEKTUNNEL

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk wordt de informatie uit de voorgaande hoofdstukken toegepast bij het maken van een eerste ontwerp voor de segmenten van de Botlektunnel.

De Botlektunnel bevindt zich in het deel van de Betuwelijn in de haven van Rotterdam. Deze tunnel bevindt zich ten noorden van de bestaande Botlektbrug, als spoor kruising met de rivier de Oude Maas. De Betuweroute betreft de aanleg van een spoorverbinding ten behoeve van goederentransport, inclusief gevaarlijke stoffen, van de Maasvlakte via Rotterdam, Kijfhoek en Zevenaar naar Duitsland.

De tunnel moet dubbelsporig uitgevoerd worden. Het project is aangewezen als proefproject ter bevordering van de kennis op het gebied van geboorde tunnels. Het gedeelte onder de Oude Maas alsmede de aansluitende delen onder de beide oevers moet als gevolg hiervan geboord worden.

De aan te leggen tunnel heeft een totale lengte van 2 x 3150 meter, het geboorde deel van de tunnel moet gaan bestaan uit twee fysiek gescheiden tunnelbuizen van elk 1685 meter lang.

De berekende tunnelbuizen moeten een netto binnendiameter (inclusief speling) hebben van minimaal 7,550 meter, groot genoeg voor het transport van treinen met één laag containers. De tunnelbuizen hebben een hart op hart afstand van 12 à 16 meter. De maximale gronddekking op de tunnel is ongeveer 24 meter, bij benadering gelijk aan 3 maal de tunneldiameter. Onder de Oude Maas is de dekking minimaal. Hier kan eventueel een ballastbed aangebracht worden om opdrijven van de tunnel te voorkomen.

Voor de tunnelsegmenten is een minimale hoogte vereist van 400 mm en er zijn vele eisen gesteld aan de dekking van de wapening, de duurzaamheid van het beton, etc.

Obayashi Corporation vormt samen met enkele Nederlandse aannemers de tunnelboorcombinatie ISCON (Intelligent Shield Combination). Deze combinatie neemt deel aan de aanbesteding van de Botlekspoortunnel. Indien de tunnelboorcombinatie ISCON de tunnel zal aanleggen, zullen de Nederlandse aannemers de op- en afritten aanleggen en zal Obayashi Corporation het geboorde deel van de tunnel voor haar rekening nemen.

Het door Obayashi Corporation gemaakte ontwerp voor het geboorde deel van de Botlekspoortunnel kon ten dele als referentie gebruikt worden voor de berekeningen in dit rapport.

De meeste informatie die in dit hoofdstuk wordt gebruikt is afkomstig uit het prestatiebestek van de Botlekspoortunnel.

De gemaakte berekeningen voldoen niet aan alle in het prestatiebestek gestelde eisen, maar hebben tot doel de berekeningsmethode zoals weergegeven in de voorgaande hoofdstukken toe te lichten. De berekeningen en de uitkomsten zijn dus niet geheel overeenkomstig de gestelde eisen.

Zo wordt bij de berekeningen in dit hoofdstuk niet voldaan aan de eisen die het prestatiebestek stelt ten aanzien van onder andere: temperatuurbelasting, explosies, wapeningskwaliteit, toegestane vieldruk in de segmenten, aanrijdbelasting, uitwendige groutdruk, vertanding van de segmenten, milieuklassen, duurzaamheid en dergelijke.

Omdat het prestatiebestek door Holland Railconsult is opgesteld in samenwerking met ingenieursbureau Maidl uit Duitsland worden in het prestatiebestek een aantal specifieke eisen gesteld die afkomstig zijn uit de Duitse tunnelpraktijk. Omdat in dit afstudeerrapport de Japanse ontwerpmethodieken gevolgd worden is niet voldaan aan dergelijke eisen. Zo is voor de berekening van de buigende momenten in de lining bijvoorbeeld gebruik gemaakt van de Japanse programmatuur, terwijl in het prestatiebestek het computerprogramma van Wayss & Freytag wordt voorgeschreven.

In de paragrafen 2 tot en met 5 worden de berekeningen beschreven die leiden tot een eerste segmentontwerp. In paragraaf 6 wordt bekeken hoe groot de invloed van enkele invoerparameters op het segmentontwerp is en in paragraaf 7 worden enkele methodes beschreven waarmee geprobeerd kan worden een economischer segmentontwerp te maken.

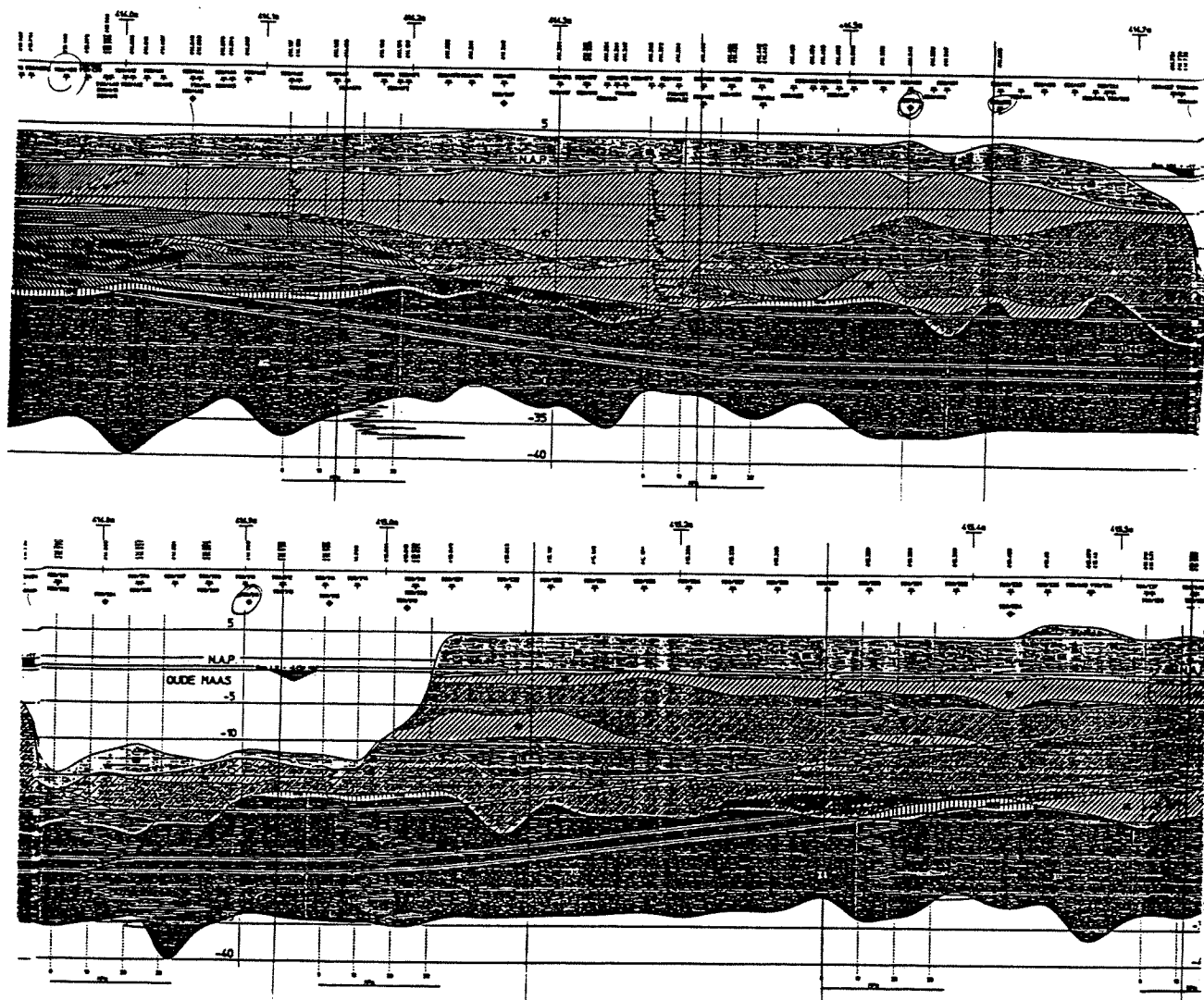


Fig.1 De grondgelaagdheid langs het tunneltracé. De tunnel zelf is met dunne lijnen weergegeven. In de bovenste figuur het deel ten westen van de Oude Maas, met de rivier geheel rechts. In de onderste figuur het deel van het tracé ten oosten van de Oude Maas.

6.2 Bepaling van de maatgevende situatie

6.2.1 Algemeen

Zoals in hoofdstuk 2 is beschreven, worden segmenten ontworpen aan de hand van het maximale buigende moment (M) en bijbehorende normaalkracht (N) in de lining. Met de dwarskracht wordt geen rekening gehouden. Om de maatgevende doorsnede te bepalen wordt vooral gezocht naar het maximale buigende moment, omdat dit meer varieert dan de normaalkracht. In theorie zijn hierdoor alle segmenten op één na overgedimensioneerd. (In Japan past men soms in één tunnel segmenten toe met verschillende diktes, maar dit wordt in dit verslag niet bekeken.)

Het buigende moment in een lining is het gevolg van een verschil in horizontale en verticale drukken op de lining. Hoe groter het verschil tussen deze drukken, des te groter het buigende moment is. In uniforme grond bevindt het maximale buigende moment zich om deze reden in het bovenste punt van de diepst gelegen tunneldoorsnede, bij een maximale belasting op het maaiveld en een zo laag mogelijk grondwaterstand. Vanwege bijvoorbeeld de gelaagdheid van de grond dienen meerdere doorsnedes berekend te worden.

6.2.2 De berekende doorsnedes en de grondwaterstand

In het prestatiebestek worden 8 doorsnedes voorgeschreven (doorsnedes A tot en met H) die in ieder geval berekend dienen te worden. In § 6.5.1 staan de gronddrukken vermeld die in deze 8 doorsnedes op de tunnel werken. Ter plaatse van doorsnede D (vlak naast de rivier) hebben de tunnelbuizen de maximale gronddekking, de gronddekking is hier 24,05 meter. De kans dat in deze doorsnede het maximale buigende moment gevonden zal worden is aanzienlijk. De tunnel bevindt zich in doorsnede D in pleistoceen zand en het maaiveld (m.v.) bevindt zich 4,04 meter boven NAP.

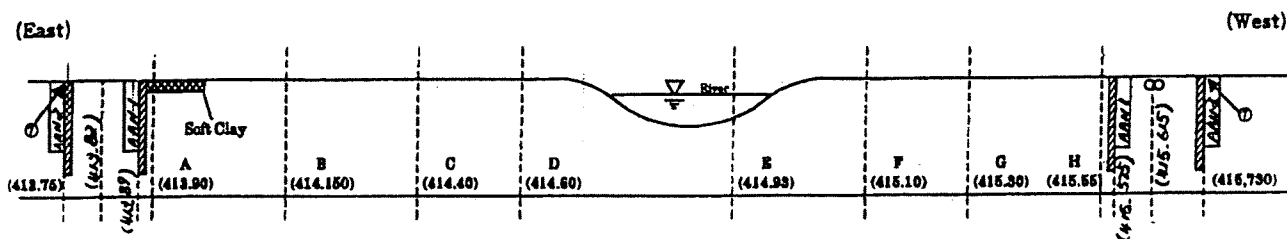


Fig. 2 de 8 doorsnedes die in ieder geval berekend dienen te worden met de kilometeraanduiding

Volgens het prestatiebestek kan de stijghoogte van het grondwater variëren als gevolg van de waterstand in de rivier en de grondlaag waarin gemeten wordt. Hiermee is bij de bepaling van de drukken op de tunnel rekening gehouden.

In de watervoerende lagen volgt de grondwaterstand de rivierwaterstand, met een faseverschil en een afzwakking van de invloed als gevolg van de afstand. Deze waterstanden hebben een onder- respectievelijk overschrijdingsfrequentie van éénmaal per 100 jaar. De overschrijdingsfrequentie zal na ingebruikname van de stormvloedkering bij Hoek van Holland gelijk zijn aan 1 maal per 1250 jaar.

In bepaalde kleilagen is een wateroverspanning aanwezig die wordt veroorzaakt door nog niet voltooide consolidatie als gevolg van een ophoging die in het verleden is aangebracht.

Bijvoorbeeld: als gevolg van het faseverschil dat optreedt tussen de rivier- en de grondwaterstand zal het maximale buigende moment in doorsnede D optreden indien de rivierwaterstand stijgende is. Als gevolg hiervan treedt een verschil op van 0,5 meter tussen de rivierwaterstand en de stijghoogte in de 1^e watervoerende laag (het pleistocene zand, waar de tunnel zich in doorsnede D in bevindt). Dit resulteert in deze doorsnede in een verhoging van de korreldruk op de tunnel, hetgeen een verhoging van het buigende moment tot gevolg heeft.

De buigende momenten zullen het grootst zijn bij de kleinst mogelijke waterdruk op de tunnel, omdat het verschil in horizontale en verticale druk op de tunnel maximaal is indien de waterdruk op de tunnel minimaal is. (Dit verschil treedt op als gevolg van de neutrale gronddrukcoëfficiënt en deze geldt alleen voor de aanwezige korrelspanning.)

Om bovenstaande bewering te kunnen staven en om duidelijkheid te krijgen over de grootte van de invloed in elke te berekenen doorsnede wordt het maximale buigende moment berekend bij zowel de laagste als de hoogste grondwaterstand die op kan treden. Bij de bepaling van de minimale en maximale grondwaterstand is rekening gehouden met de grondlaag waarin elk van de doorsnedes zich bevindt.

Om een indruk te geven van de grondgesteldheid is in de tabel de grondopbouw in doorsnede D weergegeven. Hierbij moet worden opgemerkt dat zich in deze doorsnede geen veenlagen of andere zeer slappe lagen bevinden, zoals andere doorsnedes langs het tunneltracé wel het geval is.

Diepte t.o.v. NAP (m)	grondsoort	γ_{droog} (tf/m ³)	γ_{nat} (tf/m ³)	ϕ (°)
4,05 tot -1,15	zand/klei (opgebracht materiaal)	17,4	19,4	30
-1,15 tot -8,15	zandige klei (sterk gelaagd)	n.v.t.	19,4	27,5
-8,15 tot -11,65	holoceen zand	n.v.t.	19,4	30
-11,65 tot -16,65	kleilig zand (sterk gelaagd)	n.v.t.	19,4	27,5
-16,65 tot -17,65	zandige klei (sterk gelaagd)	n.v.t.	19,4	27,5
-17,65 tot -20,41 (bovenzijde tunnel)	pleistoce zand	n.v.t.	20,4	35

Het grondwaterniveau in doorsnede D bevindt zich op +1,5 meter NAP. In doorsnede D bevindt de tunnel zich in het pleistocene zand. De stijghoogte in deze laag is -0,75 meter NAP. De neutrale gronddrukcoëfficiënt van deze laag is gelijk aan: $1 - \sin \phi = 0,43$.

6.2.3 De maatgevende bovenbelasting

De bovenbelasting bestaat uit variabele en permanente belastingen.

Het prestatiebestek schrijft voor dat gerekend moet worden met een variabele belasting gelijk aan een terreinophoging van 1,0 meter, of te wel een gelijkmatig verdeelde bovenbelasting van 2,0 tf/m².

Wat betreft de permanente belasting schrijft het prestatiebestek voor dat gerekend moet worden volgens de methode van Boussinesq. Van de bovenbelastingen wordt de druk per m², de afstand tot het hart van de tunnel en de plaats langs het tracé vermeld.

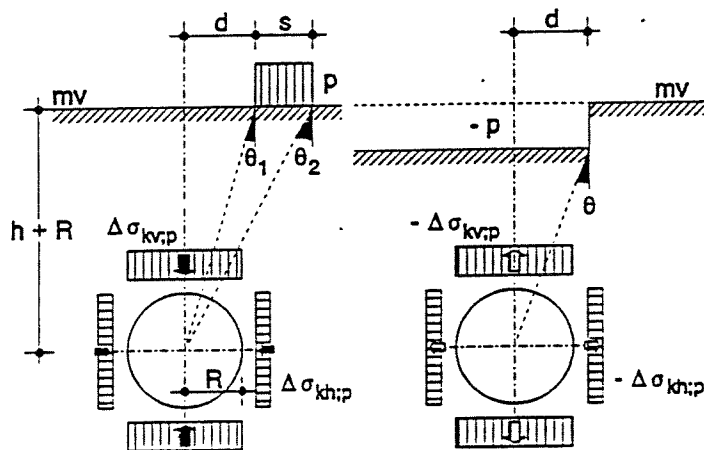


Fig. 3 berekening van de toename van de verticale korrelspanning als gevolg van permanente belastingen

De toename van de verticale korrelspanningen als gevolg van een bovenbelasting wordt volgens de methode van Boussinesq als volgt berekend:

$$\Delta\sigma_{kv,p} = \frac{P}{\pi} * (\Theta_2 - \Theta_1 - 0,5 * (\sin 2\Theta_1 - \sin 2\Theta_2))$$

Hiermee is bepaald dat de verticale spanningstoename nabij de punten waar de permanente belastingen zich bevinden waarden heeft van 0,2 à 2,3 tf/m². De toename van de horizontale korrelspanning is gelijk aan K₀ maal de toename van de verticale korrelspanning.

De waarden die hier zijn berekend zijn meegenomen bij de berekening van de drukken op de tunnel in de verschillende doorsnedes.

Onder de rivier, in doorsnede E, is geen variabele en permanente bovenbelasting aanwezig. Wel moet in deze doorsnede rekening worden gehouden met de extra belasting als gevolg van een eventueel ballastbed dat aangebracht zou kunnen worden. Of een ballastbed nodig is in de rivier, is voor dit afstudeeronderzoek niet bekeken: de berekeningen in doorsnede E zijn uitgevoerd zonder ballastbed.

6.2.4 Bepaling van de gronddrukken en de grondveren

Zoals in de eerste figuur in dit hoofdstuk is weergegeven wisselt de grondgesteldheid over het verloop van het tracé sterk. Bij de berekening van de krachten in de lining is hiermee uiteraard rekening gehouden. Voor de berekeningen in het Common design programma is de grond geschematiseerd tot één laag. Het soortelijk gewicht van deze laag is gelijk aan het gemiddelde soortelijk gewicht van de aanwezige grond (zodat dat de berekende verticale druk gelijk de werkelijke druk goed benadert) en de beddingsconstante van deze laag is gelijk aan de beddingsconstante van de grondlaag waarin de tunnel zich bevindt (zodat de berekende horizontale druk de werkelijke druk goed benadert).

Bij de berekeningen die zijn uitgevoerd in Moleman zijn de soortelijke gewichten en de neutrale gronddrukcoëfficiënten per grondlaag ingevoerd. De beddingsconstante is gelijk genomen aan de gemiddelde beddingsconstante over de hoogte van de tunnel.

De drukken op de tunnel worden berekend zoals is beschreven in hoofdstuk 2.

De berekende drukken op de tunnel zijn gegeven in § 6.5. Deze drukken zijn berekend per m². Voor de invoer in Moleman moeten deze drukken vermenigvuldigd worden met de segmentbreedte.

De horizontale beddingsconstantes voor elke aanwezige grondsoort is gegeven in het prestatiebestek. De beddingsconstante is voor elke grondsoort trilineair, waarbij de eerste tak de hoogste beddingsconstante heeft en de derde tak de laagste. Voor de bepaling van de maatgevende doorsnede is in dit stadium steeds de waarde van de tweede tak aangehouden, tevens de middelste van de drie waarden. Dit kan gedaan worden omdat het alleen om vergelijkende berekeningen gaat, niet om de absolute waarden. Verderop in dit hoofdstuk is de invloed van deze keus bekeken.

6.3 Bepaling van de ringindeling

In hoofdstuk 2 is reeds beschreven hoe het aantal segmenten per ring bepaald wordt en hoe het aantal verbindingen per segment bepaald wordt.

De vereiste binnendiameter van de Botlekspoortunnel is 7,55 meter. Indien de segmenten 40 centimeter dik zijn wordt de straal van de tunnel tot de middellijn van de segmenten: $R_c = (7,55/2) + 0,2 = 3,975$ meter. De omtrek van de tunnel tot de middellijn van de segmenten is 24,976 meter.

Japanse handboeken geven voor een dergelijke tunneldoorsnede als standaard lining:

8 segmenten per ring en 4 ringbouten per segment.

Indien de indeling bepaald wordt zonder de handboeken te hanteren kan uit de volgende ringindelingen gekozen worden:

1. 7 segmenten per ring, 4 ringbouten per segment
2. 7 segmenten per ring, 3 ringbouten per segment
3. 8 segmenten per ring, 4 ringbouten per segment (zoals de handboeken aangeven)
4. 8 segmenten per ring, 3 ringbouten per segment

ad 1.

In dit geval wordt elke ring opgedeeld in $(6 \cdot 8 + 2) = 50$ delen. Het sluitsegment is 1,00 meter lang en elk normaal segment 4,00 meter lang.

Deze afmetingen bevinden zich op de rand van wat wenselijk is. De buitenzijde van de segmenten is langer dan 4,00 meter. Er wordt de voorkeur gegeven aan het toepassen van iets kleinere segmenten.

ad 2.

In dit geval wordt elke ring opgedeeld in $(6 \cdot 6 + 2) = 38$ delen. Het sluitsegment is 1,315 meter lang en elk normaal segment is 3,944 meter lang. De afstand tussen de ringverbindingen is 1,315 meter.

Deze afmetingen bevinden zich ook op de rand van wat wenselijk is, maar de afstand tussen de ringverbindingen is in dit geval te groot.

ad 3.

In dit geval wordt elke ring opgedeeld in $(7 \cdot 8 + 2) = 58$ delen. Het sluitsegment is 0,8612 meter lang en elk normaal segment is 3,445 meter lang. In dit geval is zowel de lengte van de segmenten als de afstand tussen de ringverbindingen niet te groot.

Omdat elk segment een even aantal ringverbindingen heeft, is het mogelijk de segmenten in een halfsteensverband te plaatsen.

ad 4.

In dit geval wordt elke ring opgedeeld in $(7 \cdot 6 + 2) = 44$ delen. Het sluitsegment is 1,135 meter lang en elk normaal segment is 3,406 meter lang.

In dit geval is de afstand tussen de ringverbindingen te groot. Het oneven aantal ringverbindingen maakt het onmogelijk de segmenten in een halfsteensverband te plaatsen.

Op grond van de genoemde overwegingen wordt gekozen voor mogelijkheid 3: 8 segmenten per ring en 4 ringverbindingen per segment.

De hoek tussen de ringverbindingen is in dit geval 12,414 graden. Elk groot segment beslaat een hoek van $(8 \cdot 360/58) = 49,665$ graden.

In de tabel is weergegeven hoe de drie ringen in het computerprogramma Moleman worden ingevoerd.

Elke ring bestaat uit 58 delen. Bovendien zijn per ring twee extra punten nodig om de gronddrukken op de juiste wijze in te kunnen voeren en het eerste en laatste punt zijn aan elkaar gelijk. Dit brengt het totaal aantal in te voeren punten per ring op 61.

De letters geven aan wat zich in de ring op de aangegeven plaats bevindt:

- r = ringverbinding
- s = segmentverbinding
- x = extra punt
- = niets (doorlopend segment)

punt	hoek (graden)	ring 2	ring 1 en 3
1001	0.00	r	r
1002	6.21	-	s
1003	12.41	r	r
1004	18.62	s	-
1005	24.83	r	r
1006	31.03	-	-
1007	37.24	r	r
1008	43.45	-	-
1009	49.66	r	r
1010	55.86	-	s
1011	62.07	r	r
1012	68.28	s	-
1013	74.48	r	r
1014	80.69	s	-
1015	86.90	r	r
1016	90	x	x
1017	93.10	-	-
1018	99.31	r	r
1019	105.52	-	s
1020	111.72	r	r
1021	117.93	-	-
1022	124.14	r	r
1023	130.34	s	-
1024	136.55	r	r
1025	142.76	-	-
1026	148.97	r	r
1027	155.17	-	s
1028	161.38	r	r
1029	167.59	-	-
1030	173.79	r	r
1031	180	s	-
1032	186.21	r	r
1033	192.41	-	-
1034	198.62	r	r
1035	204.83	-	s
1036	211.03	r	r
1037	217.24	-	-
1038	223.45	r	r
1039	229.66	s	-
1040	235.86	r	r
1041	242.07	-	-
1042	248.28	r	r
1043	254.48	-	s
1044	260.69	r	r
1045	266.90	-	s
1046	270	x	x
1047	273.10	r	r
1048	279.31	s	-
1049	285.52	r	r
1050	291.72	-	-
1051	297.93	r	r
1052	304.14	-	-
1053	310.34	r	r
1054	316.55	-	s
1055	322.76	r	r
1056	328.97	s	-
1057	335.17	r	r
1058	341.38	-	-
1059	347.59	r	r
1060	353.79	-	-
1061	360	r	r

Deze ringindeling is gelijk aan de ringindeling die is weergegeven in appendix 2.

Aan de plaatsen waar de segmentverbindingen zich bevinden is te zien dat de sluitsegmenten in de ringen zich aan de linker- en rechterzijde bevinden. Waarom de sluitsegmenten zich hier bevinden komt later in dit hoofdstuk aan de orde.

De lengte van de binnenzijde van de segmenten is 3,2716 meter ($= 3,775 * 2 * \pi * 49,66/360$).

De lengte van de buitenzijde van de segmenten is 3,618 meter ($= 4,175 * 2 * \pi * 49,66/360$).

De breedte van de segmenten is 1,5 meter, de grootste breedte die is toe te passen zonder dat extra onderzoek vereist is.

Het soort verbindingen dat toegepast wordt zal in een later stadium gekozen en berekend worden.

In § 6.7 zullen enkele van de andere ringindelingen berekend worden, om onderling vergelijken mogelijk te maken op grond van de optredende krachten in de segmenten.

6.4 Bepaling van de overige invoerwaarden

De berekening van de grondparameters is beschreven in de paragrafen 2.3 en 6.2.4.

6.4.1 Segmentparameters

De segmentparameters zijn de volgende:

Soortelijk gewicht beton (τ_b)	= 2,6 tf/m ³
Hoogte segmenten (h)	= 400 millimeter
Breedte segmenten (B)	= 1500 millimeter
Inwendig traagheidsmoment (I)	= $1/12 * b * h^3 = 1/12 * 1,5 * 0,4^3 = 8 * 10^{-3} \text{ m}^4$
Straal segmentmiddellijn (R_c)	= 3975 millimeter
Young modulus beton (E_c)	= $2,1 * 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ (= $2,1 * 10^6 \text{ tf/m}^2$)
Young modulus staal (E_s)	= $2,1 * 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ (dus $n = 10$)

6.4.2 Afmetingen van de verbindingen

Vanwege de voordelen die dit type bouten biedt (zie § 5.2.1) is gekozen om kromme bouten toe te passen, in zowel de ring- als de segmentverbindingen. Over het toepassen van dit type bouten is in Nederland nog slechts weinig bekend

Het voornaamste voordeel dat deze bouten bieden ten opzichte van de traditionele bouten is dat geen stalen bakjes nodig zijn om de bouten aan de segmenten te verbinden. Deze stalen bakjes zijn, mede vanwege de benodigde verankering, een duur onderdeel van tunnelsegmenten.

De uitsparingen die aan de binnenzijde van de segmenten moeten worden vrijgehouden om de bouten te kunnen plaatsen bevinden zich in de bekistingsmallen. De "gangen" in de segmenten (waar de kromme bouten in worden gestoken), worden verkregen door kromme buisjes in te storten. Deze buisjes worden uit de segmenten verwijderd (zodra de beton voldoende is uitgehard om vorm te behouden) en ze kunnen meerdere malen gebruikt worden.

Aan beide zijden van de bout wordt een stalen ring toegepast om de krachten op het beton voldoende te spreiden (zie de figuur in § 6.4.5). Deze twee ringen en de moer vormen het enige extra materiaal dat nodig is om de kromme bouten te kunnen plaatsen.

De boutgaten hebben over de gehele lengte een speling van 3 millimeter. Vanwege de kromming kunnen de bouten niet worden rondgedraaid om het inbrengen van de bouten mogelijk te maken (dit in tegenstelling tot de traditionele of schuine bouten, die in de boutgaten gewrikt kunnen worden). Op het contactvlak tussen de segmenten lopen de boutgaten conisch toe om het inbrengen van de bouten mogelijk te maken indien de segmenten enkele millimeters ten opzichte van elkaar versprongen zijn.

Zoals in de figuur in §6.4.5 is aangegeven, wordt aangenomen dat de druklijnen vanuit de rand van de stalen ring onder een hoek van 45 graden het beton in gaan. Het oppervlak van het contactvlak tussen de segmenten dat binnen deze druklijnen valt moet groot genoeg zijn om de drukkracht die ontstaat als gevolg van de bout over te kunnen brengen (zie verderop).

Het moge duidelijk dat voor een optimaal functioneren van de bouten moet worden gestreefd naar:

1. een zo klein mogelijke Θ .
2. zo kort mogelijke bouten.
3. zo klein mogelijke boutgaten.

Uit kosten oogpunt wordt gestreefd naar zo klein mogelijke uitsparingen voor de bouten. Dit levert onder andere voordelen op voor de bereikbaarheid van de bouten, voor het schoonmaken van de uitsparingen en voor het eventueel later opvullen van de uitsparingen.

Bovendien moeten de bouten in het contactvlak niet te dicht aan het oppervlak van de segmenten liggen, om te voorkomen dat het beton wordt afgedrukt of bezwijkt.

ad 1.

Een kleine Θ resulteert in een grote drukkracht in het contactvlak als gevolg van de boutkracht, waardoor de weerstand tegen afschuiven en de buigstijfheid van de verbinding groter zijn.

ad 2.

Bij korte bouten treedt minder elastische rek op dan bij lange bouten. Bovendien zijn korte bouten goedkoper dan lange bouten.

ad 3.

Rondom de boutgaten treden spanningsconcentraties op. Deze worden niet veroorzaakt door de krachten in de bouten, maar door spanningen in het beton. Door de boutgaten zo klein mogelijk te houden blijven de spanningsconcentraties beperkt.

Aan de hand hiervan is gezocht naar een economisch optimum. Hiertoe zijn een groot aantal mogelijke kromme bouten berekend en vergeleken.

De keuze voor een bepaalde bout (de bepaling van het economisch optimum) wordt grotendeels gemaakt op grond van ervaring. (Hoe groot is bijvoorbeeld de tijdswinst die geboekt wordt indien de uitsparingen 1 centimeter minder diep zijn, en weegt dit op tegen de extra kosten die ontstaan omdat de bouten hierdoor enkele centimeters langer worden?)

Na het vergelijken van een aantal mogelijke boutverbindingen is gekozen voor de boutverbinding zoals globaal in de figuur is weergegeven.

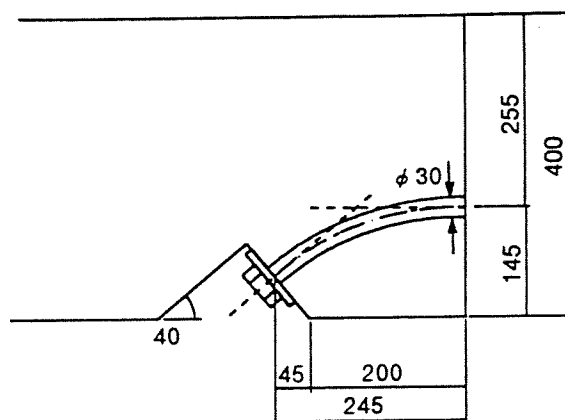


Fig. 5 de gekozen bout

Deze boutverbinding heeft de volgende kenmerken:

- de diameter van de bouten is 30 millimeter.
- de staalkwaliteit is 10·9.
- Θ is 40 graden.
- de bevestigingspunten van de bouten in de uitsparingen bevinden zich op een diepte van 5,5 centimeter .
- de bouten hebben een kromming met een straal van 38,47 centimeter (de bouten zijn uiteraard een deel van een cirkel, omdat ze anders niet in de boutgaten geschoven kunnen worden).
- de totale lengte van de bouten is 53,713 centimeter.
- de afstand tussen het aangrijpingspunt en het contactvlak van de segmenten is 24,73 centimeter.
- de bouten gaan op een diepte van 14,5 centimeter door het contactvlak van de segmenten.

Per segmentverbinding worden drie bouten toegepast. Deze bouten bevinden zich op een afstand van 50 centimeter van elkaar. De keus van het aantal segmentbouten zal later gecontroleerd worden.

6.4.3 De bepaling van K_r/K^*

Bij de bepaling van K_r/K^* wordt uitgegaan van proeven op traditionele bouten, ϕ 24, kwaliteit 8·8. Deze bouten worden tot 80% van de toelaatbare spanning aangedraaid, dus de normaalkracht in de segmenten als gevolg van een bout is: $0,8 * 3,53 * 2400 = 6776$ kgf.

De (theoretische) maximaal toelaatbare dwarskracht op deze bouten: $3,53 * 1500 = 5295$ kgf.

Voor de toelaatbare spanningen: zie § 5.2.1.

In de figuur wordt het afschuifgedrag van deze boutverbinding weergegeven door de tri-lineaire lijn. Duidelijk is dat de dwarskracht capaciteit die uit de proeven blijkt groter is dan theoretisch toelaatbare dwarskracht.

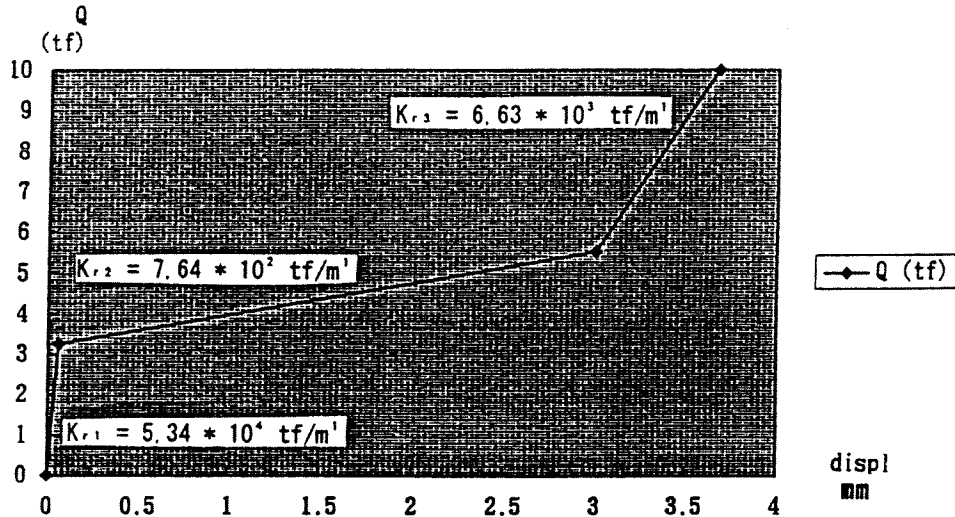


Fig. 6 afschuifgedrag traditionele bout ϕ 24, 8·8

De kromme bouten ϕ 30, kwaliteit 10·9 die voor de Botlektunnel gekozen zijn, resulteren na het aandraaien van de bouten in een drukkracht in het contactvlak gelijk aan: $0,8 * 5,61 * 3000 * \cos 40 = 10314$ kgf.

De maximaal toelaatbare dwarskracht is in theorie: $5,61 * 1900 = 10659$ kgf.

(Voor de dwarskracht waarbij de bouten bezwijken is niet van belang dat de bevestigingspunten onder een hoek van 40 graden staan.)

Het gedrag van deze bouten wordt bepaald volgens de berekeningen die in § 5.2.1 zijn weergegeven, waarbij de hierboven gegeven grafiek als uitgangspunt wordt gebruikt.

Dit resulteert in:

- De dwarskracht waarbij slip begint is rechtevenredig met de drukkracht in het contactvlak.
Dus: $Q_{\text{slip}} = 3,24 * 10314/6776 = 4,95 \text{ tf}$.
De vervorming is op dit punt: 0,375 millimeter.
- Ook K_{r2} is rechtevenredig met de drukkracht in het contactvlak.
Dus: $K_{r2} = 7,64 * 10^4 * 10314/6776 = 1,163 * 10^3 \text{ tf/m}^1$.
- De slip eindigt zodra de segmenten 3 millimeter ten opzichte van elkaar zijn verschoven.
De dwarskracht op dat moment is: $(3,0 - 0,375) * 1,163 * 10^3 + 4,95 = 8,0 \text{ tf}$.
- K_{r3} is rechtevenredig met de toelaatbare afschuifkracht van de bouten.
Dus: $K_{r3} = 6,63 * 10^3 * 8527/4236 = 1,317 * 10^4 \text{ tf/m}^1$.
- $K_{r1} = K_{r3}$
- Het derde deel van de grafiek eindigt bij 10,659 tf.

Dit resulteert in een gedrag bij afschuiven zoals weergegeven in onderstaande grafiek.

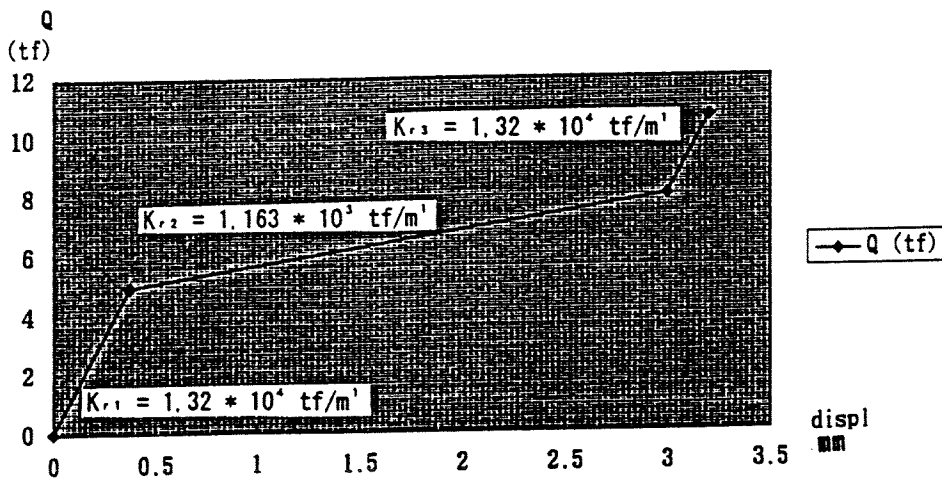


Fig. 7 afschuifgedrag kromme bout $\phi 30$, 10-9

6.4.4 De bepaling van K_{θ}

Voor de bepaling van de rotatiestijfheid van kromme bouten worden dezelfde formules gebruikt als bij de traditionele bouten het geval is.

Het ontbreken van de stalen bakjes leidt tot een hogere rotatiestijfheid, de grotere lengte van de bouten leidt tot een lagere rotatiestijfheid. Omdat de grootte van beide invloeden niet duidelijk is, worden de formules voor de traditionele boutverbindingen gebruikt. Het is het meest waarschijnlijk dat de invloed van het ontbreken van de stalen bakjes het grootst is en dat de rotatiestijfheid dus hoger is dan bij de berekeningen wordt aangehouden. Verderop in dit hoofdstuk zal de een berekening gemaakt worden met een hogere rotatiestijfheid, om te kunnen zien welke invloed dit heeft.

Vanwege de beperkte ervaring met dit type boutverbinding zullen in de praktijk schaalproeven uitgevoerd moeten worden om de eigenschappen van de verbinding nauwkeuriger te bepalen.

De buigstijfheid van de segmentbouten ($3\phi 30$, $10 \cdot 9$) kan worden benaderd door (§ 5.2.1):

$$K_{\Theta} = \frac{A_s E_s (d-y) \left(d - \frac{y}{3}\right)}{l_s}$$

met y :

$$y = \frac{n A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{n A_s}} \right)$$

Hierin geldt:

- n : 10
- A_s : $3 \cdot 5,61 \text{ cm}^2 = 16,83 \text{ cm}^2$ ($3\phi 30$)
- b : 150 cm
- d : 25,5 cm
- E_s : $2,1 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- l_s : 53,71 cm

Dit geeft:

- y : 6,525 cm
- K_{Θ} : 2909,8 tfm/rad (= $2,91 \cdot 10^8 \text{ kgfcm/rad}$)

6.4.5 Controleberekeningen

Er worden een beperkt aantal controleberekeningen uitgevoerd, omdat geen compleet overzicht van de vereiste controles verkregen kon worden. Met name de controles die betrekking hebben op specifieke Japanse voorschriften zijn moeilijk te begrijpen. Indien in de toekomst kromme bouten in Nederland toegepast worden, zullen controleberekeningen uitgevoerd moeten worden zoals weergegeven in de Nederlandse voorschriften.

Uiteraard worden met behulp van een aantal standaard controles gecontroleerd of de toegestane spanning in de bouten en in het beton worden overschreden. In Nederland worden dezelfde controles uitgevoerd, maar met andere materiaalkwaliteiten.

Eén van de overige controleberekeningen betreft het overbrengen van de drukkracht in het contactvlak door het beton. De druklijnen in de beton vormen een kegel met een punt van 90 graden, zie de figuur.

In het contactvlak van de segmenten valt een oppervlakte binnen de druklijnen van ongeveer 1067 cm^2 ($= 2/3 \cdot 40 \cdot 40$).

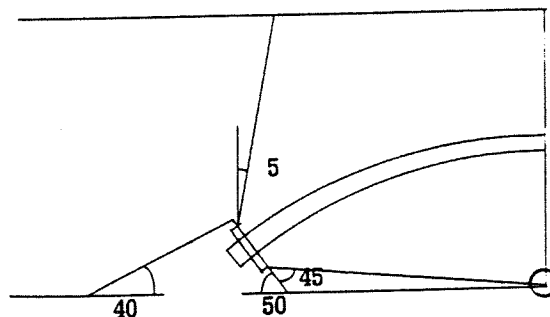


Fig. 8 druklijnen in de beton

De totale toegestane betondruk in dit oppervlak wordt, volgens de Japanse voorschriften:

$$N_a = \Phi_1 * \sqrt{f_{ck}} * A_c$$

Met:

$$\begin{aligned}\phi_1: & 0,4 \\ f_{ck}: & 450 \text{ kgf/cm}^2 \\ A_c: & 1067 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Dit geeft: N_a : 9050 kgf.

Dit is meer dan de druk als gevolg van het aandraaien van de bout (6751 kgf), dus aan deze eis wordt voldaan. Indien deze controle niet voldoet moet het oppervlak binnen de druklijnen nauwkeuriger worden bepaald of moet een langere of dunnere bout toegepast worden.

Een andere controle die wordt uitgevoerd is controleren of het buigende moment dat de verbinding kan overbrengen minimaal gelijk is aan 60% van het buigende moment dat door de wapening van de segmenten kan worden overgebracht. Deze eis wordt waarschijnlijk gesteld om te voorkomen dat de verbindingen onverwachts kunnen breken. Waarom 60% van het buigende moment wordt aangehouden is niet duidelijk. Mogelijk verwacht men door de optredende rotatie ter plaatse van de segmentverbindingen een reductie van de buigende momenten van minimaal 40%, waardoor deze eis garandeert dat de wapening (zichtbaar) zal vloeien voordat de segmentverbindingen bezwijken.

Omdat voor het uitvoeren van deze controle de wapening van de segmenten bekend moet zijn kan deze controle pas in een zeer laat stadium uitgevoerd worden. Deze controle is weergegeven in § 6.5.5. De hier gekozen bouten blijken te voldoen en het toepassen van minder bouten of dunnere bouten blijkt niet mogelijk te zijn.

6.5 Uitkomsten

6.5.1 De uitkomsten van het Common design programma

De berekeningen van de buigende momenten en normaalkrachten zijn in het Common Design programma (hoofdstuk 3) voor de acht voorgeschreven doorsnedes uitgevoerd voor zowel hoog als laag water. In onderstaande tabel is voor elke voorgeschreven doorsnede het maximale en het minimale buigende moment met de daarbij horende normaalkracht gegeven. Van elke doorsnede zijn tevens de drukken op de tunnel gegeven, berekend volgens § 2.3.

Zoals voorheen reeds was verondersteld treedt het maximale buigende moment op in doorsnede D bij laag water. Voor deze doorsnede is een nauwkeuriger berekening uitgevoerd in Moleman. In appendix 1 is de complete invoer en uitvoer gegeven van de berekening die is uitgevoerd in doorsnede D bij laag water.

doorsnede	grondwaterstand	σ_1	σ_2	σ_3	Maximaal buigend moment (met normaalkracht)		Minimaal buigend moment (met normaalkracht)	
		tf/m ²	tf/m ²	tf/m ²	tfm	tf	tfm	tf
A	laag	22,43	16,26	27,81	18,54	121,25	-15,24	148,55
	hoog	22,41	16,67	28,22	16,23	123,50	-13,15	148,49
B	laag	35,26	23,01	33,76	29,99	176,60	-20,88	220,05
	hoog	35,24	23,57	24,32	28,67	178,37	-20,05	219,93
C	laag	48,00	31,81	42,91	38,60	239,58	-26,22	295,36
	hoog	47,97	32,68	43,77	36,61	242,24	-24,99	295,22
D	laag	49,55	32,79	43,89	39,80	245,54	-27,03	302,78
	hoog	49,51	34,06	43,15	36,77	249,53	-25,16	302,53
E	laag	26,55	23,03	34,87	7,41	169,62	-9,20	186,89
	hoog	29,61	26,09	37,93	7,41	187,86	-9,20	205,13
F	laag	45,25	30,09	41,15	37,53	224,01	-26,10	278,08
	hoog	45,20	31,31	42,37	34,44	227,98	-24,14	278,61
G	laag	36,67	25,21	36,96	35,66	190,17	-28,47	238,08
	hoog	36,62	26,27	38,02	33,76	192,18	-26,97	237,84
H	laag	26,50	17,45	29,35	27,72	132,62	-22,42	170,96
	hoog	26,47	18,01	29,91	25,46	135,06	-20,55	170,84

Het maximale buigende moment bevindt zich in elke doorsnede bovenin de lining (trek aan de binnenzijde van de segmenten). De minimale momenten bevinden zich aan de linker- en rechterzijde van de lining (trek aan de buitenzijde van de segmenten).

Uit de tabel moge duidelijk zijn dat de buigende momenten in de lining veel sterker variëren dan de normaalkrachten. Dit rechtvaardigt dat ter bepaling van de maatgevende doorsnede wordt gezocht naar het maximale buigende moment in de lining.

De enige uitzondering op het bovenstaande is doorsnede E, de doorsnede onder de Oude Maas. Doordat de korreldrukken in deze doorsnede zeer klein zijn ten opzichte van de waterdrukken wordt de tunnel niet "plat gedrukt" (het zogenaamde "verticaal ovaliseren", de meest voorkomende wijze van vervormen).

De grootste drukken die op de tunnel werken bevinden zich in dit geval links- en rechtsonder. Dit in combinatie met de neiging van de tunnel om op te drijven resulteert in een maximum moment in het

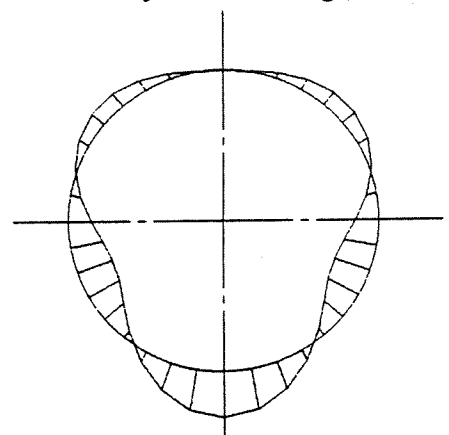


Fig.10 M-lijn in doorsnede E

onderste punt van de ring. Omdat de korreldrukken in doorsnede E niet wijzigen als gevolg van een waterstandsverandering zijn de buigende momenten voor hoog en laag water aan elkaar gelijk. De normaalkracht in de lining verandert uiteraard wel als gevolg van een andere waterstand.

De grootte van de buigende momenten in doorsnede E is niet voor het maken van het segmentontwerp van belang omdat het niet de maatgevende momenten zijn.

6.5.2 De uitkomsten van Moleman

In doorsnede D bij laag water zijn de volgende invoerwaarden gebruikt:

- $k_{\text{soil.tang}} = 1 \text{ tf/m}^3$ (tangentele beddingsconstante).
Het prestatiebestek verbiedt het meenemen in de berekening van de tangentele beddingsconstante. De tangentele beddingsconstante is gelijk genomen aan 1 tf/m^3 omdat de tunnel ongeveer 20 centimeter roteert indien hij geheel helemaal weggelaten wordt. Een dergelijke rotatie is niet reëel. Normaal gesproken houdt men in Japan een tangentele beddingsconstante gelijk aan 1/3 deel van de radiale beddingsconstante, in dit geval gelijk aan $1/3 * 2300 = 767 \text{ tf/m}^3$. De hier aangenomen waarde van 1 tf/m^3 is ten opzicht hiervan ongeveer gelijk aan 0 tf/m^3 .
Als gevolg van deze kleine tangentele beddingsconstante draait de tunnel enigszins, waardoor de vervorming van de lining (=radiale vervorming) kleiner is dan de berekende totale vervorming (= radiale+tangentele vervorming). Dit is niet bezwaarlijk, omdat de vervormingen die in Moleman berekend worden niet overeenkomen met de werkelijkheid.
- de drukken die op de tunnel werken zijn berekend zoals weergegeven in §2.3, voor het grondprofiel dat is weergegeven in §6.2.4. Hieruit volgt:
 $\sigma_1 = 74,33 \text{ tf/m}^2$
 $\sigma_2 = 49,19 \text{ tf/m}^2$
 $\sigma_3 = 65,84 \text{ tf/m}^2$
 $\sigma_4 = 79,23 \text{ tf/m}^2$
 De drukken worden in Moleman ingevoerd per ringbreedte, in dit geval dus per $1,5 \text{ m}^2$. De drukken waarmee de berekeningen in het Common design programma zijn uitgevoerd zijn even groot, maar deze zijn weergegeven per m^2 (zie appendix 1).
- $\lambda = 0,43$

Met Moleman worden (per ring) de volgende krachten gevonden in doorsnede D bij laag water:

$M_{\text{max}}: 35,14 \text{ tfm}$
 $N_{\text{min}}: 256,7 \text{ tf}$
 $M_{\text{min}}: -19,0 \text{ tfm}$
 $N_{\text{max}}: 319,0 \text{ tf}$
 $S_{\text{max}}: 25,8 \text{ tf}$

Net als bij het Common design programma het geval is bevindt het maximale buigende moment zich in het bovenste punt van de tunnel, en bevindt het minimale buigende moment zich aan de linker- en rechterzijde van de lining.

Een complete invoer en uitvoer van een berekening in doorsnede D bij laag water is gegeven in appendix 2. In de berekening die in appendix 2 is weergegeven is echter de tangentele beddingsconstante gelijk aan 1/3 van de radiale beddingsconstante, en niet (vrijwel) gelijk aan 0 tf/m , zoals voorgeschreven in het prestatiebestek. Als gevolg hiervan is het maximale buigende moment dat in de appendix is weergegeven kleiner ($32,76 \text{ tfm}$). De normaalkracht verandert uiteraard vrijwel niet vanwege de veranderde tangentele beddingsconstante.

De belangrijkste onderdelen uit appendix 2 zijn:

- onder punt 1 (blz. 1): de afmetingen van de segmenten.
- onder punt 3 (blz. 1): de plaatsing van de segmenten van de drie ringen, zoals weergegeven in § 6.3.
- onder punt 5 (blz. 4): de gegevens van de segmenten van de middelste ring.
- onder punt 7 (blz. 4): de gegevens van de segmentverbindingen van de middelste ring.
- onder punt 10 (blz. 5): de gegevens van de ringverbindingen.
- onder punt 12 (blz. 5): de beddingsconstanten van de grond ($k_{\text{soil,tang}}$ ongelijk aan 1).
- onder punt 14 (blz. 5): de drukken die op de tunnel werken.

Bij de appendix is een meer uitgebreide toelichting gevoegd.

6.5.3 Vergelijking van de uitkomsten

De uitkomsten van het Common design programma en Moleman zijn in doorsnede D bij laag water als volgt:

	Common design programma	Moleman
Maximaal buigend moment (tfm)	39,80	35,14
Bijbehorende Normaalkracht (tf)	245,54	256,7
Minimaal buigend moment (tfm)	-27,03	-19,0
Bijbehorende Normaalkracht (tf)	305,61	319,0
Dwarskracht in de lining (tf)	21,23	25,80

Uit deze vergelijking blijkt dat het maximale buigende moment dat in het Common design programma wordt gevonden aanzienlijk hoger is dan het maximale buigende moment dat in Moleman gevonden wordt (13%). Indien de tangentiale beddingsconstante wordt gehanteerd zoals in Japan gebruikelijk is, is het verschil ongeveer 20%.

De conclusie die hieruit (voor deze berekening) getrokken kan worden is duidelijk: volgens de programma's die hier zijn gebruikt wordt het maximale buigende moment gereduceerd indien de aanwezigheid van de segmentverbindingen in de berekeningen wordt meegenomen. Door de krachten in de lining nauwkeuriger te berekenen zullen de segmenten minder zwaar gedimensioneerd hoeven te worden, waardoor de prijs van de segmenten omlaag zal gaan.

Volgens de tunnel-experts van Obayashi Corporation worden altijd lagere buigende momenten gevonden indien de invloed van de segmenten meegenomen wordt in de berekening. Over het algemeen is echter het verschil kleiner dan hier het geval is. (Zie ook de grafiek die in § 2.4.4 gegeven is.)

De normaalkracht verschilt niet veel tussen de twee gebruikte methodes. Dit is niet vreemd, omdat de berekening van de normaalkracht veel eenvoudiger (en duidelijker) is dan de berekening van de buigende momenten.

Bijvoorbeeld: de maximale normaalkracht in de lining wordt ongeveer als volgt berekend:

$$N_{\max} = \sigma_1 * (R_c + 0,2) = 74,325 * (3,975 + 0,2) = 310,3 \text{ tf.}$$

Zowel het Common design programma als Moleman geven een maximale normaalkracht die dicht bij deze waarde ligt.

Indien aan de hand van de uitkomsten van Moleman gecontroleerd wordt of in de berekeningen de segmentverbindingen een extra grote rotatiestijfheid hebben vanwege de aanwezigheid van de normaalkracht in de lining, dan wordt gevonden:

$$m = M/(N*a) = 35,14/(256,7*0,355) = 0,39.$$

(a = de inwendige arm in het segment)

In de grafiek in § 5.2.1 is te zien dat in dit geval de rotatiestijfheid die ontstaat als gevolg van de aanwezigheid van de normaalkracht niet meegerekend dient te worden. Echter, indien (een deel van) deze rotatiestijfheid in de berekening meegenomen zou worden, wordt het buigende moment hoger. In § 6.5.5 wordt aangetoond dat dit geen probleem hoeft te zijn.

N.B.: Een verlaging van de buigende momenten met 20% betekent uiteraard niet dat de segmenten 20% goedkoper worden. Slechts in grensgevallen leiden berekeningen in Moleman tot dunnere segmenten. Voor het ontwerp van de segmenten van de Botlektunnel levert een kleiner buigend moment alleen voordeel op voor de wapening van de segmenten, omdat een minimale segmenthoogte van 40 centimeter vereist is. Indien de segmenten ontworpen aan de hand van de buigende momenten die met het Common design programma berekend zijn is een segmenthoogte van 40 centimeter ook voldoende (dit is berekend).

6.5.4 Bepaling van de wapening

In deze fase van het ontwerpproces wordt slechts gecontroleerd of de segmenten bij aanwezigheid van de beide hoofdwapeningslagen de berekende krachten kunnen weerstaan, zonder dat één wapeningslaag een oppervlakte heeft van meer dan 1,0% van het effectieve betonoppervlak. (Het effectieve betonoppervlak is het gebied tussen de op trek belaste hoofdwapeningslaag en de zijde van het segment dat op druk belast wordt.)

Bij de bepaling van de wapening wordt gebruik gemaakt van een eenvoudig computerprogramma, genaamd UC-1, dat bij de meeste Japanse aannemers wordt gebruikt. Met dit programma kan de wapening bepaald worden voor betonnen doorsnedes die door een combinatie van buigend moment en normaalkracht belast worden.

In deze fase wordt niet gelet op de dwarswapening, de beugels, de verdeelwapening of de wapening om boutkrachten in te leiden. Dit soort wapening wordt tijdens de detailleringsfase bepaald.

Ook wordt in dit stadium niet gekeken naar de wapening van het sluitsegment. Het buigende moment in het sluitsegment zal veel kleiner zijn dan het maximale buigende moment dat elders in de ring kan optreden. Het zou hierdoor mogelijk moeten zijn het sluitsegment lichter te wapenen dan de overige segmenten. Of dit reeds gebeurt is niet bekend.

De berekening van de wapening wordt uitgevoerd zoals in § 2.4.5 is weergegeven.

Hierbij wordt aangehouden:

- de hoogte van de segmenten = 40 cm.
- de breedte van de segmenten = 150 cm.
- de wapeningsdekking aan de binnenzijde van de segmenten = 5,0 cm.
- de wapeningsdekking aan de buitenzijde van de segmenten = 3,5 cm.
- de toelaatbare betondruk = 150 kgf/cm².
- de toelaatbare wapeningsspanning = 2000 kgf/cm².
- de krachten op de lining zoals weergegeven in 6.5.3.

Met deze gegevens volgt uit de computerberekening dat de hoofdwapeningslagen bijvoorbeeld kan bestaan uit 11 staven $\phi 19$. Deze wapeningsstaven hebben een hart op hart afstand van 13,6 centimeter en elke wapeningslaag heeft een oppervlakte van 31,515 cm², ongeveer 0,5% van de betondoorsnede. Dit is minder dan 1%, dus dit voldoet aan de eis die wordt gesteld aan het maximale wapeningspercentage.

Op de berekening van deze wapening wordt hier niet verder ingegaan, omdat de rekenregels van de computerberekening niet precies bekend zijn. Bovendien zijn dergelijke berekeningen in Nederland ook bekend. Doordat de toegestane spanningen in Nederland anders zijn (in Nederland zijn deze meestal hoger dan in Japan het geval is), zal volgens de Nederlandse rekenregels waarschijnlijk meestal minder wapening nodig zijn. Er is niet onderzocht op welke punten de Japanse en Nederlandse rekenregels verschillen.

In § 6.7.2 wordt berekend of het mogelijk is dunnere segmenten te gebruiken indien meer wapening wordt toegepast. Voor de Botlektunnel is dit echter niet van belang, omdat in het prestatiebestek een minimale dikte van 40 centimeter wordt voorgeschreven.

6.5.5 Controle berekening van de segmentverbinding

Zoals beschreven is in § 6.4.5 moet nog één controleberekening worden uitgevoerd nadat de wapening van de segmenten bepaald is: het buigende moment dat de segmentverbindingen over kunnen brengen moet minimaal gelijk zijn aan 60% van het buigende moment dat door de segmentwapening overgebracht kan worden.

Dit buigende moment volgt direct uit de computerberekening en wordt bepaald volgens:

$$M_{ra} = \sigma_{sa} * \frac{I}{n * (d-x)}$$

met hierin:

$$x = \frac{n(A_s + A'_s)}{B} + \sqrt{\left(\frac{n(A_s + A'_s)}{B}\right)^2 + \frac{2n(A_s * d + A'_s * d')}{B}} = 9,19 \text{ centimeter}$$

$$I = \frac{Bx^3}{3} + n * A_s * (d-x)^2 + n * A'_s * (x-d')^2 = 2,31 * 10^5 \text{ cm}^4$$

met hierin (zie de figuur in § 2.4.5):

σ_{sa} :	2000 kgf/cm ²
n:	10
B:	150 cm
$A_s = A_s'$:	31,515 cm ²
d:	33,5 cm
d':	5,0 cm

Hieruit volgt dat de segmentverbindingen minimaal moet kunnen overbrengen:
 $0,6 * 18,97 \text{ tfm} = 11,38 \text{ tfm}$.

Het buigende moment dat een segmentverbinding over kan brengen wordt bepaald volgens:

$$M_{jb} = \frac{B * x * (d - \frac{x}{3})}{2n * \frac{d-x}{x}} * \sigma_b$$

met hierin:

$$x = \frac{n * A_b}{B} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * B * d}{n * A_b}} \right) = 7,73 \text{ centimeter}$$

met hierin:

B:	150 cm
σ_b :	3000 kgf/cm ²
n:	15
d:	25,5 cm (zie § 6.4.2)
A_b :	16,83 cm ² (3 * 5,61, zie § 5.2.1)

Hieruit volgt: $M_{jb} = 11,56 \text{ tfm}$.

Dit is meer dan 11,38 tfm, dus de segmentverbinding voldoet aan deze controle.

N.B.: Op het eerste gezicht is het vreemd dat de segmentverbindingen maximaal een buigend moment over kunnen brengen dat veel kleiner is dan het maximale buigende moment dat in de lining optreedt. De aanwezigheid van de rotatiecapaciteit van de segmentverbindingen verlaagt echter de buigende momenten in de segmentverbindingen, zoals is te zien in de figuren en tabellen van appendix 2.

Stel dat de segmentverbinding niet sterk genoeg zou blijken te zijn. Er zou dan gekozen worden voor het toepassen van 3 segmentbouten $\phi 33$ per segment.

De eigenschappen van de segmentverbinding met deze kromme bouten zijn:

K_{θ} :	3456 tfm/rad
K_{r1} :	$1,629 * 10^4 \text{ tf/m}^1$
K_{r2} :	$1,439 * 10^3 \text{ tf/m}^1$
A_b :	20,82 cm ²

In Moleman resulteert dit in:

$M_{\max} = 37,42$ tfm, met een bijbehorende normaalkracht van 259,6 tf.

Hieruit volgt: $M_{\text{jb}} = 14,44$ tfm, terwijl de wapening in dit geval vrijwel gelijk kan blijven. Deze controle voldoet dus ruimschoots voor deze bouten.

Wat uit deze berekening tevens geconcludeerd kan worden, is dat het segmentontwerp (vrijwel) hetzelfde zou zijn geworden indien K_{θ} groter zou zijn. Dit is onder andere het geval indien:

- de rotatiestijfheid als gevolg van de aanwezigheid van de normaalkracht in de berekening was meegenomen (zie § 5.1.1 en § 6.5.3).
- de rotatiestijfheid van de kromme bouten hoger blijkt te zijn dan de rotatiestijfheid van de traditionele bouten, bijvoorbeeld vanwege de afwezigheid van de stalen bakjes.

6.6 De invloed van de invoerwaarden

6.6.1 Inleiding en uitgangspunt

In deze paragraaf wordt gekeken naar de invloed van een aantal invoerwaardes. Dit wordt gedaan aan de hand van berekeningen in het Common design programma en in Moleman.

Uitgangspunt is hierbij dat deze programma's de invloed van de gevarieerde invoerwaarden op de juiste wijze in de berekening meenemen.

De berekeningen in de paragrafen 6.6 en 6.7 worden uitgevoerd voor de Botlektunnel. Deze berekeningen worden echter, niet uitgevoerd op de manier die in het prestatiebestek wordt voorgeschreven, maar op de Japanse wijze. Dit in tegenstelling tot de berekeningen die in §6.5 zijn weergegeven. Dit betekent dat de tangentiale beddingsconstante ($k_{\text{soil,tang}}$) gelijk wordt genomen aan 1/3 van de radiale beddingsconstante ($k_{\text{soil,rad}}$) en dus gelijk is aan 667 tf/m^3 . (Het prestatiebestek schrijft verwaarlozing van $k_{\text{soil,tang}}$ voor.)

De reden hiervoor is dat deze berekeningen reeds waren uitgevoerd toen bleek dat voor de Botlektunnel speciale eisen gesteld worden aan de tangentiale beddingsconstante.

Enkele van de invoerwaarden van de berekening waar alle berekeningen uit deze (en de volgende) paragraaf mee vergeleken worden zijn:

σ_1 :	73,095 tf/m ¹ /ring
σ_2 :	48,660 tf/m ¹ /ring
σ_3 :	62,295 tf/m ¹ /ring
σ_4 :	78,000 tf/m ¹ /ring
$k_{\text{soil,rad}}$:	2300 tf/m ³
$k_{\text{soil,tang}}$:	667 tf/m ³
λ :	0,43
K_{θ} :	2909,8 tfm/rad (3 kromme bouten $\phi 30$, aangedraaid op 80%)
K_r en K^* :	$1,317 \cdot 10^4$ tf/m (1° tak)

De sluitsegmenten bevinden zich aan de linker- en rechterzijde in de lining en de segmenten liggen in de bovenste helft van de lining in een halfsteensverband.

De uitkomsten van Moleman waarmee alle andere berekeningen uit deze (en de volgende) paragraaf mee vergeleken wordt zijn:

M_{\max} :	32,77 tfm
N_{\min} :	255,0 tf
M_{\min} :	-16,74 tfm
N_{\max} :	308,1 tf
S_{\max} :	23,95 tf (maximale dwarskracht in de ring)
Q_{\max} :	5,3 tf (maximale bout dwarskracht)
δ_{\max} :	1,07 cm (verticale vervorming van het bovenste punt van de ring)

Voorheen is reeds gezegd dat de vervormingen niet met de werkelijkheid overeen zullen komen, maar voldoende zijn om uitkomsten onderling te kunnen vergelijken.

Een complete invoer en uitvoer van deze berekening zijn weergegeven in appendix 2. Als afsluiting van deze appendix zijn de uitkomsten in figuren weergegeven.

6.6.2 De invloed van $k_{\text{soil,rad}}$

Als eerste wordt aan de hand van een aantal berekeningen bekeken hoe belangrijk de invloed is van de radiale beddingsconstante van de grond. De berekeningen worden zowel in het Common design programma als in Moleman uitgevoerd.

Voor de berekeningen in Moleman worden de invoerwaardes gebruikt zoals voorheen weergegeven.

Voor de berekeningen in het Common design programma worden de volgende invoerparameters aangehouden (zie appendix 1):

P_0 :	2,5 tf/m ²
W :	25,97 tf per m ¹ tunnel
H_0 :	24,456 m
H_w :	19,66 m
γ_{nat} :	1,94 tf/m ³
γ' :	0,92 tf/m ³
R_0 :	4,175 m ($R_c = 3,975$ m)
λ :	0,43

Hiermee zijn voor verschillende beddingsconstantes de volgende buigende momenten gevonden:

beddingsconstante (radiaal, in tf/m ³)	Common design M_{\max} (tfm)	Moleman M_{\max} (tfm)
4500	32,81	25,18
3000	37,74	29,35
2300	39,80	32,77
1800	42,93	34,78
1400	46,37	37,44
1100	49,82	40,87
700	56,34	49,72
500	60,90	55,32

De waarden uit de tabel zijn in een grafiek uitgezet.

Duidelijk is te zien dat het buigende moment groter wordt naarmate de beddingsconstante kleiner is en dat het verschil in de buigende momenten tussen de berekening met het Common design en Moleman altijd van gelijke orde grootte is.

De keus die in § 6.2.4 is gemaakt voor de middelste waarde van de beddingsconstante is dus een onveilige: in plaats van de middelste moet de laagste beddingsconstante gekozen worden. Dit resulteert in sterkere (en veiliger) segmenten.

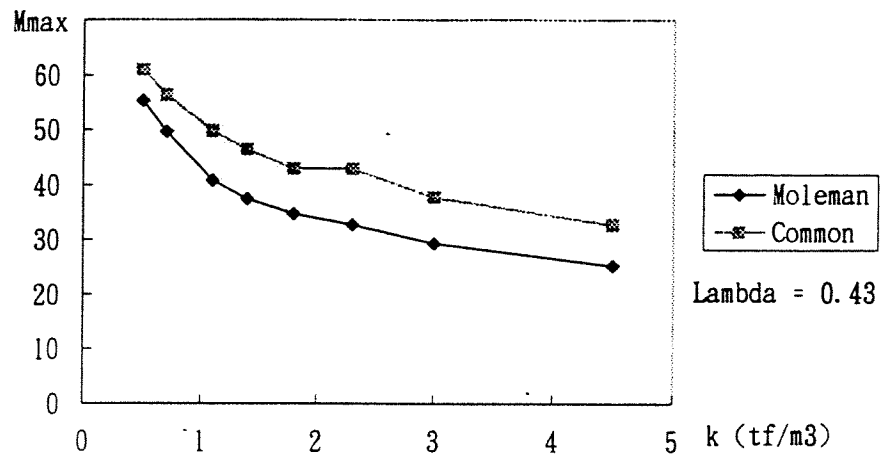


Fig.10 invloed van de beddingsconstante op het buigende moment

Bij bovenstaande berekeningen wordt echter geen rekening gehouden met de verandering van de neutrale gronddrukcoëfficiënt, zoals weergegeven in de tabel in paragraaf 2.3. Indien hiermee rekening gehouden wordt is het gevolg van een verandering van de beddingsconstante tweeledig:

- een lagere beddingsconstante resulteert in een hoger maximaal buigend moment, omdat de lining minder steun aan de grond kan ontlene (zie hierboven)
- zoals is weergegeven in paragraaf 2.3, hoort bij een lagere beddingsconstante (normaalgesproken) een hogere neutrale gronddrukcoëfficiënt, hetgeen resulteert in een kleiner buigend moment als gevolg van de vermindering van het verschil tussen de verticale en horizontale gronddruk (de belangrijkste oorzaak voor de buigende momenten).

Indien de neutrale gronddrukcoëfficiënt (λ) wordt aangepast volgens de tabel uit § 2.3 heeft dit de volgende gevolgen op de maximale buigende momenten die gevonden worden in het Common design programma:

beddingsconstante (tf/m ³)	λ	buigende moment (tfm)
4500	0,40	34,38
3000	0,43	37,74
2300	0,43	39,80
1800	0,50	37,06
1400	0,50	39,81
1100	0,50	42,50
700	0,55	41,48
500	0,60	37,50
330	0,60	32,31

De waarden uit deze tabel zijn in een figuur uitgezet (Common 2) samen met de berekening waarbij de neutrale gronddrukcoëfficiënt werd gewijzigd (Common 1).

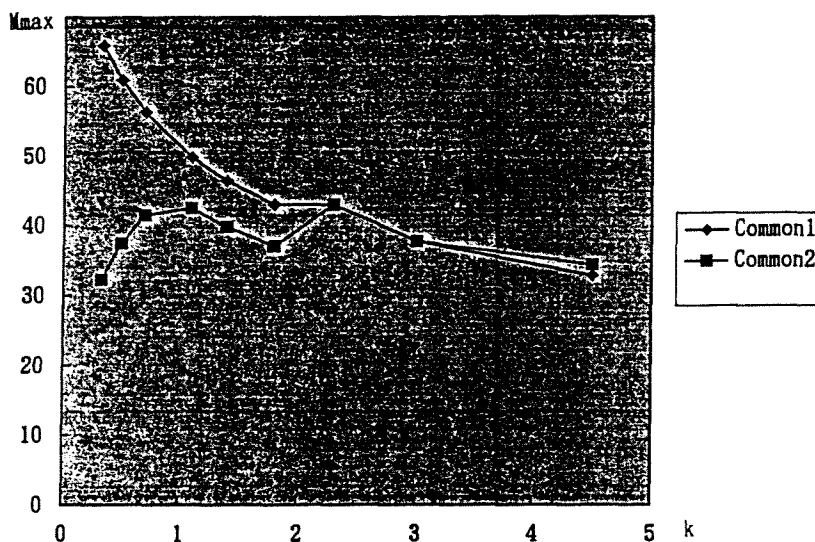
"Common 2" is geen vloeiende lijn omdat λ in stappen is gewijzigd.

Bij $k = 3000$ en 2300 tf/m³ vallen beide grafieken samen omdat λ dezelfde waarde heeft.

Duidelijk is te zien dat de twee bovengenoemde invloeden beide veel invloed hebben.

Aan de hand van de hier uitgevoerde berekeningen is niet te concluderen hoe deze twee invloeden precies samenwerken. Bovendien zijn geen berekeningen uitgevoerd met trilineaire beddingsconstantes of met verschillende grondlagen over de hoogte van de tunnel.

Wel is te concluderen dat zowel de beddingsconstante als de neutrale gronddrukcoëfficiënt een grote invloed hebben op de buigende momenten in de lining. Beide zullen nauwkeurig bekend moeten zijn indien men nauwkeurige berekeningen wil kunnen uitvoeren.



6.6.3 De invloed van $k_{\text{soil,tang}}$

In Japan gaat men doorgaans uit van een tangentielle beddingsconstante ($k_{\text{soil,tang}}$) die gelijk is aan $\frac{1}{3}$ van de radiale beddingsconstante. In het prestatiebestek van de Botlektunnel wordt echter vereist dat $k_{\text{soil,tang}}$ gelijk is aan 0 tf/m^3 . Zoals voorheen gezien leidt deze eis tot een aanzienlijke verhoging (7%) van het buigende moment: van 32,77 tfm (§ 6.6.1) naar 35,10 tfm (§ 6.5.2).

De maximale normaalkracht in de lining wordt iets groter (3%) door de verlaging van $k_{\text{soil,tang}}$. Een mogelijke verklaring hiervoor is dat aan de linker- en rechterzijde door rotatie van de lining enige wrijving ontstaat, waardoor een klein deel van de normaalkracht aan de grond wordt overgedragen. Deze rotaties zijn echter deels ontstaan doordat de lining bij een dergelijke lage $k_{\text{soil,tang}}$ enigszins roteert (ongeveer 1 centimeter), hetgeen in werkelijkheid niet zomaar zal gebeuren.

Er kan geconcludeerd worden dat het in de berekening meenemen van de tangentielle beddingsconstante leidt tot een kleiner maximaal buigend moment in de lining. Hoe groot deze tangentielle beddingsconstante precies is en welk deel ervan in berekeningen meegenomen mag worden moet nader onderzocht worden.

6.6.4 De plaats van het sluitsegment

Tijdens de bouw van de tunnelling worden de sluitsegmenten bij voorkeur bovenin de ring geplaatst. Om naden in longitudinale tunnelrichting te voorkomen (zie hoofdstuk 2) worden de sluitsegmenten afwisselend links en rechts van het bovenste punt van de ring geplaatst.

De segmentverbindingen zijn zwakke plekken in de ring: als gevolg van hun (relatief) kleine buigstijfheid treden ter plekke van de segmentverbindingen rotaties op en worden de buigende momenten verkleind (zie hoofdstuk 2).

Indien de sluitsegmenten zich bovenin bevinden wordt het maximale buigende moment gereduceerd (dit bevindt zich immers bovenin). Dit is in de figuur weergegeven: het sluitsegment bevindt zich rechts van het bovenste punt, waardoor het buigende moment zich niet goed kan ontwikkelen en zich niet precies in het bovenste punt van de ring bevindt. In dit geval is het maximale buigende moment 27,0 tfm.

Indien het sluitsegment zich precies bovenin zou bevinden, is het maximale buigende moment nog kleiner en treedt (in absolute waarde) aan de beide zijkanten op.

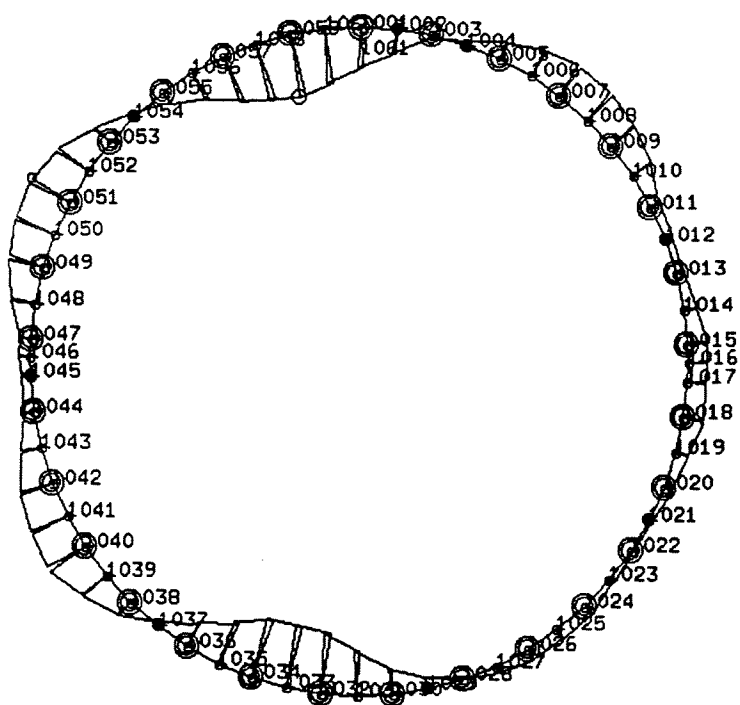


Fig.12 momentenlijn indien het sluitsegment zich bovenin bevindt

Tijdens het maken van bochten kunnen de sluitsegmenten niet altijd bovenin de ring geplaatst worden, waardoor het buigende moment niet (of nauwelijks) gereduceerd wordt.

Omdat de segmenten het grootst mogelijke buigende moment moeten kunnen weerstaan, worden de berekeningen in Moleman uitgevoerd zoals in de figuur in appendix 2 is te zien: de segmentverbindingen van de middelste ring zijn zo ver mogelijk verwijderd van het bovenste punt van de ring en de sluitsegmenten bevinden zich afwisselend aan de linker- en rechterzijde.

De segmenten van de aangrenzende ringen overlappen de sluitsegmenten geheel, waardoor roteren van het sluitsegment niet mogelijk is (zie hoofdstuk 2). Op deze wijze wordt een maximaal buigend moment gevonden van 32,77 tfm.

Indien de sluitsegmenten allemaal aan dezelfde kant geplaatst worden, en niet afwisselend aan de linker- en rechterzijde, wordt een maximaal buigend moment gevonden van 31,97 tfm. Doordat de sluitsegmenten zich vlak bij elkaar bevinden ontstaat een zwakke plek in de ring, waardoor in dit punt meer vervormingen mogelijk zijn en de maximale buigende momenten iets minder groot zijn.

Hieruit kan geconcludeerd worden dat de sluitsegmenten afgewisseld aan de linker- en rechterzijde geplaatst worden indien men op zoek is naar het maximale buigende moment dat in een tunnelling kan optreden.

Indien het mogelijk zou zijn de ringen zo te bouwen dat zich (in het zwaarst belaste deel van de tunnels) in elke ring een segmentverbinding nabij het bovenste punt bevindt, kunnen de segmenten lichter gedimensioneerd worden. De buigende momenten worden zoveel gereduceerd dat het voordeel dat hiermee behaald zal kunnen worden dermate groot is, dat nader onderzoek zeker op zijn plaats is.

Indien segmentringen worden toegepast die geen conisch verloop hebben (uitsluitend te gebruiken voor rechte stukken tunnel) is het uiteraard mogelijk de segmenten zo te plaatsen dat zich nabij het bovenste punt van elke ring een segmentverbinding bevindt. Het moet mogelijk zijn deze segmenten lichter te dimensioneren dan de segmenten die in bochten gebruikt wordt. (Bovendien kan de wapening van deze segmenten aangepast worden aan het verloop van het buigende moment in de ring.)

Of dit vanuit financieel oogpunt voordeel oplevert is niet bekend. (In Europa wordt dit in ieder geval niet gedaan: hier worden meestal alleen conische ringen toegepast.)

6.6.5 Het verspringen van de segmenten

In hoofdstuk 2 is bewezen dat voor het verkrijgen van een zo stijf mogelijke lining de segmenten van opeenvolgende ringen in een halfsteensverband moeten worden geplaatst.

Om deze bewering te controleren en om de grootte van de invloed te bepalen is een berekening uitgevoerd waarbij de segmenten over de gehele ring niet in een halfsteensverband geplaatst zijn. Vanwege de afwijkende afmeting van de sluitsegmenten is het noodzakelijk dat alle sluitsegmenten zich aan één kant bevinden.

Deze berekening moet dus vergeleken worden met laatste de berekening uit § 6.6.4.

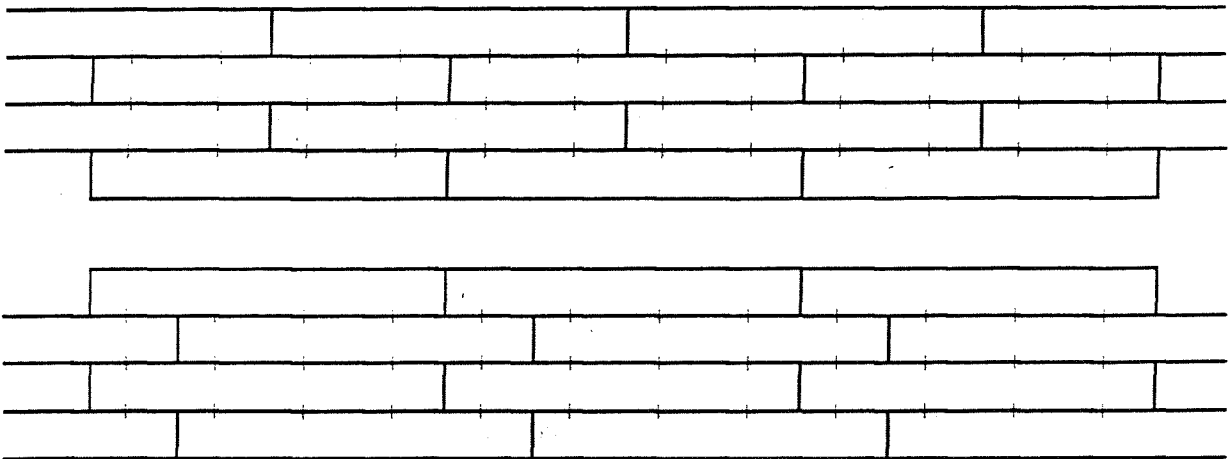


Fig.13 segmenten met vier ringverbindingen in een halfsteensverband (boven) en in een niet-halfsteensverband

Het maximale optredende buigende moment indien de segmenten niet in een halfsteensverband liggen blijkt 30,48 tfm te zijn, een vermindering van 1,5 tfm (5%). De berekende vervormingen nemen, zoals verwacht, een klein beetje toe: van 1,02 naar 1,06 centimeter (verticale zakking van het bovenste punt). Indien men op zoek is naar het maximale buigende moment dat in een tunnelling kan optreden moet men dus de segmenten van opvolgende ringen zoveel mogelijk in een halfsteensverband leggen.

Indien men drie ringverbindingen toepast in plaats van vier, worden de segmenten ook niet in een halfsteensverband geplaatst. Op grond van de voorgaande berekening kan verwacht worden dat het buigende moment daardoor zal verminderen en dat de vervormingen enigszins zullen toenemen. Dit wordt in § 6.7 bekeken.

6.6.6 De Japanse belastingsschematisatie

Zoals in § 2.3 is weergegeven, worden de drukken die op de tunnel werken in Japan berekend alsof de tunnel vierkant is, waarbij de zijden van de tunnel gelijk zijn aan de diameter van de ronde tunnel, gemeten tot de middellijn van de segmenten.

Voor de horizontale drukken klopt dit vrijwel, maar voor de verticale drukken niet: als gevolg van de ronde vorm van tunnels wordt een deel van de drukken op deze wijze niet meegerekend, waardoor de drukken die op de bovenzijde van tunnels werken in werkelijkheid groter zijn dan volgt uit de Japanse schematisatie. Omdat men in Japan tunnels in berekent een evenwichtssituatie, zijn ook de drukken op de onderkant van tunnels volgens de Japanse schematisatie te klein.

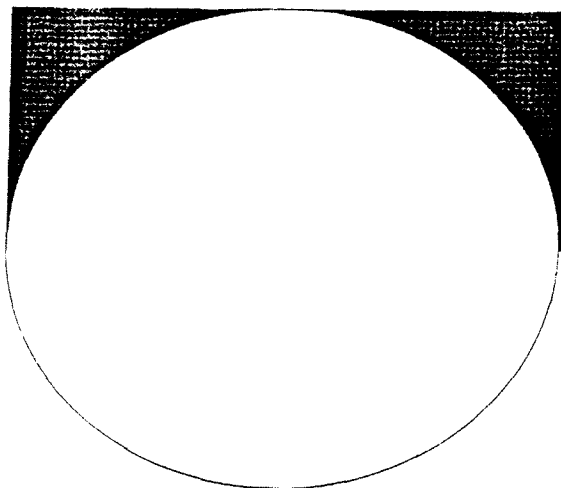


Fig.14 verwaarloosd deel van de gronddrukken

De Japanse schematisatie van de gronddrukken lijkt dus onveilig te zijn: de drukken op de boven- en onderzijde van tunnels zijn in werkelijkheid groter dan volgt uit deze schematisatie.

De gronddruk als gevolg van het gearceerde deel in de figuur wordt in de Japanse schematisatie verwaarloosd. De oppervlakte van dit deel is voor de Botlektunnel $6,8 \text{ m}^2$, 14% van het oppervlak van de tunnel ($=49,64 \text{ m}^2$).

Bij een gronddekking van 1 maal de diameter van de tunnel nemen de verticale drukken die op de tunnel werken met ongeveer 10,7% toe indien deze oppervlakte meegerekend wordt. Naarmate de gronddekking groter is neemt deze invloed in relatieve zin af.

De gronddruk op het bovenste punt van de lining wordt op de juiste wijze berekend, meer naar de linker- en rechterzijde van de tunnel worden de grootste drukken verwaarloosd. Deze drukken dragen echter weinig bij aan het maximale buigende moment, waarschijnlijk geven ze de lining zelfs enige extra steundruk, waardoor het mogelijk is dat ze het maximale buigende moment verminderen (dit is te vergelijken met een hogere beddingsconstante zie § 6.6.2).

Om de invloed te kunnen inschatten die de verwaarlozing van dit deel van de gronddruk heeft, is de werkelijke gronddruk benaderd zoals in de figuur is weergegeven. De druk op de boven- en onderzijde van de tunnel zijn in vier delen opgesplitst.

De gronddrukken zijn als volgt (en in deze volgorde) bepaald:

- de druk op het bovenste punt van de tunnel is gelijk gebleven.
- voor elk van de vier delen op de boven- en onderzijde is de totale druk gelijk aan de werkelijke druk.
- het verloop van de drukken die op de onderzijde van de tunnel werken is gelijk aan het verloop van de drukken die op de bovenzijde van de tunnel werken.
- de totale druk die op de onderzijde van de tunnel werkt is gelijk aan de totale druk die op de bovenzijde van de tunnel werkt, vermeerderd met het gewicht van de lining (overeenkomstig § 2.3). Op deze wijze is de tunnel in evenwicht.

Ook deze schematisatie is natuurlijk geen exacte weergave van de werkelijkheid, maar moet voldoende nauwkeurig zijn om in te kunnen schatten of de gebruikte schematisatie invloed heeft op het maximale buigende moment.

Met deze gronddrukken wordt in Moleman verkregen:

M_{\max} :	32,35 tfm
met N:	258,2 tf
M_{\min} :	-15,30 tfm
met N:	319,8 tf

Het maximale buigende moment is nagenoeg gelijk gebleven. De verhoging van het buigende moment door de grotere druk is dus vrijwel gelijk aan de verlaging van het buigende moment als gevolg van de verbeterde steun door de grond. Voor deze berekeningen van het maximale buigende moment voldoet (in dit specifieke geval) de Japanse schematisatie van de gronddrukken op de tunnel dus prima. Voor andere gevallen zou dit opnieuw bekenen moeten worden.

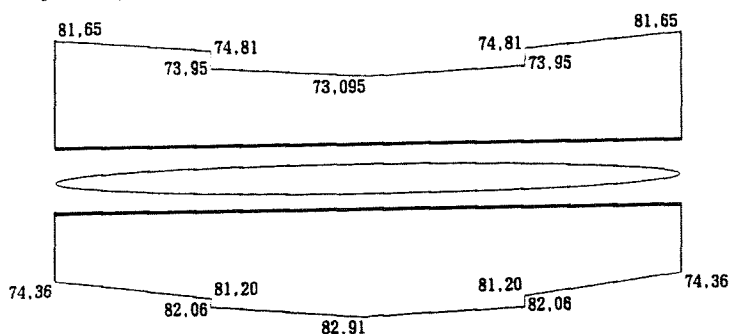


Fig.15 schematisatie van de gronddrukken

De maximale normaalkracht is 3,7% verhoogd. Dit is overeenkomstig de verwachting: bij een dekking van 3 maal de tunneldiameter is de verhoging van de drukken die op de tunnelling werken $\frac{1}{3}$ deel van 10,7% (zie voorheen). Deze verhoging van de normaalkracht maakt het mogelijk minder wapening in de segmenten toe te passen, maar de invloed is minimaal.

De minimale normaalkracht is vrijwel gelijk gebleven. Ook dit is overeenkomstig de verwachtingen: de horizontale drukken zijn immers gelijk gebleven.

6.6.7 De aanwezigheid van doorlopende naden

Indien de segmenten van opvolgende ringen op gelijke wijze geplaatst worden ontstaan doorlopende naden (naden in de lengterichting van de tunnel). Hierdoor zullen alle ringen op dezelfde wijze vervormen, waardoor de ringbouten niet zullen bijdragen aan de stijfheid van de lining. Als gevolg hiervan zullen de buigende momenten in de segmentverbindingen groter zijn dan bij voorgaande berekeningen het geval was.

In Moleman is een berekening uitgevoerd waarbij de segmenten van de drie berekende ringen op dezelfde wijze zijn geplaatst.

Uit de berekening blijkt dat:

- de segmentverbindingen grote rotaties ondergaan. In de figuur zijn de knikken in de vervormingslijn bij de segmentverbindingen (de zwarte stippen) duidelijk zichtbaar.
- het maximale buigende moment sterk gereduceerd wordt (slechts 18,80 tfm in plaats van 32,76 tfm, een reductie van ruim 40%). Dit wordt veroorzaakt doordat de ringverbindingen geen deel van de buigende momenten tussen de aangrenzende ringen overdragen, zoals beschreven in § 5.1.2.2.
- de aanwezigheid van de doorlopende naden geen invloed heeft op de normaalkracht in de lining.
- de buigende momenten in de segmentverbindingen toenemen.

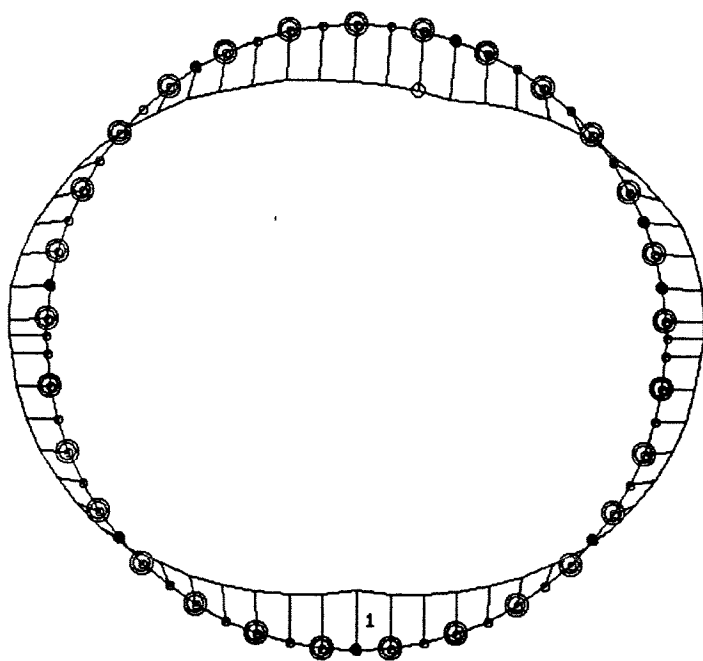


Fig.16 vervormingslijn in geval van doorlopende naden

Een praktische probleem dat optreedt indien grote rotaties optreden in segmentverbindingen is de kans op het ontstaan van spleten tussen de segmenten die het functioneren van de waterafsluiting onmogelijk maken.

6.6.8 Conclusies

De belangrijkste conclusies uit § 6.6 zijn:

- om het grootste buigende moment in een doorsnede te vinden moeten de segmentverbindingen zich zo ver mogelijk bij het bovenste punt van de tunnel vandaan bevinden. Bovendien moeten de segmenten in een halfsteensverband geplaatst worden en moeten de sluitsegmenten afwisselend aan de linker- en rechterzijde van de tunnel geplaatst worden.
- doorlopende naden in de lining moeten worden voorkomen, vanwege de grote rotaties die hierdoor ontstaan in de segmentverbindingen.
- de beddingsconstante en de neutrale gronddrukcoëfficiënt hebben beide een grote invloed op de buigende momenten in de lining. Om op nauwkeurige wijze de buigende momenten in een ring te kunnen bepalen moeten deze waarden zeer goed bekend zijn.
- om het grootste buigende moment in een doorsnede te vinden moeten de neutrale gronddrukcoëfficiënt en de beddingsconstante zo klein mogelijk gekozen worden.
- het niet meerekenen van de tangentiale beddingsconstante vergroot de buigende momenten. Nader onderzoek dient uitgevoerd te worden naar de bepaling van deze constante en naar de verwerking ervan in berekeningen.
- de wijze waarop men in Japan de gronddrukken schematiseert lijkt goed geschikt te zijn voor de bepaling van de buigende momenten. De berekende normaalkrachten zijn iets te klein indien deze schematisatie gebruikt wordt.
- de segmenten kunnen goedkoper gemaakt worden door de buigende momenten zo veel mogelijk te beperken. Dit kan onder andere gedaan worden door in elke ring een segmentverbinding of een sluitsegment nabij het bovenste punt geplaatst kan worden of door de segmenten niet in een halfsteensverband te plaatsen. Het nadeel hiervan is een toename van de vervormingen.

6.7 Mogelijke kostenbesparingen voor de lining

6.7.1 Inleiding

In deze paragraaf wordt bekeken of kosten bespaard kunnen worden op het gemaakte ontwerp voor de Botlektunnel. Hiertoe worden een aantal varianten voor de lining berekend met behulp van het Common design programma en met behulp van Moleman.

Als afsluiting van deze paragraaf worden een aantal technieken beschreven die (in de toekomst) tot goedkopere linings zullen leiden. Een deel van deze ontwikkelingen en mogelijkheden is momenteel "wishfull thinking", of puur hypothetisch, maar geeft weer waar men naar streeft.

6.7.2 Dunnere segmenten toepassen

Voor de segmenten van de Botlektunnel wordt in het prestatiebestek een minimumhoogte vereist van 40 centimeter. Het berekende wapeningspercentage is bij deze segmenthoogte veel lager dan is toegestaan: 0,5% per hoofdwapeningslaag, in plaats van de maximaal toegestane 1,0%. Het segmentoppervlak dat bij de berekening van de percentage in rekening gebracht mag worden is in dit geval 150 centimeter breed en 34 centimeter hoog: de trekzijde van het segment mag tot het midden van de wapeningsstaven niet worden meegerekend. (De segmenthoogte is 40 centimeter, de dekking aan de binnenzijde van de segmenten is 5,0 centimeter (voorgeschreven) en de wapeningsstaven zijn $\phi 19$, vandaar de hoogte van 34,0 centimeter.)

Indien segmenten worden toegepast met een dikte van 35 centimeter, wordt een besparing van 12,5% behaald op de hoeveelheid beton en hoeft per segmentring 1,86 m³ minder grond ontgraven te worden. Hier tegenover staat dat meer wapening toegepast zal moeten worden.

Om inzicht te verkrijgen in de invloed van de segmenthoogte op het maximale buigende moment is als eerste een berekening gemaakt in het Common design programma. Deze berekening is uitgevoerd in het Common design programma omdat in de uitvoer duidelijk te zien is wat de herkomst is van een verandering in het buigende moment. Uitgangspunt hierbij is de berekening die in appendix 1 is weergegeven. Het centrum van de tunnel blijft op dezelfde diepte, dus de dekking van de tunnel neemt 5 centimeter toe.

Bij deze berekening wordt een maximaal buigend moment gevonden van 34,28 tfm per ring, een vermindering van 5,52 tfm (14%).

θ	PV1	PH	q	P _g	1m当り	1リング当り
0	193.69	-145.98	-29.76	4.90	22.85	34.28
10	182.01	-137.44	-28.42	4.64	20.79	31.18
20	148.37	-112.78	-24.43	3.91	15.07	22.60

Fig.17 de componenten van het maximale buigende moment in een lining van 35 centimeter dikte (vergelijk met appendix 1)

Deze vermindering is het gevolg van de volgende invloeden:

- een vermindering van het buigende moment met 3,08 tfm door de veranderde verticale gronddruk die op de tunnel werkt. De verticale spanning is weliswaar hoger geworden, maar deze werkt over een kleiner oppervlak.
- een verhoging van het buigende moment met 2,73 tfm door de veranderde horizontale gronddruk die op de tunnel werkt. De horizontale spanningen zijn onveranderd, maar doordat de oppervlakte van de tunnel is verminderd neemt de steundruk die door de horizontale gronddruk wordt geleverd af.
- een vermindering van het buigende moment met 4,04 tfm door een verhoging van de steundruk van de grond als gevolg van toegenomen vervormingen. Door de verminderde dikte is de buigstijfheid van de lining met $\frac{1}{3}$ afgenomen ($35^3/40^3 = 0,67$), waardoor de vervormingen groter zijn en de grond een grotere reactiekracht levert (voor uitgebreide uitleg: zie hoofdstuk 3).
- een vermindering van het buigende moment met 1,14 tfm door het verminderde eigen gewicht van de lining.

Bij elkaar opgeteld resulteren deze invloeden in een afname van het maximale buigende moment van 5,52 tfm ($-3,08 + 2,73 - 4,04 - 1,14 = -5,52$).

In Moleman wordt een vergelijkbare afname van het maximale buigende moment gevonden. De herkomst van deze afname is echter in Moleman veel minder duidelijk.

Indien de 35 centimeter dikke segmenten gewapend worden volgens deze berekeningen blijkt dat elke hoofdwapeningslaag moet bestaan uit 11 staven $\phi 22$, een toename van de hoeveelheid wapening met ongeveer 30%. Het wapeningspercentage is in dit geval precies 1,0%. Omdat de maximale drukspanning in de beton in dit geval 154,3 kgf/cm² wordt, moet beton toegepast worden met een toelaatbare druksterkte die iets hoger is dan de gangbare 150 kgf/cm².

De controleberekeningen zijn uitgevoerd zoals eerder in dit hoofdstuk is beschreven, en deze voldoen.

Door 30% extra wapening toe te passen kunnen segmenten toegepast worden die 5 centimeter minder hoog zijn. Het wapeningspercentage van de segmenten wordt zeer hoog: de binnenste hoofdwapeningslaag beslaat 0,81% van de gehele betondoorsnede, het totale wapeningspercentage zal naar schatting 2 à 3 % worden (inclusief verdeelwapening en dergelijke).

De voordelen die het toepassen van dunnere segmenten biedt liggen voor de hand: er is minder beton nodig, er hoeft minder grond ontgraven te worden en de benodigde tunnelboormachine heeft een kleinere diameter. Of deze voordelen opwegen tegen de extra kosten die gemaakt moeten worden voor de wapening zal moeten blijken uit een kostenvergelijking.

Het is natuurlijk ook mogelijk dat bijvoorbeeld segmenten met een dikte van 37 centimeter de goedkoopste oplossing zijn. Om de meest economische segmentdikte te kunnen bepalen zullen bovenstaande berekeningen herhaald moeten worden voor meerdere segmentdiktes.

In Japan kiest men voor de dunste segmenten, waarbij de hoogte van de segmenten meestal een meervoud is van 5 centimeter. Dit wijst er op dat het toepassen van dunne segmenten (dus veel wapening) het goedkoopst is, maar dat de prijsverschillen niet zo groot zijn dat een naar absoluut optimum gezocht wordt.

6.7.3 Bredere segmenten toepassen

Eén van de methodes om de voortgangssnelheid van het boorproces te verhogen is het toepassen van bredere segmenten. Momenteel past men vaak ringen toe met een breedte van 1,3 meter à 1,5 meter. De verwachting is dat men in de toekomst steeds bredere ringen zal toepassen.

De tijd die nodig is om de segmenten van één ring te plaatsen is (bij benadering) onafhankelijk van de breedte van de segmenten. Des te breder ze dus zijn, des te minder tijd besteed wordt aan het plaatsen van een complete tunnelling. (De cyclustijd neemt uiteraard toe naarmate de segmenten breder zijn, omdat de hoeveelheid te ontgraven grond groter is.)

Het toepassen van bredere segmenten reduceert bovendien het aantal verbindingen en het aantal strekkende meter waterafsluiting dat in linings nodig is.

Een nadeel van het gebruik van brede ringen is dat lange vijzels nodig zijn. Deze lopen heirdoor grotere kans om uit te knikken. Bovendien wordt hierdoor het schild langer zijn, hetgeen nadelig is bij het maken van bochten.

Ook voor het transport kunnen bredere ringen een probleem vormen, in verband met de afmetingen van vrachtwagens en de beschikbare ruimte in de tunnel.

In de figuur is schematisch weergegeven hoe de momentenlijn er in de lengtedoorsnede van een tunnel uit zou kunnen zien. Dit buigende moment moet worden opgeteld bij het buigende moment zoals dat in de voorgaande paragrafen is berekend.

Het buigende moment per ring zal als gevolg hiervan meer dan rechtvenredig met de breedte van de ring toenemen. Vanaf een bepaalde breedte zal deze invloed meegenomen moeten worden bij de dimensionering van de segmenten.

Deze invloed niet-lineaire invloed wordt zowel in het Common design programma als in Moleman niet meegenomen bij het berekenen van de buigende momenten

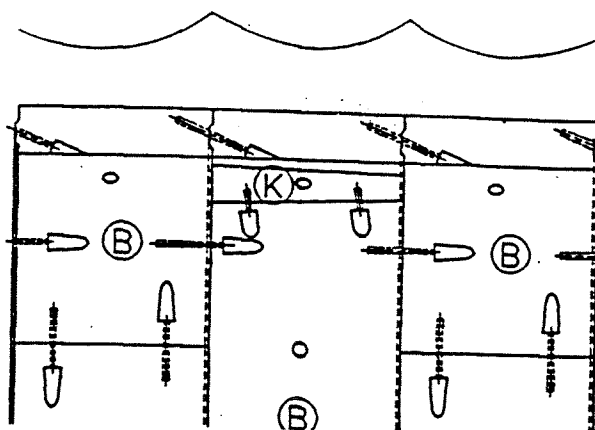


Fig.18 momenten als gevolg van de segmentbreedte

Bij het Common design programma is dit duidelijk zichtbaar in appendix 1: de buigende momenten worden berekend voor segmenten met een breedte van 1,0 meter, waarna vermenigvuldiging met de segmentbreedte het buigende moment per ring oplevert.

Ook in Moleman wordt deze niet-lineaire invloed niet meegenomen. Dit is gecontroleerd met behulp van een aantal berekeningen waarbij de segmentbreedte is gevarieerd, terwijl alle overige invoerwaarden onveranderd bleven. Bij deze berekeningen zijn de volgende maximale buigende momenten in de ringen gevonden:

- 22,21 tfm bij een segmentbreedte van 1,0 meter.
- 32,76 tfm bij een segmentbreedte van 1,5 meter.
- 38,46 tfm bij een segmentbreedte van 2,0 meter.

Het buigende moment neemt zelfs iets minder dan lineair toe met de segmentbreedte. De oorzaak hiervan is te vinden in § 5.1.2: de segmentverbindingen hebben bij deze berekeningen voor elke breedte dezelfde rotatiestijfheid ($K_{\theta} = 2909$ tfm/rad). Hierdoor zijn de segmentverbindingen slapper naarmate de ringen breder zijn, resulterend in kleinere buigende momenten. Indien K_{θ} aan wordt aangepast aan de segmentlengte zijn de buigende momenten vrijwel exact lineair met de segmentbreedte, zoals verwacht. Volgens Moleman kunnen de segmenten dus een onbeperkte breedte krijgen, zonder dat het wapeningspercentage aangepast hoeft te worden. Dit zal waarschijnlijk in werkelijkheid niet zo zijn, anders werden immers wel bredere segmenten toegepast.

Voordat men in Japan segmenten toe zal passen die breder zijn dan 1,5 meter zal met behulp van berekeningen in 3 dimensionale eindige elementen programma's bepaald worden welke invloed dit heeft op de buigende momenten in de lining. Nadat schaalproeven zijn uitgevoerd zal men de invloed van deze nieuwe techniek waarschijnlijk samenvatten in rekenregels, zoals met vrijwel alle nieuwe technieken gebeurt.

Een praktische grens aan de breedte van de segmenten is duidelijk: de segmenten zullen in verband met het transport nooit breder kunnen zijn dan de binnendiameter van de uiteindelijke tunnel. Omdat in een tunnel vrijwel altijd twee sporen aanwezig zijn (voor het transport en voor de volgtrein), is de maximaal mogelijke breedte van de segmenten voor bijvoorbeeld een metrotunnel ($D_i = 5,5$ meter) ongeveer 2,0 meter. Door de segmenten op hun zijkant te transporteren kunnen bredere segmenten toegepast worden, maar op deze wijze wordt de lengte van de segmenten en het aantal segmenten per treinstel begrensd.

6.7.4 Langere segmenten toepassen

In § 6.3 is beschreven waarom voor de Botlektunnel is gekozen voor het toepassen van 8 segmenten per ring (segmentlengte 3,44 meter). In deze paragraaf wordt bekeken of het mogelijk is de ringen op te bouwen uit 7 of 6 segmenten (segmentlengte 4,00 respectievelijk 4,76 meter).

De voordelen die behaald worden door langere segmenten toe te passen zijn onder andere:

- de snellere plaatsing van de ringen
- het kleinere aantal verbindingen dat nodig is
- de vermindering van het aantal strekkende meter waterafsluitende.

De nadelen van het toepassen van lange segmenten zijn onder andere:

- de problemen voor het transport (naar de tunnel toe en in de tunnel)
- de vermindering van de speling in de tunnel tijdens het draaien van de segmenten (gevaarlijk in verband met beschadigingen)
- de grote buigende momenten zullen optreden.

Of de detaillering van lange segmenten extra problemen oplevert is niet bekend.

Aan de hand van berekeningen in Moleman is bekeken welke invloed de lengte van de segmenten heeft op het maximale buigende moment in de lining. Het aantal ringbouten per segment blijft vier, er bevinden zich geen segmentverbindingen nabij het bovenste punt van de ring en de sluitsegmenten bevinden zich afwisselend aan de linker- en rechterzijde van de tunnel. Omdat voor het uitvoeren van deze berekeningen de grootte van de segmenten ingevoerd moet worden is gebruik gemaakt van Moleman.

Uit deze berekeningen blijkt onder meer:

- de normaalkracht in de lining verandert niet. Dit was verwacht, omdat de drukken die op de tunnel werken niet veranderen.
- de vervormingen nemen af indien minder segmenten per ring worden toegepast. Dit wordt veroorzaakt doordat de ringen door het verminderde aantal segmentverbindingen op minder plaatsen kunnen roteren.
- de buigende momenten worden, geheel tegen de verwachting in, vrijwel niet beïnvloed door het toepassen van grotere segmenten. De berekende maximale buigende momenten zijn in de tabel weergegeven.

aantal segmenten per ring	maximale buigend moment (tfm)
8	32,77
7	32,08
6	32,62

Het is mogelijk dat het maximale buigende moment niet vergroot wordt doordat de segmentverbindingen zich reeds bij een ring die is opgebouwd uit 8 segmenten zo ver bij de top van de ring vandaan bevinden dat ze de momentenlijn in het bovenste punt van de tunnel niet noemenswaardig beïnvloeden. Indien dit het geval is indien een ring is opgebouwd uit 8 segmenten, zal het maximale moment zeker niet beïnvloed worden indien minder segmenten per ring worden toegepast.

Het is ook mogelijk dat het maximale buigende moment wel toeneemt door het toepassen van grotere segmenten, maar dat het buigende moment tegelijkertijd wordt gereduceerd door de vermindering van het aantal ringverbindingen. Indien minder segmenten per ring worden toegepast nemen de vervormingen af, waardoor de dwarskrachten in de ringverbindingen aanzienlijk verminderen. Als gevolg hiervan zullen de buigende momenten in de segmenten minder groot worden (zie § 5.1.2).

Hoe groot de invloed van de ringverbindingen is, is bepaald door bovenstaande berekeningen te herhalen met oneindig stijve ringbouten. Als gevolg hiervan vervormingen de drie ringindelingen op gelijke wijze en zal blijken of de buigende momenten beïnvloed worden door de aanwezigheid van de segmentverbindingen. Bij deze berekeningen blijkt het maximale buigende moment (ten opzichte van de ring opgebouwd uit 8 segmenten) ruim 5% vergroot te worden indien elke ring uit 7 segmenten is opgebouwd, en ruim 10% indien elke ring uit 6 segmenten is opgebouwd.

Het vergroten van de segmenten zorgt dus wel degelijk voor een vergroting van de maximale buigende momenten, maar de vermindering van het aantal ringbouten doet deze invloed nagenoeg te niet. Beide mechanismen hebben dus ongeveer een even grote invloed.

De keus voor de grootte van de segmenten lijkt dus niet gebaseerd te zijn op de buigende momenten die optreden. Waarschijnlijk wordt de grootte van de segmenten voornamelijk bepaald op praktische gronden, zoals de capaciteit van de erector, het transport van de segmenten en het manoeuvreren van de segmenten in de tunnel. Indien het toepassen van grotere segmenten in dit geval geen belemmeringen oplevert, volgt uit de gemaakte berekeningen dat elke ring opgebouwd kan worden uit 7 segmenten, in plaats van 8. (6 segmenten per ring lijkt volgens de berekeningen ook te kunnen, maar dit is mogelijk té vooruitstrevend.

Om aan de hand van computerberekeningen tot deze conclusie te kunnen komen is vereist dat een computerprogramma wordt gebruikt waarin de segmenten van de opvolgende ringen verschillend kunnen verdraaien, waardoor in de ringverbindingen afschuiving plaats kan vinden. In de meeste computerprogramma's behoort dit niet tot de mogelijkheden.

De afmetingen van de segmenten worden nu in Japan reeds (in beperkte mate) afgestemd op het transport naar de tunnel (per vrachtwagen) en op het transport door de tunnel (per treinstel). Door de afmetingen van de segmenten zo te kiezen dat transport efficiënt te transporteren kan het aantal vrachtwagens en het aantal treinstellen waarmee één segmentring getransporteerd wordt beperkt worden. Kleine segmenten passen bijvoorbeeld overdwars op vrachtwagens en indien mogelijk worden de segmenten zo ontworpen dat op één treinstel één segmentring vervoerd kan worden (voor het vervoer op de treinstellen is meestal de hoogte van de segmenten en het aantal segmenten per ring bepalend).

Naarmate de segmenten groter worden, zal het transport steeds belangrijker worden bij het bepalen van de afmetingen van de segmenten.

Na het transport door de tunnel moeten de segmenten een kwartslag gedraaid worden, om door de erector te kunnen worden opgepakt en geplaatst. De lengte van de segmenten moet zo gekozen worden dat tijdens het draaien van de segmenten aan beide kanten voldoende ruimte overblijft om de kans op het beschadigen van de segmenten klein te houden.

N.B.: Bovenstaande geldt alleen indien de segmenten op het grootst mogelijke buigende moment gedimensioneerd worden. Indien bijvoorbeeld altijd een segmentverbinding nabij het bovenste punt van de tunnel geplaatst kan worden bestaat de kans dat de lengte van de segmenten wel invloed heeft op het maximale optredende buigende moment. In dit geval zal de momentenlijn immers wel veranderen als gevolg van de vermindering van het aantal segmentverbindingen.

6.7.5 Minder bouten toepassen

Voordelen van het toepassen van minder bouten (ring- of segmentbouten) zijn:

- de segmenten worden eenvoudiger en goedkoper te fabriceren.
- er wordt bespaard op de kosten van de bouten.
- de voortgangssnelheid van het boorproces kan verhoogd worden omdat het aandraaien van de bouten minder tijd vereist.

Nadelen van het toepassen van minder bouten zijn:

- de vervormingen van de lining zullen waarschijnlijk toenemen, zowel bij een vermindering van het aantal segmentbouten als bij een vermindering van het aantal ringbouten.
- de krachten in de bouten zullen toenemen, hetgeen waarschijnlijk invloed heeft op de detaillering van de wapening.

Minder segmentbouten toepassen resulteert in een kleinere rotatiestijfheid van de segmentverbinding. Welke gevolgen dit heeft is zichtbaar in de grafieken in hoofdstuk 5: het maximale buigende moment in de ringen zullen afnemen, de dwarskrachten in de ringbouten zullen toenemen en de vervorming van de ringen zal toenemen. Bij de berekende segmenten kan het aantal segmentbouten echter niet verminderd worden (zie de controle berekening in § 6.5.5).

Een vermindering van het aantal ringbouten is wel mogelijk: het is mogelijk drie ringbouten per segment toe te passen in plaats van 4. Hierdoor wordt het onmogelijk de segmenten in een halfsteensverband te plaatsen, waardoor de ringen elkaar minder ondersteuning zullen bieden.

Uit een berekening in Moleman blijkt dat het maximale buigende moment slechts weinig afneemt: van 32,77 tfm naar 31,13 tfm. Zoals verwacht nemen de dwarskrachten in de bouten af.

De vervorming van de lining neemt echter, tegen de verwachting in, enigszins af (van 1,07 centimeter naar 0,98 centimeter). De vervormingen zijn (in absolute zin) weliswaar niet overeenkomstig de werkelijkheid, maar de afname is merkwaardig.

Een mogelijke verklaring voor het verminderen van de vervormingen is een onnauwkeurigheid in de computerberekening als gevolg van het verminderde aantal punten in de berekening. Uit een controleberekening waarbij de lining in twee maal zoveel punten werd opgedeeld (22 ringbouten, de lining opgedeeld in 88 delen, zie de figuur) bleek dat dit absoluut geen invloed heeft op de uitkomsten.

Op grond van de voorgaande hoofdstukken is geen reden te vinden waarom de vervormingen afnemen als gevolg van de vermindering van het aantal ringverbindingen.

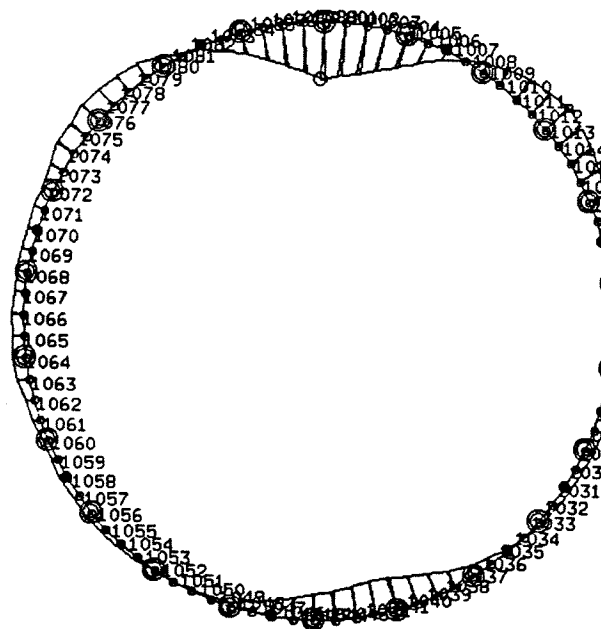


Fig.19 de momentenlijn het dubbele aantal punten

De conclusie die uit de berekeningen getrokken kan worden is dat een vermindering van het aantal ringverbindingen mogelijk niet zo'n sterke invloed heeft op de het gedrag van de lining als meestal wordt verondersteld. Een aanwijzing in deze richting is het onderzoek dat momenteel uitgevoerd wordt naar het toepassen van slechts 2 ringverbindingen per segment. Hierbij moet echter een slag om de arm gehouden worden, omdat de vervormingen die bij de berekeningen optreden niet goed te verklaren zijn.

6.7.6 Nieuwe technieken

In een aantal landen (onder andere in Amerika, Australië, Japan, Duitsland) wordt momenteel zeer hard gewerkt aan de ontwikkeling van nieuwe technieken waarmee het boorproces goedkoper kan worden gemaakt. Omdat de lining 40% van de totale kosten voor zijn rekening neemt, spreekt het voor zich dat hier veel aandacht naar uitgaat.

Momenteel wordt de lining van het overgrote deel van de geboorde tunnels opgebouwd met behulp van betonnen segmenten.

In Japan (onder andere door Obayashi Corporation) is een aantal tunnels geboord waarbij de lining is opgebouwd met geëxtrudeerd beton. Toepassing hiervan blijft (voorlopig) beperkt tot redelijk stevige grond met een kleine waterdruk. (In vele landen zijn tunnels aangelegd volgens de New Austrian Tunnelling Method, waarbij de lining bestaat uit spuitbeton die op de wanden van de tunnel gespoten wordt. Deze methode verschilt echter zeer veel van de boormethodes zoals in dit rapport beschreven.) Het is zeer waarschijnlijk dat in de toekomst nog meer methodes bedacht zullen worden.

Naast het toepassen van een ander soort lining is het ook mogelijk andere tunnelvormen toe te passen, zie lit. Boeve. Bij het toepassen van deze afwijkende tunnelvormen zullen andere segmenten gebruikt moeten worden dan bij cirkelvormige tunnels het geval is.

De ideale gesegmenteerde lining bestaat uit dunne, ongewapende (betonnen?) segmenten zonder segment- en ringverbindingen. Of het toepassen van een dergelijk lining onder de Nederlandse omstandigheden ooit mogelijk zal zijn is op zijn minst twijfelachtig, maar het is zeker dat de huidige techniek nog veel verder zal ontwikkelen in de richting van dit ideaalbeeld. Hieronder worden kort enkele nieuwe technieken beschreven op het gebied van de verbindingen, de wapening, de beton en de segmentvorm.

Ontwikkeling van de verbindingen

In hoofdstuk 5 zijn reeds een aantal nieuwe soorten verbindingen beschreven: schuine bouten, kromme bouten, zeer lange bouten, deuvels, pins, bump segmenten, lijm, etc. Verbindingen kunnen tegenwoordig ook worden gemaakt van bijvoorbeeld nylon of hout, in plaats van staal.

Ook de waterafdichting tussen de segmenten wordt ontwikkeld: de eigenschappen van de waterafsluitende strips worden verbeterd (onder andere de duurzaamheid, de uitzetcapaciteit, de weerstand tegen agressieve stoffen en de weerstand tegen afschuiven) en er wordt regelmatig een tweede waterafsluiting toegepast in de vorm van speciale groeven in de segmenten die kunnen worden gevuld met grout indien de normale waterafdichting niet goed blijkt te werken. In Japan worden de waterafdichtende strips vaak slechts aan twee van de vier zijden van de segmenten aangebracht: indien de segmenten op de juiste wijze geplaatst worden is dit voldoende om in elk contactvlak een waterafsluiting te krijgen.

Soms worden de ringverbindingen op enige afstand van het schild verwijderd en opnieuw gebruikt. Hiervoor is vereist dat aardbevingen geen rol van betekenis spelen, dat ter plaatse van de tunnel geen ongelijkmatige zakkingen verwacht worden en dat de grond dermate stevig is dat de segmenten niet kunnen verschuiven. In combinatie met "bump segmenten" kunnen de ringverbindingen onder meer omstandigheden verwijderd worden, omdat bij dit type segmenten het onderling verschuiven van de ringen

niet mogelijk is.

Tijdens het plaatsen van de segmenten zijn de ringverbindingen onmisbaar. De ringverbindingen kunnen worden verwijderd zodra de vjzjelkrachten de grond zijn ingeleid en de druk tussen de ringen niet meer zal verdwijnen zodra de verbindingen worden verwijderd.

Indien de ringbouten worden verwijderd en worden hergebruikt (deuvels en dergelijke kunnen niet verwijderd worden) zijn minder verbindingen nodig, hetgeen een financieel voordeel oplevert. Het belangrijkste voordeel dat behaald wordt door de bouten te verwijderen is echter waarschijnlijk van heel andere aard: het resulteert in een verlaging van de maximale buigende momenten in de lining, waardoor de segmenten minder zwaar gedimensioneerd hoeven te zijn. (Dit is duidelijk te zien in § 5.1.2.) Of het verwijderen van verbindingen onder Nederlandse omstandigheden mogelijk is, en hoeveel voordeel dit op zou kunnen leveren moet nader onderzocht worden.

Ontwikkeling van de wapening en de beton

De kosten van de segmentwapening (de totale kosten voor de wapeningskorf) zijn van dezelfde orde grootte als de kosten van de verdere fabricage van de segmenten. Dit verklaart waarom men zoekt naar technieken waarmee de kosten gereduceerd kunnen worden.

Door de wapening zo goed mogelijk aan te passen aan de buigende momenten kan de hoeveelheid wapening tot een minimum beperkt worden. Zo kunnen bijvoorbeeld de beide hoofdwapeningslagen verschillende hoeveelheden wapening bevatten en is het mogelijk de sluitsegmenten minder zwaar te dimensioneren.

Ook is het mogelijk de wapening van de segmenten van niet-conische ringen (voor rechte stukken tunnel) te laten afhangen van de uiteindelijke plaats in de ring. Voor conische ringen is dit in principe ook mogelijk, maar in mindere mate, omdat de wijze waarop de ringen geplaatst worden afhangt van bochten die gemaakt worden. Kostenberekeningen zullen duidelijk moeten maken in hoeverre het voordeel hiervan (er wordt minder wapening gebruikt) opweegt tegen de extra kosten voor het uitvoeren van extra berekeningen, het maken van extra ontwerpen voor de segmenten, het aanpassen van de segmentfabricage en het verzorgen van de meer complexe logistiek.

Een belangrijke besparing op de hoeveelheid beton en wapening kan mogelijk bereikt worden segmenten aan te passen aan de diepteligging van een tunnel. Momenteel worden immers alle segmenten van een tunnel gedimensioneerd op de maatgevende belasting die in een tunnel optreedt. Het grootste deel van de segmenten zal als gevolg hiervan overgedimensioneerd zijn. Meestal zullen, vanwege de diepteligging, de segmenten nabij de start- en eindschacht het meest overgedimensioneerd zijn.

Op economische gronden zal moeten worden afgewogen of, en zo ja op hoeveel plaatsen, de wapening of de segmenthoogte aan de diepteligging aangepast zou moeten worden. Het lijkt zeer waarschijnlijk dat hiermee kosten bespaard kunnen worden, omdat in Japan regelmatig bij één tunnel segmenten toegepast die 5 centimeter in dikte verschillen. De dunste segmenten worden nabij start- en eindschacht toegepast en de binnendiameter van de tunnel varieert hierdoor (de buitendiameter staat vast vanwege de diameter van het schild, zie § 2.4.7.).

Een andere ontwikkeling wat betreft de wapening is het toepassen van vezeltjes beton (vezeltjes van staal, glasvezel, etc.). Aan het nadeel van inefficiënt materiaal gebruik kan mogelijk tegemoet gekomen worden door de vezeltjes te richten, of door vezeltjes beton toe te passen in combinatie met wapeningsstaven.

In Japan worden soms holle segmenten toegepast, die na plaatsing opgevuld worden met beton. Deze holle segmenten zijn gemaakt van stalen platen, die in de uiteindelijke situatie tevens dienst doen als wapening. Het geringe gewicht van deze segmenten is het voornaamste voordeel ten opzichte van gewapend betonnen segmenten.

Er wordt gezocht naar mogelijkheden om de dekking van de wapening te verkleinen, waardoor de segmenthoogte verminderd kan worden. Zoals in § 6.7.2 is aangetoond biedt dit aanzienlijke voordelen. De dekking zou verkleind kunnen worden door de wapening van een coating te voorzien of door de wapening van een ander materiaal te maken (bijvoorbeeld glasvezels of nylon). Voorlopig is dergelijke wapening echter veel duurder dan stalen wapening, waardoor de huidige toepassingen beperkt blijven tot uitzonderlijke omstandigheden.

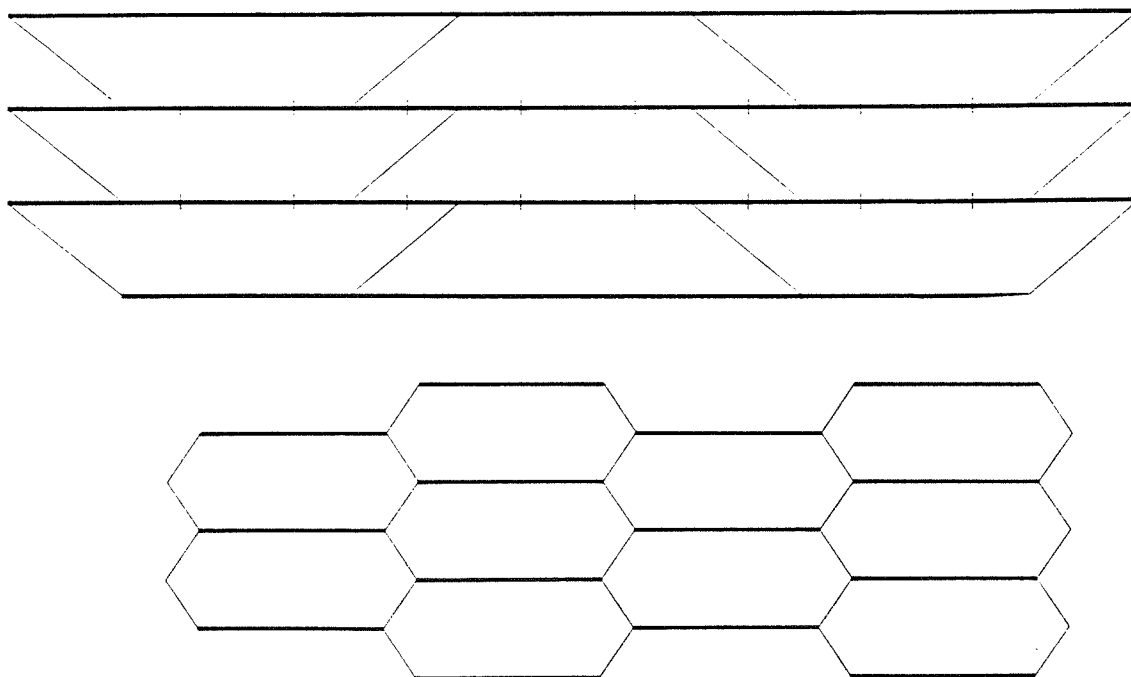
Voor tunnels in goede grond is het mogelijk kleine segmenten toe te passen van hoge sterkte beton, zonder wapening en verbindingen. Er zal zeker geprobeerd worden het toepassingsgebied van dit type lining uit te breiden.

Uiteraard wordt ook onderzocht in hoeverre het toepassen van betere betonsoorten voordelen oplevert voor de wapeningsdekking, de segmentdikte en de duurzaamheid.

De groutlaag die de staartspleet opvult wordt in de bepaling van de stijfheid van een lining niet meegenomen. Door wapeningsstaven aan de buitenzijde uit de segmenten te laten steken kan een hechting verkregen worden tussen de segmenten en deze groutlaag. De kwaliteit en continuïteit van de groutlaag moet gewaarborgd zijn voordat deze bij de bepaling van de sterkte van de lining meegenomen mag worden.

Verandering van de segmentvorm

In de zoektocht naar goedkopere linings worden ook andere (niet rechthoekige) segmentvormen toegepast. Het meest tot de verbeelding spreken de trapezevormige segmenten en de zogenaamde "honingraat" segmenten ("honey-type-segments"), zie de figuur. Voor deze beide segmentsoorten geldt dat elke ring is opgebouwd uit een even aantal segmenten.



De trapezevormige segmenten zijn onder andere toegepast in Australië en bieden het voordeel dat geen boutverbindingen nodig zijn: de ringverbindingen worden meestal uitgevoerd als deuvels en de segmentverbindingen kunnen scheef geplaatste deuvels of geleidingsstrips zijn. Dit is, vanwege de wijze waarop de segmenten geplaatst worden, niet mogelijk indien rechthoekige segmenten worden toegepast (zie hoofdstuk 5).

Bij toepassing van de honingraat segmenten worden de segmenten geplaatst terwijl het ontgraven van de grond voortgaat, het zogenaamde "continu boren". Dit type segmenten is meerdere malen toegepast in Japan en wordt vaak gecombineerd met lange bouten die over de hele breedte door de segmenten heen steken. Het toepassen van deze bouten vergemakkelijkt het continu-boren en resulteert in een glad afgewerkte binnenkant van de lining.

Een ander type lining is de spiraalvormige lining, waarbij de lining als een soort kurkentrekker in de grond ligt. Net als de honingraat lining wordt ook de spiraalvormige lining gebruikt in combinatie met continu boren.

6.7.7 Conclusies

Uit § 6.7 blijkt dat kostenbesparingen voor de lining onder andere bereikt kunnen worden op de volgende manieren:

- er kan een optimum gezocht worden tussen de dikte van de segmenten en de hoeveelheid wapening die toegepast wordt. Er zal onderzocht moeten worden waar dit optimum zich bevindt.
- de hoogte van de segmenten en de hoeveelheid wapening kunnen worden gevarieerd als functie van de diepteligging van de tunnel. Er zal onderzocht moeten worden of, en zo ja op welke wijze, dit zou moeten worden gedaan.
- door een segmentverbinding nabij het bovenste punt van elke ring te plaatsen wordt het maximale buigende moment met enkele tientallen procenten gereduceerd. Hierdoor kunnen de segmenten aanzienlijk lichter gedimensioneerd worden. Er zal onderzocht moeten worden of het mogelijk is de segmenten op deze wijze te plaatsen en er zal onderzocht moeten worden welke gevolgen dit heeft voor de vervormingen van de lining. Voor niet-conische ringen is dit waarschijnlijk wel mogelijk.
- de segmentwapening kan worden gedimensioneerd op het buigende moment dat zich daadwerkelijk in het segment bevindt, in plaats van het maximale buigende moment dat zich ergens in de tunnel bevindt. Of dit voor conische ringen kostenbesparend werkt is niet zeker, maar voor niet-conische ringen is dit waarschijnlijk wel het geval.
- er kunnen bredere segmenten toegepast worden. De breedte van de segmenten wordt voornamelijk begrensd door praktische aspecten zoals het transport door de tunnel. Voordat segmenten worden toegepast die breder zijn dan 1,5 meter zal met behulp van 3-dimensionale berekeningen of met behulp van proeven moeten worden onderzocht of de buigende momenten hierdoor exponentieel toenemen.
- er kunnen minder segmenten per ring worden toegepast. Net als de breedte van de segmenten is ook de maximale lengte van de segmenten begrensd door praktische aspecten zoals het transport in de tunnel. Voor de Botlektunnel is het mogelijk 7 segmenten per ring toe te passen in plaats van 8 segmenten per ring, zoals is bepaald in §6.5.

- uit de voorgaande twee punten volgt dat onderzoek gedaan moet worden naar het transport van de segmenten. Door de afmetingen van de segmenten af te stemmen op het transport kunnen de transportkosten mogelijk sterk gereduceerd worden. In Japan houdt men hier reeds terdege rekening mee, mede vanwege de noodzaak het transport in grote steden tot een minimum te beperken.
- voordat met het ontwerpen van tunnels begonnen wordt zal er duidelijkheid moeten bestaan over de maximaal toelaatbare vervormingen van de lining. In een slappe lining zullen de krachten beperkt blijven, waardoor de lining goedkoper wordt.
- er kunnen nieuwe technieken toegepast worden.

HOOFDSTUK 7: VERGELIJKING MET DE NEDERLANDSE METHODES

7.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de krachten in de lining berekend volgens verschillende eenvoudige rekenmethodes die in Nederland gebruikt worden. De uitkomsten van deze berekeningen worden vergeleken met de uitkomsten van de berekeningen in het Common design programma en in Moleman. De lezer wordt geacht de voorgaande hoofdstukken gelezen te hebben en op de hoogte te zijn van de achtergrond van de modellen.

In dit hoofdstuk worden in de paragrafen 3, 4 en 5 berekeningen uitgevoerd met de methode van Bouma (een oneindig-stijf-ring model) en met de methodes van Duddeck en Curtis (continuüm modellen). Voor elke methode worden de krachten in de lining berekend voor de Botlektunnel, in doorsnede D bij laag water. De eigenschappen van de grond en de lining zijn hetzelfde als in de voorgaande hoofdstukken. Ontbrekende parameters worden ontleent aan het prestatiebestek van de Botlektunnel of aan vergelijking met andere berekeningen.

Omdat het slechts om een eenvoudige vergelijking gaat, zijn geen berekeningen uitgevoerd zijn in eindige elementen programma's (zoals PLAXIS) of vergelijkbare programma's.

In paragraaf 6 worden de berekeningen toegelicht die in hoofdstuk 6 zijn uitgevoerd met het Common design programma.

Bij de berekeningen worden de volgende waarden aangehouden:

σ_v :	49,55 tf/m ²	(verticale druk ter hoogte van de as van de tunnel)
v :	0,25	(dwarscontractie van de grond)
K_0 :	0,5	(neutrale gronddruk)
k :	2300 tf/m ³	(beddingsconstante)
E_g :	7500 tf/m ²	(stijfheid van de grond, bij een volgende berekening gelijk aan 9200 tf/m ²)
E_b :	$3,3 \cdot 10^6$ tf/m ²	(Young modulus van ongescheurd beton)
$E_{b'}$:	$1,1 \cdot 10^6$ tf/m ²	(Young modulus van gescheurd beton)
R_c :	3,975 meter	(straal van de tunnel tot de middellijn van de segmenten)
h :	0,400 meter	(hoogte van de segmenten)
I :	$5,33 \cdot 10^{-3}$ m ⁴	(= $\frac{1}{12}bh^3$)
A :	0,4 m ²	(oppervlakte van de doorsnede van een segment, bij een breedte van 1 meter)

De berekeningen die hier worden weergegeven zijn uitgevoerd per m¹ in de lengterichting van de tunnel. De gronddruk (σ) is gegeven per m² en er wordt gerekend met de Young modulus van ongescheurd beton.

Verderop in dit hoofdstuk wordt een berekening uitgevoerd met $E_g = 4 \cdot k = 9200$ tf/m² (deze vuistregel hanteert men in Nederland).

N.B.: De verticale druk op de tunnel is de druk op de bovenzijde van de tunnel. In Nederland wordt bij deze berekeningen vaak gewerkt met de verticale druk ter hoogte van de as van de tunnel. In dit geval zou dat resulteren in een toename van de verticale druk van 49,55 tf/m² naar 57,50 tf/m² (de toename is 16,0%). Uit de gebruikte formules volgt dat ook de buigende momenten en de normaalkrachten een gelijke toename zullen kennen.

Het uitvoeren van deze berekeningen aan de hand van de drukken op de bovenzijde van de tunnel lijkt echter juist, omdat de buigende momenten voornamelijk door deze druk veroorzaakt wordt, en omdat deze berekende buigende momenten reeds aanzienlijk zijn.

7.2 Berekening volgens de methode van Bouma

Bouma is één van de methodes die de krachten in een lining berekend volgens het oneindig-stijve-ring model. Het buigende moment wordt volgens de methode van Bouma als volgt berekend:

$$M = \frac{1}{4} * \sigma_v * (1 - K_0) * R^2 * \cos 2\Theta \quad (1)$$

Het maximale buigende moment treedt bovenin de tunnel op ($\Theta = 0^\circ$):

$$M = \frac{1}{4} * \sigma_v * (1 - K_0) * R^2 = \frac{1}{4} * 49,55 * 0,5 * 3,975^2 = 97,87 \text{ tfm} \quad (2)$$

De normaalkracht wordt berekend volgens:

$$N = -\frac{1}{2} * \sigma_v * (1 + K_0) * R + \frac{1}{2} * \sigma_v * (1 - K_0) * R * \cos 2\Theta \quad (3)$$

Hierbij stellen negatieve waarden druk voor.

De maximale normaalkracht treedt op aan de linker- en de rechterzijde van de tunnel ($\Theta = 90^\circ$):

$$N = \sigma_v * R = 49,55 * 3,975 = 196,96 \text{ tf} \quad (4)$$

De minimale normaalkracht treedt op aan de boven- en onderzijde van de tunnel, ter plaatse van het maximale buigende moment ($\Theta = 0^\circ$ en 270°):

$$N = \frac{1}{2} * \sigma_v * R = \frac{1}{2} * 49,55 * 3,975 = 98,48 \text{ tf} \quad (5)$$

Voor de dwarskracht in de lining geldt:

$$S = \frac{1}{2} * \sigma_v * (1 - K_0) * R * \sin 2\Theta \quad (6)$$

De dwarskracht is nul voor $\Theta = 0^\circ, 90^\circ, 180^\circ$ en 270° .

De dwarskracht is (in absolute waarde) maximaal voor $\Theta = 45^\circ, 135^\circ, 225^\circ$ en 315° en heeft in deze punten een grootte gelijk aan:

$$S = \frac{1}{2} * \sigma_v * (1 - K_0) * R = \frac{1}{2} * 49,55 * 0,5 * 3,975 = 49,24 \text{ tf} \quad (7)$$

De krachten zijn berekend per m¹ tunnel. Om de krachten per ring te krijgen moeten de berekende krachten met 1,5 worden vermenigvuldigd:

M_{\max} :	146,81 tfm
N_{\max} :	295,44 tf
N_{\min} :	147,72 tf
S_{\max} :	73,86 tf

7.3 Berekening volgens de methode van Duddeck

Duddeck is één van de bekendste modellen waarmee de krachten in een ring berekend kunnen worden. Het model werkt volgens het continuüm model.

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van twee dimensieloze parameters:

$$\alpha = \frac{E_g R^3}{EI} = \frac{7500 * 3,975^3}{3,3 * 10^6 * 5,33 * 10^{-3}} = 26,78 \quad (8)$$

$$\beta = \frac{E_g R}{EA} = \frac{7500 * 3,975}{3,3 * 10^6 * 0,4} = 0,02258 \quad (9)$$

Bij het berekenen van de krachten in een ring volgens de methode van Duddeck kan de wrijving op de tunnelmantel (de tangentiale beddingsconstante) gevarieerd worden. Hier zullen de berekeningen uitgevoerd worden bij volledige aanwezigheid van de tangentiale beddingsconstante.

Het buigende moment wordt dan als volgt berekend:

$$M_{\max} = \sigma_v * (1 - K_0) * R^2 * \frac{1}{4 + 0,342 * \alpha} \quad (10)$$

$$= 49,55 * 0,5 * 3,975^2 * \frac{1}{4 + 0,342 * 26,78} = 29,75 \text{ tfm} \quad (11)$$

De maximale normaalkracht wordt als volgt berekend:

$$N_{\max} = \sigma_v * (1 + K_0) * R * \frac{1}{2 + 1,54 * \beta} + \sigma_v * (1 - K_0) * R * \frac{1 + 0,064 * \alpha}{2 + 0,171 * \alpha} \quad (12)$$

De minimale normaalkracht (bovenin de lining, ter plaatse van het maximale buigende moment) wordt als volgt berekend:

$$N_{\min} = \sigma_v * (1 + K_0) * R * \frac{1}{2 + 1,54 * \beta} - \sigma_v * (1 - K_0) * R * \frac{1 + 0,064 * \alpha}{2 + 0,171 * \alpha} \quad (13)$$

Dit geeft:

$$N_{\max} = 145,2 + 40,62 = 185,85 \text{ tf.}$$

$$N_{\min} = 145,2 - 40,62 = 104,58 \text{ tf.}$$

Per ring met een breedte van 1,5 meter worden de berekende krachten:

$$M_{\max}: 44,63 \text{ tfm}$$

$$N_{\max}: 278,78 \text{ tf}$$

$$N_{\min}: 156,87 \text{ tf}$$

Indien de tangentiële beddingsconstante niet in de berekening wordt meegenomen wordt het buigende moment als volgt berekend:

$$M_{\max} = \sigma_v \cdot (1 - K_0) \cdot R^2 \cdot \frac{1}{3,56 + 0,285\alpha} \quad (14)$$

$$M_{\max} = 49,55 \cdot 0,5 \cdot 3,975^2 \cdot \frac{1}{3,56 + 0,285 \cdot 26,78} = 34,98 \text{ tfm} \quad (15)$$

Per segmentring is het maximale buigende moment M_{\max} gelijk aan 52,47 tfm.

Door de verwaarlozing van de tangentiële beddingsconstante neemt het buigende moment dus aanzienlijk toe.

7.4 Berekening volgens de methode van Curtis

Samen met Duddeck is de methode van Curtis één van de bekendste methodes om de krachten in een ring te berekenen. Ook deze methode werkt volgens het continuüm model.

Bij deze methode wordt gebruik gemaakt van twee dimensieloze parameters:

$$Q_1 = \frac{E_g R}{E(1+\nu)d} = \frac{7500 \cdot 3,975}{3,3 \cdot 10^6 \cdot 1,25 \cdot 0,40} = 0,0181 \quad (16)$$

$$Q_2 = \frac{E_g}{E} \frac{1}{1+\nu} \frac{R^3}{12I} = \frac{7500}{3,3 \cdot 10^6} \frac{1}{1,25} \frac{3,975^3}{12 \cdot 5,33 \cdot 10^{-3}} = 1,785 \quad (17)$$

Het maximale buigende moment wordt gegeven door:

$$M_{\max} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \sigma_v \cdot (1 - K_0) \cdot R^2}{1 + Q_2 \cdot \frac{3-2\nu}{3-4\nu}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot 49,55 \cdot 0,5 \cdot 3,975^2}{1 + 1,785 \cdot \frac{2,5}{2}} = 35,47 \text{ tfm} \quad (18)$$

De maximale en minimale normaalkracht worden gegeven door:

$$N_{\max} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \sigma_v \cdot (1 + K_0) \cdot R}{1 + Q_1} + \frac{\frac{1}{2} \cdot \sigma_v \cdot (1 - K_0) \cdot R}{1 + \frac{2 \cdot \nu \cdot Q_2}{(3-4\nu) \cdot (1 + Q_2)}} \quad (19)$$

$$N_{\min} = \frac{\frac{1}{2} * \sigma_v * (1 + K_0) * R}{1 + Q_1} - \frac{\frac{1}{2} * \sigma_v * (1 - K_0) * R}{1 + \frac{2 * v * Q_2}{(3 - 4v) * (1 + Q_2)}} \quad (20)$$

Dit geeft per m¹ tunnel:

$$N_{\max}: 145,09 + 42,44 = 187,53 \text{ tf.}$$

$$N_{\min}: 145,09 - 42,44 = 102,65 \text{ tf.}$$

Per segmentring met een breedte van 1,5 meter worden de krachten:

$$M_{\max}: 53,21 \text{ tfm.}$$

$$N_{\max}: 281,30 \text{ tf.}$$

$$N_{\min}: 153,97 \text{ tf.}$$

7.5 Berekening volgens het Common design programma

In het Common design programma worden de buigende momenten die optreden als gevolg van vier belastingen apart berekend. Het programma is toegelicht in hoofdstuk 3, de gebruikte formules zijn als afsluiting van dit hoofdstuk weergegeven, en ook in de laatste twee pagina's van appendix 1.

In deze paragraaf worden het maximale buigende moment, de maximale normaalkracht en de minimale normaalkracht in doorsnede D berekend die optreden als gevolg van de vier belastingen die op de tunnel werken:

1. de verticale belasting op de bovenzijde van de tunnel
2. de horizontale belasting op beide zijken van de tunnel
3. de reactiekracht van de grond als gevolg van de vervorming van de tunnel
4. het eigen gewicht van de lining

Hierbij wordt gebruikt (naast de gegevens uit de inleiding):

$$\sigma_v: 49,55 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_2: 32,79 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_3: 43,89 \text{ tf/m}^2$$

$$k: 2300 \text{ tf/m}^3$$

$$\delta: 0,626 \text{ centimeter (de gebruikte formule is weergegeven in hoofdstuk 3 en in appendix 1)}$$

De hier berekende buigende momenten en normaalkrachten zijn ook weergegeven onder de punten a en b in appendix 1.

De krachten in de lining als gevolg van de verticale belasting op de tunnel zijn:

$$M_{\max} (\Theta=0^\circ) = \frac{1}{4} * (1 - 2 \sin^2 \Theta) * \sigma_v * R_c^2 = 195,74 \text{ tfm}$$

$$N_{\max} (\Theta=90^\circ) = \sigma_v * R_c * \sin^2 \Theta = 196,97 \text{ tf}$$

$$N_{\min} (\Theta=0^\circ) = \sigma_v * R_c * \sin^2 \Theta = 0,00 \text{ tf}$$

Als gevolg van een druk ter grootte van σ_2 en als gevolg van de druktoename over de hoogte van de tunnel (van σ_2 naar σ_3), werkend op beide zijden van de tunnel, over de gehele tunnelhoogte:

$$M_{\max} (\Theta=0^\circ) = \frac{1}{4} * (1 - 2 \cos^2 \Theta) * \sigma_2 * R_c^2 + \frac{1}{48} * (6 - 3 \cos \Theta - 12 \cos^2 \Theta + 4 \cos^3 \Theta) * (\sigma_3 - \sigma_2) * R_c^2$$

$$= -147,80 \text{ tfm}$$

$$N_{\max} (\Theta=90^\circ) = \sigma_2 * R_c * \cos^2 \Theta + \frac{1}{16} * (\cos \Theta + 8 \cos^2 \Theta - 4 \cos^3 \Theta) * (\sigma_3 - \sigma_2) * R_c = 0,00 \text{ tf}$$

$$N_{\min} (\Theta=0^\circ) = 144,13 \text{ tf (op dezelfde wijze als } N_{\max})$$

Als gevolg van de reactiekracht van de grond (door optredende vervormingen) zijn de krachten in de lining:

$$M_{\max} (\Theta=0^\circ) = (0,2346-0,3536*\cos\Theta)*k*\delta*R_c^2 = -27,07 \text{ tfm}$$

$$N_{\max} (\Theta=90^\circ) = 0,3536*\cos\Theta*k*\delta*R_c = 6,49 \text{ tf}$$

$$N_{\min} (\Theta=0^\circ) = 0,3536*\cos\Theta*k*\delta*R_c = 20,24 \text{ tf}$$

Als gevolg van het eigen gewicht van de lining zijn de krachten:

$$M_{\max} (\Theta=0^\circ) = (\frac{3}{8}*\pi-\Theta*\sin\Theta-\frac{5}{6}*\cos\Theta)*g*R_c^2 = 5,66 \text{ tfm}$$

$$N_{\max} (\Theta=90^\circ) = (\Theta*\sin-\frac{1}{6}*\cos\Theta)*g*R_c = 6,49 \text{ tf}$$

$$N_{\min} (\Theta=0^\circ) = (\Theta*\sin-\frac{1}{6}*\cos\Theta)*g*R_c = -0,68 \text{ tf}$$

Deze vier invloeden opgeteld geeft:

$$M_{\max} = 195,74 - 147,80 - 27,07 + 5,66 = 26,53 \text{ tfm}$$

$$N_{\max} = 196,97 + 0,00 + 0,00 + 6,49 = 203,46 \text{ tf}$$

$$N_{\min} = 0,00 + 144,13 + 20,24 - 0,68 = 163,69 \text{ tf}$$

Vermenigvuldig met de segmentbreedte geeft:

$$M_{\max} = 39,80 \text{ tfm}$$

$$N_{\max} = 305,61 \text{ tf}$$

$$N_{\min} = 245,54 \text{ tf}$$

Nogmaals: deze formules en de berekende waarden zijn weergegeven in appendix 1.

7.6 Vergelijking tussen de methodes

In onderstaande tabel is een overzicht gegeven van de krachten die in de voorgaande paragrafen zijn berekend met de verschillende methodes.

toegepaste methode	M_{\max} (tfm)	N_{\max} (tf)	N_{\min} (tf)
Common design programma	39,80	305,61	245,54
Moleman (volledige $k_{soil,tang}$)	32,77	308,1	255,0
Moleman (geen $k_{soil,tang}$)	35,14	319,0	256,6
Bouma	146,81	295,44	147,72
Duddeck (volledige $k_{soil,tang}$)	44,63	278,78	156,87
Duddeck (geen $k_{soil,tang}$)	52,47	niet bekend	niet bekend
Curtis	53,21	281,31	153,97

In deze tabel is onder andere het volgende te zien:

1. de berekende buigende momenten zijn van gelijke orde grootte (indien de methode Bouma niet wordt meegerekend), de onderlinge verschillen zijn maximaal 60%. De onzekerheid in de uitkomsten zal moeten worden gereduceerd, voordat sprake kan zijn van een "economisch segmentontwerp".
2. De kleinste buigende momenten worden gevonden met de methodes die uit Japan afkomstig zijn.
3. de verschillen in de berekende minimale normaalkrachten zijn groot. Zoals voorheen is verteld heeft dit invloed op het ontwerp van de segmenten (grotere normaalkracht resulteert in minder wapening).
4. de verschillen in de maximale normaalkracht in de lining liggen binnen een marge van ongeveer 10%. Ten opzichte van de overige berekende waarden is dit redelijk nauwkeurig. Helaas speelt van de drie berekende waarden juist deze waarde geen rol tijdens het ontwerpen van de segmenten.

De methodes die in Nederland worden toegepast kunnen het best met het Common design programma vergeleken worden. Vergelijken met Moleman is vanwege de zeer uitgebreide mogelijkheden van Moleman niet redelijk.

Een belangrijke reden voor de grote verschillen in de berekende buigende momenten en minimale normaalkrachten is dat bij de methodes Bouma, Duddeck en Curtis de horizontale gronddruk die op de tunnel werkt niet op de juiste wijze wordt meegerekend: de neutrale gronddrukcoëfficiënt wordt ook op de aanwezige waterspanning toegepast, waardoor de horizontale druk te klein is. Hierdoor wordt het maximale buigende moment te groot en de minimale normaalkracht te klein.

(Het niveau van het grondwater heeft hierdoor bij de methodes Bouma, Duddeck en Curtis geen invloed op de krachten in de lining, terwijl dit in werkelijkheid wel degelijk invloed heeft. In het Common design programma wordt deze invloed wel in de berekeningen betrokken, zie de tabel in § 6.5.1.)

Door een andere waarde voor de neutrale gronddrukcoëfficiënt aan te nemen kan hieraan grotendeels tegemoet gekomen worden: stel: $K_0 = 0,71$ (gemiddeld voor korrel- en waterdruk, inclusief de grondwaterstand en de aanwezigheid van lagen met een laag soortelijk gewicht).

Dit resulteert in de volgende buigende momenten:

gebruikte methode	M_{\max} (tfm)	N_{\max} (tf)	N_{\min} (tf)
Bouma	85,15	295,44	209,76
Duddeck (incl. $k_{soil, tank}$)	25,88	283,64	212,96
Curtis	30,86	285,0	211,19

In deze tabel is onder andere het volgende te zien:

1. het maximale buigende moment volgens de methode van Bouma is (nog steeds) veel te groot. Het maximale buigende moment volgens de methodes van Duddeck en Curtis is sterk verminderd als gevolg van de grotere horizontale gronddruk. De maximale buigende momenten van deze methodes zijn nu kleiner dan het maximale buigende moment volgens het Common design programma en Moleman.

2. de maximale normaalkrachten zijn vrijwel niet veranderd. Dit is logisch, omdat de verticale druk gelijk is gebleven.
3. de verschillen in de minimale normaalkracht zijn nog steeds groot, maar ze zijn verminderd ten opzichte van de verschillen uit de vorige tabel. Het is merkwaardig dat de maximale buigende momenten volgens de methodes Duddeck en Curtis kleiner zijn geworden dan de maximale buigende momenten volgens het Common design programma en Moleman, terwijl de minimale normaalkracht volgens Duddeck en Curtis toch nog steeds kleiner is dan die volgens het Common design programma en Moleman. Er zou bij zulke kleine maximale buigende momenten eerder een hogere waarde verwacht worden voor de minimale normaalkracht. Dit wijst erop dat de buigende momenten door toeval redelijk overeenkomen, en niet doordat de rekenmethodes overeenstemmen.

Indien bovenstaande berekeningen nogmaals worden uitgevoerd, waarbij voor de berekeningen voor Duddeck, Bouma en Curtis uitgegaan wordt van de verticale gronddruk ten hoogte van het centrum van de tunnel en van de vuistregel $E_g = 4 \cdot k = 9200 \text{ tf/m}^2$ worden de volgende buigende momenten gevonden.

toegepaste methode	M_{\max} (tfm) (ongescheurd)	N_{\max} (tf)	N_{\min} (tf)	M_{\max} (tfm) (gescheurd)
Common design	39,80	305,6	245,5	29,6
Bouma	170,4	342,84	171,42	idem
Duddeck (volledige $k_{\text{soil,tang}}$)	44,9	321,63	181,95	18,17
Curtis	45,79	324,72	178,38	18,60

De maximale buigende momenten die worden gevonden zijn weinig veranderd. Omdat de verhoogde gronddruk (16%) leidt tot een verhoogd buigend moment (ook 16% hoger), zal ook de invloed van de gewijzigde E_g aanzienlijk zijn. De berekende minimale normaalkrachten in de lining zijn lager dan bij de berekening met het Common design.

Bij de methodes van Duddeck en Curtis worden de maximale buigende momenten sterk gereduceerd indien met de Young modulus van gescheurd beton gerekend wordt. Bij het Common design programma is deze invloed veel geringer. Welke methode de reductie van de Young modulus op de juiste wijze meerekend is op grond van deze berekeningen niet te zeggen.

Bij de methodes Bouma, Duddeck en Curtis wordt de invloed van het gewicht van de lining niet in de berekening meegenomen. In de berekening van het Common design programma levert deze invloed ongeveer 15% van het maximale buigende moment, zie § 7.5.

Vanwege de enorme ervaring die men in Japan heeft met het berekenen van krachten in tunnelmantels kan worden aangenomen dat de buigende momenten die volgen uit berekeningen met Moleman en met het Common design programma niet te laag zijn. Bovendien zijn de Japanse programma's redelijk betrouwbaar, omdat met deze programma's jaarlijks (bij Obayashi Corporation) gebruikt worden bij het maken van de ontwerpen van ongeveer 50 (!) tunnels. Bovendien heeft Obayashi Corporation ruim 400 tunnels aangelegd, waarvan het merendeel geboorde tunnels, waardoor voldoende controles uitgevoerd kunnen worden.

Indien men de krachten in de lining berekent met eindige elementen programma's indien 1% grond te veel ontgraven wordt (de grond ontspant hierdoor enigszins) worden het maximale buigende moment

en de maximale normaalkracht sterkt gereduceerd (tot bijvoorbeeld de helft van de oorspronkelijke waarden). Aan de hand van deze gereduceerde krachten de segmenten ontwerpen zou niet juist zijn, omdat de hoeveelheid te veel ontgraven grond kan variëren over het tunneltracés (en plaatselijk minder kan zijn dan 1%) en omdat de ontspanning van de grond niet blijvend is (zeker bij slappe bodems, zoals in Nederland).

Voordat zekerheid bestaat over de uitkomsten van programma's als PLAXIS zal de rekenmethode moeten worden gecontroleerd aan de hand van bijvoorbeeld schaduwberekeningen, schaalproeven of proefprojecten. Indien na het uitvoeren van deze controles mocht blijken dat eenvoudiger programma's, zoals bijvoorbeeld Moleman, voldoende nauwkeurig zijn, zullen geen eindige elementen programma's toegepast moeten worden voor de berekening van de krachten in de linings. In dit geval blijven (in navolging van Japan) zakkingsberekeningen en overige niet-standaard berekeningen voorbehouden aan eindige elementen programma's.

Vanwege hun (relatieve) eenvoud zijn programma's zoals het Common design programma en Moleman in ieder geval zeer geschikt om als referentie te gebruiken voor andere rekenmethodes.

7.7 Conclusies en aanbevelingen

Uit dit hoofdstuk kunnen onder andere de volgende conclusies getrokken worden:

- de uitkomsten van de verschillende rekenmethodes lopen aanzienlijk uit een, zowel wat betreft het maximale buigende moment als wat betreft de minimale normaalkracht in de lining.
- in de methodes van Bouma, Duddeck en Curtis worden slechts een beperkt aantal parameters betrokken. Omdat de berekeningen in het Common design programma meer factoren in de berekeningen meenemen, lijkt het waarschijnlijk dat de berekeningen met het Common design programma een grotere nauwkeurigheid kunnen bereiken.
Een groot voordeel van de methodes die in Japan gebruikt worden is dat er (in Japan) reeds een zeer groot aantal tunnels mee berekend is. Hierdoor is de betrouwbaarheid van deze methodes groter dan die van de overige methodes.
- het maximale buigende moment neemt 10 à 20% toe als gevolg van het niet meerekenen van de tangentiale beddingsconstante (wrijving).

De belangrijkste aanbevelingen die uit dit hoofdstuk volgen zijn:

- de methodes van Duddeck en Curtis zouden moeten worden uitgebreid. Onder andere het gewicht van de lining moet in de berekeningen worden meegenomen, en er moet duidelijk bepaald worden met welke gronddruk de berekeningen moeten worden uitgevoerd.
Om deze uitbreidingen te voorkomen wordt aanbevolen het Common design programma in de plaats van deze methodes toe te passen.
Dit zou dan "voorstel Boeve" genoemd kunnen worden, naar de persoon die de methode in Nederland introduceerde.
- het Common design programma zou in de toekomst in ieder geval gebruikt moeten worden om berekeningen te controleren.
- er moet onderzocht worden hoe groot de tangentiale beddingsconstante is en welk deel hiervan mag (of moet) worden meegenomen bij de berekening van de krachten in de lining.
- er moet onderzoek uitgevoerd worden waarin de noodzaak bekeken wordt van het gebruik van eindige elementen programma's voor de berekening van krachten in linings. In Japan gebruikt men hiervoor alleen programma's als Moleman.
- er moet onderzocht worden of in het buitenland nog meer rekenmethodes bestaan die een aanvulling kunnen vormen op de huidige rekenmethodes.

Om de eenvoud van het "voorstel Boeve" (het Common design programma) nog eens te benadrukken is op de volgende pagina's weergegeven welke formule's gebruikt worden.

De formules die gebruikt worden bij het Common design programma.

Formules voor M, N en Q ten gevolge van de verticale belasting

$$M_{V1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \sin^2 \theta) \cdot P_{V1} \cdot Rc^2$$

$$N_{V1} = P_{V1} \cdot Rc \cdot \sin^2 \theta$$

$$Q_{V1} = -P_{V1} \cdot Rc \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van σ_1 over de hele hoogte van de tunnel

$$M_{H1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \cos^2 \theta) \cdot P_{H1} \cdot Rc^2$$

$$N_{H1} = P_{H1} \cdot Rc \cdot \cos^2 \theta$$

$$Q_{H1} = P_{H1} \cdot Rc \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van de toename van de horizontale belasting over de hoogte van de tunnel

$$M_{H0} = \frac{1}{48} \cdot (6 - 3 \cdot \cos \theta - 12 \cdot \cos^2 \theta + 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc^2$$

$$N_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\cos \theta + 8 \cdot \cos^2 \theta - 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc$$

$$Q_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\sin \theta + 8 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - 4 \cdot \sin \theta \cdot \cos^2 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van de reactiekracht van de grond

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4}$$

$$M_q = (0.2346 - 0.3536 \cdot \cos \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc^2$$

$$N_q = 0.3536 \cdot \cos \theta \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

$$Q_q = 0.3536 \cdot \sin \theta \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

$$\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$M_q = (-0.3487 + 0.5 \cdot \sin^2 \theta + 0.2357 \cdot \cos^3 \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc^2$$

$$N_q = (-0.7071 \cdot \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

$$Q_q = (\sin \theta \cdot \cos \theta - 0.7071 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van het gewicht van de lining

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$Mg = \left(\frac{3}{8} \cdot \pi - \theta \cdot \sin \theta - \frac{5}{6} \cdot \cos \theta \right) \cdot g \cdot Rc^2$$

$$Ng = \left(\theta \cdot \sin \theta - \frac{1}{6} \cdot \cos \theta \right) \cdot g \cdot Rc$$

$$Qg = - \left(\theta \cdot \cos \theta + \frac{1}{6} \cdot \sin \theta \right) \cdot g \cdot Rc$$

$$\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$$

$$Mg = \left(- \frac{1}{8} \cdot \pi + (\pi - \theta) \cdot \sin \theta - \frac{5}{6} \cdot \cos \theta - \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot \sin^2 \theta \right) \cdot g \cdot Rc^2$$

$$Ng = \left(- \pi \cdot \sin \theta + \theta \cdot \sin \theta + \pi \cdot \sin^2 \theta - \frac{1}{6} \cdot \cos \theta \right) \cdot g \cdot Rc$$

$$Qg = \left((\pi - \theta) \cdot \cos \theta - \pi \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \frac{1}{6} \cdot \sin \theta \right) \cdot g \cdot Rc$$

Voor uitleg van de gebruikte notaties: zie § 2.3 of appendix 1.

HOOFDSTUK 8: CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Het ontwerpen van gewapend betonnen tunnelsegmenten gebeurt in Japan op systematische wijze. Aan de hand van de werking van de lining is de invloed van verschillende factoren op de krachten in de lining goed te verklaren.

In Japan kan men door gebruik te maken van praktijkervaring, eerder uitgevoerde projecten, handboeken en rekenregels in korte tijd een segmentontwerp maken en controleren. Voordat dit in Nederland mogelijk is, is het uitvoeren van onderzoek en het opdoen van ervaring vereist.

Omdat de lining het duurste onderdeel is bij de aanleg van tunnels en vanwege de besparingen die hier lijken te behalen, is het uitvoeren van onderzoek zeker gerechtvaardigd.

Om niet nog verder achter te raken dan reeds het geval is, moeten de ontwikkelingen die in het buitenland gaande zijn op het gebied van geboorde tunnels nauwkeurig worden gevolgd. Vanwege het kleine aantal tunnels dat jaarlijks in Nederland geboord zal worden is het noodzakelijk dat bij elke tunnel ervaring wordt opgedaan met nieuwe technieken.

De geslotenheid van Japanse bedrijven is niet (altijd) zo strikt als wordt verondersteld. Dit blijkt uit de wijze waarop het verblijf bij Obayashi Corporation is ingevuld en uit de openheid die daarbij ten toon gesteld is.

De belangrijkste conclusies die getrokken kunnen worden uit de voorgaande 6 hoofdstukken zijn hieronder per hoofdstuk weergegeven.

De conclusies uit hoofdstuk 2:

- Het maken van een eerste segmentontwerp is betrekkelijk eenvoudig. Er wordt gewerkt volgens een logische ontwerpprocedure, waarbij veel gebruik gemaakt wordt van (geometrische) vuistregels, handboeken en standaardformules. Veel ingewikkelder is het zoeken naar een goedkoop segmentontwerp, het detailleren van het ontwerp of het toepassen van nieuwe technieken.
- Alle segmenten van een tunnel worden gedimensioneerd op het maximale buigende moment met de bijbehorende normaalkracht, dat onder de meest ongunstigste omstandigheid ergens in de lining op kan treden. In theorie zijn hierdoor alle segmenten op één na overgedimensioneerd.

De conclusies uit hoofdstuk 3:

- Het Common design programma is een zogenaamd "bedded beam" model voor de berekening van de krachten in een tunnelling. Het programma is eenvoudig, zeer overzichtelijk en de rekentijd is zeer kort. Hierdoor is het programma zeer geschikt voor het controleren van andere berekeningen of voor het zoeken naar de zwaarst belaste doorsnede in een tunneltracé.

De conclusies uit hoofdstuk 4:

- Moleman is een overzichtelijk verenmodel voor de berekening van de krachten in een tunnelling, waarbij de invloed van de voegen in de berekening wordt betrokken. De berekende vervormingen zijn niet overeenkomstig de werkelijkheid.
- Het programma is zeer uitgebreid, zo kunnen onder andere de afmetingen van de segmenten, de eigenschappen van elke afzonderlijke verbinding en het gedrag van de grond zeer nauwkeurig ingevoerd worden. Ook kunnen in de berekeningen puntlasten, aardbevingen, een 2^e lining, een rijdek of stalen segmenten meegenomen worden en kunnen berekeningen uitgevoerd worden voor DOT-tunnels en voor tunnels waarbij één of meerdere segmenten uit de lining verwijderd zijn.
- Het programma lijkt zeer geschikt voor het nauwkeurig bepalen van de krachten in een tunnelling en voor het onderzoeken van de invloed van nieuwe technieken.

De conclusies uit hoofdstuk 5:

- Er is een zeer duidelijk verschil tussen de werking en de dimensionering van de ring- en de segmentverbindingen: de ringverbindingen bevinden zich tussen opvolgende ringen en worden op dwarskrachten belast, de segmentverbindingen bevinden zich tussen de segmenten van één ring en worden belast op buigende momenten. Beide soorten verbindingen dragen veel bij aan de stijfheid van de lining en hebben een grote invloed op de buigende momenten in de lining. Ze spelen een zeer belangrijke rol bij de dimensionering en de plaatsing van de segmenten.
- De krachten in een lining zijn lager naarmate de lining slapper is. Een slappe lining kan onder andere verkregen worden door het aantal verbindingen en de sterkte van de verbindingen zo laag mogelijk te houden.
- Er worden momenteel verbindingen ontwikkeld die goedkoper en sneller te plaatsen zijn dan de traditionele bouten, terwijl bepaalde eigenschappen bovendien beter zijn.

De conclusies uit hoofdstuk 6:

Betreffende het ontwerp van de segmenten voor de Botlektunnel:

- De lining van de Botlektunnel kan worden opgebouwd uit 7 segmenten van 3,45 meter lang, 1,5 meter breed en 0,40 meter dik en 1 sluitsegment van 0,86 meter lang. Elk segment heeft 4 kromme bouten $\phi 30$ als ringverbinding, 3 kromme bouten $\phi 30$ als segmentverbinding en elke hoofdwapeningslaag bestaat uit 11 staven $\phi 19$.

Betreffende de afmetingen van de segmenten:

- Indien het transport van de segmenten dit toestaat lijkt het mogelijk elke ring van de Botlektunnel op te bouwen uit 6 segmenten en een sluitsegment, zonder dat de segmentdikte vermeerderd of de segmentbreedte verminderd moet worden.
- Door meer wapening toe te passen kunnen dunnere segmenten worden toegepast bij de Botlektunnel. Of dit kostenbesparend werkt moet nader worden onderzocht.
- Welke invloed het toepassen van brede segmenten heeft op de buigende momenten is niet duidelijk. Er zal 3-dimensionaal onderzoek uitgevoerd moeten worden voordat segmenten toegepast kunnen worden met een breedte van meer dan 1,5 meter.

Betreffende de buigende momenten in een lining:

- Het grootste buigende moment in een ring treedt op indien de segmenten van opvolgende ringen in een halfsteensverband geplaatst zijn, indien de segmentverbindingen zo ver mogelijk van het bovenste punt van de ring verwijderd zijn en indien de sluitsegmenten zich afwisselend aan de linker- en rechterzijde van de lining bevinden.

- Het meenemen van de invloed van de verbindingen bij de berekening van de krachten in de lining resulteert in lagere buigende momenten en vrijwel onveranderde normaalkrachten, en resulteert hierdoor in een goedkopere lining.
- Het maximale buigende moment in een lining kan met enkele tientallen procenten worden teruggebracht indien (in het zwaarst belaste deel van de tunnel) een segmentverbinding nabij het bovenste punt van elke ring geplaatst wordt. Voor niet-conische ringen moet dit mogelijk zijn, voor conische ringen is dit niet duidelijk in verband met de vereiste plaatsing van de ringen voor het maken van bochten.

Betreffende de invloed van invoerparameters:

- Zowel de beddingsconstante als de neutrale gronddrukcoëfficiënt hebben een grote invloed op de buigende momenten in de lining. Een verlaging van de beddingsconstante resulteert in een verhoging van het maximale buigende moment, terwijl gelijktijdig een verhoging van de neutrale gronddrukcoëfficiënt resulteert in een verlaging van het buigende moment.
- Het in de berekeningen meenemen van de tangentiale beddingsconstante (wrijving) resulteert in een verlaging van de maximale buigende momenten in de lining, waardoor de segmenten lichter gedimensioneerd kunnen worden. Welk deel van de tangentiale beddingsconstante bij de dimensionering van de segmenten mag worden meegenomen is momenteel niet duidelijk.
- Doorlopende naden resulteren in grote rotaties tussen de segmenten en moeten hierom voorkomen worden.

Betreffende de segmentwapening:

- Indien bij het wapenen van de segmenten rekening gehouden wordt met de toekomstige plaats van de segmenten in de ringen kan een groot deel van de wapening uitgespaard worden, doordat de wapening afgestemd kan worden op het werkelijke aanwezige buigende moment in het segment. Voor niet-conische ringen moet dit mogelijk zijn, voor niet-conische ringen daarentegen vereist dit het toepassen van meerdere soorten segmentringen.
- Sluitsegmenten kunnen lichter gedimensioneerd worden dan de overige segmenten, omdat de segmentverbindingen zullen voorkomen dat grote buigende momenten in deze segmenten ontstaan.
- De wapening van de segmenten (en mogelijk ook de dikte van de segmenten) kan worden aangepast aan de diepteligging van de tunnel.

Tot slot:

- Er zijn veel nieuwe ontwikkelingen gaande. Door het toepassen van nieuwe technieken zal de prijs van linings omlaag gaan. Om internationaal op concurrerende wijze tunnels te kunnen boren zal men deze ontwikkelingen op de voet moeten volgen.

De conclusies uit hoofdstuk 7:

- De buigende momenten en normaalkrachten die door de verschillende methodes berekend worden variëren aanzienlijk. De uitkomsten van het Common design programma en Moleman komen onderling redelijk overeen, evenals de uitkomsten van Duddeck en Curtis.
- het Common design programma lijkt completer en betrouwbaarder te zijn dan de methodes van Bouma, Duddeck en Curtis. Bij de methodes van Bouma, Duddeck en Curtis wordt de invloed van het gewicht van de lining en de horizontale druk op de tunnel niet of niet goed in de berekeningen meegenomen.
- Vanwege de vele mogelijkheden die Moleman biedt valt het te betwijfelen of het toepassen van eindige elementen programma's nodig is voor de bepaling van de krachten in linings. Indien dit niet nodig is blijft, zoals ook in Japan het geval is, het uitvoeren van zakkingsberekeningen en overige niet-standaard berekeningen voorbehouden aan eindige elementen programma's.

Enkele aanbevelingen die uit het bovenstaande volgen zijn:

- In plaats van de methodes van Bouma, Duddeck en Curtis kan het Common design programma toegepast worden. Dit zou het "voorstel Boeve" genoemd kunnen worden.
- Er moet op elke mogelijke wijze worden geprobeerd kennis op te doen in landen waar men met geboorde tunnels veel ervaring heeft.
- Er moet onderzoek uitgevoerd worden naar:
 - de grootte van de tangentiale beddingsconstante (wrijving) en het deel hiervan dat bij het dimensioneren van de segmenten mag (moet) worden meegenomen.
 - de precieze invloed van de beddingsconstanten en de neutrale gronddrukcoëfficiënt op de buigende momenten in de lining.
 - de gevolgen voor de buigende momenten indien segmenten worden toegepast met een breedte van meer dan 1,5 meter.
 - de invloed die het transporteren van de segmenten heeft op de totale kosten van de lining en de grenzen die het transport stelt aan de afmetingen van de segmenten.
 - de gevolgen voor de buigende momenten en de vervormingen indien in elke ring een segmentverbinding nabij het bovenste punt geplaatst wordt, het aantal verbindingen wordt verminderd of alle verbindingen worden weggelaten.
 - de gevolgen voor de kosten indien de segmenten of de segmentwapening wordt aangepast aan de diepteligging van de tunnel of aan de buigende momenten in de ring.
 - de maximaal toegestane vervormingen van een lining.
 - de noodzaak van het toepassen van eindige elementen programma's bij het bepalen van de krachten in de linings. Hierbij moet duidelijk worden of het toepassen van programma's als Moleman niet voldoende is.

Het ontwerp voor de segmenten van de Botlektunnel dat is gemaakt in hoofdstuk 6 kan zeer waarschijnlijk goedkoper gemaakt worden nadat onderzoek naar bovenstaande punten is uitgevoerd.

LITERATUURLIJST

- Boeve, D.W., Geboorde Tunnels, literatuurverslag geboorde tunnels
Delft, februari 1996.
- Boeve, D.W., Segment design, basic design of concrete segments (stageverslag)
Tokyo, februari 1996.
- Boeve, D.W., Tunnel technology, ontwikkeling van nieuwe tunnelvormen in Japan
Delft, april 1996.
- Bouma, Prof.ir. A.L., Mechanica van constructies, Elasto-statica van slanke structuren
Delft, augustus 1996.
- Craig, R.N., Evolution in segment design (artikel)
World Tunnelling, november 1993.
- Duddeck, A., Analysis of linings for shielddriven tunnels (artikel)
Technische Universität Braunschweig, Germany
- International Association of Civil Engineering Students, New Austrian Tunnelling Method
Vienna, juli 1995.
- ITA (editor: Heinz Duddeck), Guidelines for the design of tunnels (artikel)
Working Group on General Approaches to the Design of Tunnels.
- Kinderen, S. van, Risicoanalyse van een geboorde tunnel (eindverslag afstudeerproject)
Delft/Zoetermeer, juni 1995.
- Moleman, handleiding computerprogramma Moleman
Tokyo, 1995.
- NS Railinfrabeheer, Prestatiebestek Botlektunnel
Utrecht, november 1995.
- Obayashi Corporation, Onderzoekverslag verbindingsmiddelen
Tokyo, 1995.
- Obayashi Corporation, Informatiemap geboorde tunnels
Tokyo, november 1995.
- Walraven, Prof.dr.ir. J.C., Gewapend beton (collegedictaat G20A)
Delft, november 1991.

Auteur en uitgever onbekend en/of onleesbaar:

- Japanse handboeken voor de bepaling van ringindelingen (herkomst: bibliotheek van Obayashi Corporation).
- Japanse publicaties over het maken van segmentontwerpen (herkomst: bibliotheek van Obayashi Corporation).

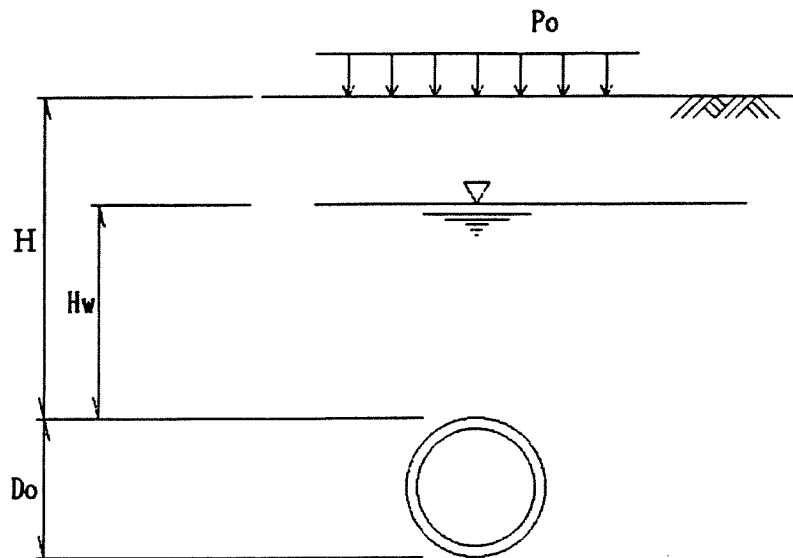
Mondelinge informatie, Civil Engineering Technical Department No. 1.

Tokyo, oktober 1995 - februari 1996

Tunnel-experts van Obayashi Corporation:

- Kenta Matsubara
- Nobuhiko Tochiori
- Yusaku Kanayama
- Koji Takeda
- Akihiro Higashide
- Junichi Hashiki
- Eiji Tauchi
- Shinya Nakajima
- Susumu Yamamoto

1. 設計条件



$Do =$	8350	mm
$Po =$	2.50	tf/m ²
$H =$	24.46	m
$H_w =$	19.66	m
$\gamma =$	1.94	tf/m ³
$\gamma' =$	0.92	tf/m ³
$K =$	2.30	kgf/cm ²
$\lambda =$	0.43	

verklaring 1.

Do = buiten diameter tunnel

γ = gewicht nat zand

γ' = gewicht zand onder water

K = beddingsconstante

λ = actieve gronddruk coefficient

2. セグメントの断面諸元

セグメント図心径: $R_c = 397.50$ cm

単位幅当りの面積: $A = 4.000E+03$ cm²/m

単位幅当りの

断面二次モーメント: $I_x = 5.333E+05$ cm⁴/m

verklaring 2:

R_c = straal van de middellijn van de segmenten

A = oppervlakte van de zijkant van een segment per strekkende m tunnel

I_x = weerstandsmoment van een segment per strekkende meter tunnel

verklaring 3. drukken

(1)

Ho = equivalente grondhoogte
(berekend alsof er alleen grond onder water is)

(2)

PSV = verticale korreldruk op de bovenkant van de tunnel
PWV = verticale waterdruk op de bovenkant van de tunnel
Pw = verticale waterdruk tegen de onderkant van de tunnel

(3)

PSH = de horizontale korreldruk op de tunnel
PWH = de horizontale waterdruk op de tunnel
PH1 = de horizontale druk op de bovenkant van de tunnel
PH2 = de horizontale druk op de onderkant van de tunnel

(4)

W = totale gewicht van de lining per strekkende meter tunnel
g = gewicht van een vierkante meter segment
Pg = gewicht van de segmenten per vierkante meter ondergrond

(5)

E = elasticiteitsmodulus van beton
delta = verplaatsing van de lining naar buiten op de horizontale punten
q = reactiekracht van de grond als gevolg van van die verplaatsing
($q = K * \text{delta}$)

3. 荷重計算

(1) 土荷重換算高さ

土荷重換算高さ

$$\begin{aligned} H_o &= H_w + (H - H_w) \gamma / \gamma' + P_o / \gamma' \\ &= 32.49 \text{ m} \end{aligned}$$

(2) 上部鉛直荷重

$$\begin{aligned} \text{土圧 } P_{SV} &= H_o \cdot \gamma' = 29.89 \text{ tf/m}^2 \\ \text{水圧 } P_{WV} &= H_w \cdot \gamma_w = 19.66 \text{ tf/m}^2 \\ \text{底部水圧 } P_w &= (H_w + D_o) \cdot \gamma_w = 28.01 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

$$P_{SV} + P_{WV} = 49.55 > P_w = 28.01$$

∴ 浮き上りに対して安定

したがって、上部鉛直荷重 $P_{V1} = P_{SV} + P_{WV} = 49.55 \text{ tf/m}^2$

(3) 水平荷重

$$\begin{aligned} \text{土圧 } P_{SH} &= (H_o + R_o - R_c \cdot \cos \theta) \lambda \cdot \gamma' \\ \text{水圧 } P_{WH} &= (H_w + R_o - R_c \cdot \cos \theta) \gamma_w \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{頂部荷重 } (\theta = 0^\circ) \\ P_{H1} &= P_{SH} + P_{WH} = 32.79 \text{ tf/m}^2 \\ \text{底部荷重 } (\theta = 180^\circ) \\ P_{H2} &= P_{SH} + P_{WH} = 43.89 \text{ tf/m}^2 \end{aligned}$$

(4) セグメント自重による反力

セグメント自重 $W = 25.97 \text{ tf/m}$ と仮定

$$g = W / (2\pi R_c) = 1.04 \text{ tf/m}^2$$

$$P_g = \pi \cdot g = 3.27 \text{ tf/m}^2$$

(5) 抵抗土圧

セグメントの水平方向変位量

セグメントの弾性係数 $E = 2.100E+06 \text{ tf/m}^2$

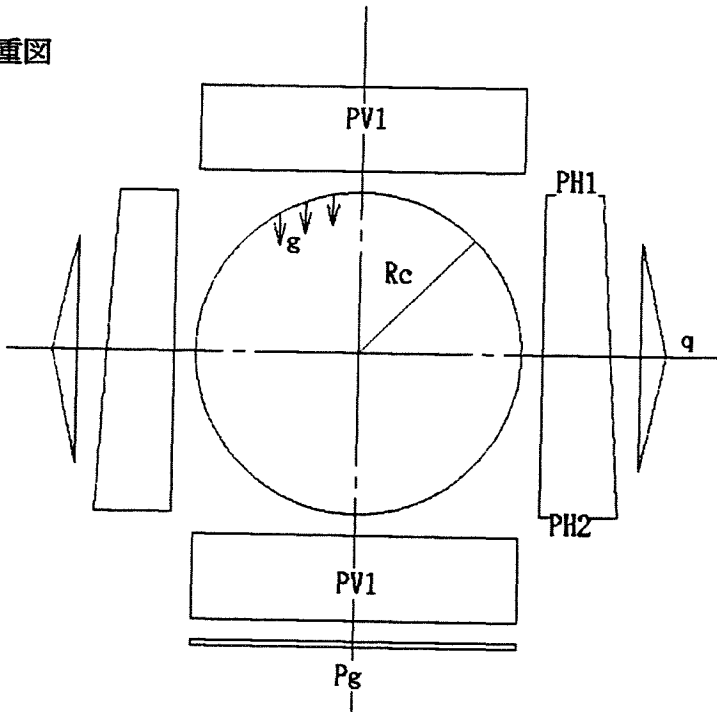
$$\delta = (2 \cdot PV1 - PH1 - PH2) R_c^4 / 24 (EI + 0.0454 \cdot K \cdot R_c^4)$$

$$= 0.00626 \text{ m}$$

∴ 抵抗土圧

$$q = K \cdot \delta = 14.40 \text{ tf/m}^2$$

(6) 荷重図



上部鉛直荷重 : PV1 = 49.55 tf/m^2

頂部水平荷重 : PH1 = 32.79 tf/m^2

底部水平荷重 : PH2 = 43.89 tf/m^2

下部反力荷重 : Pg = 3.27 tf/m^2

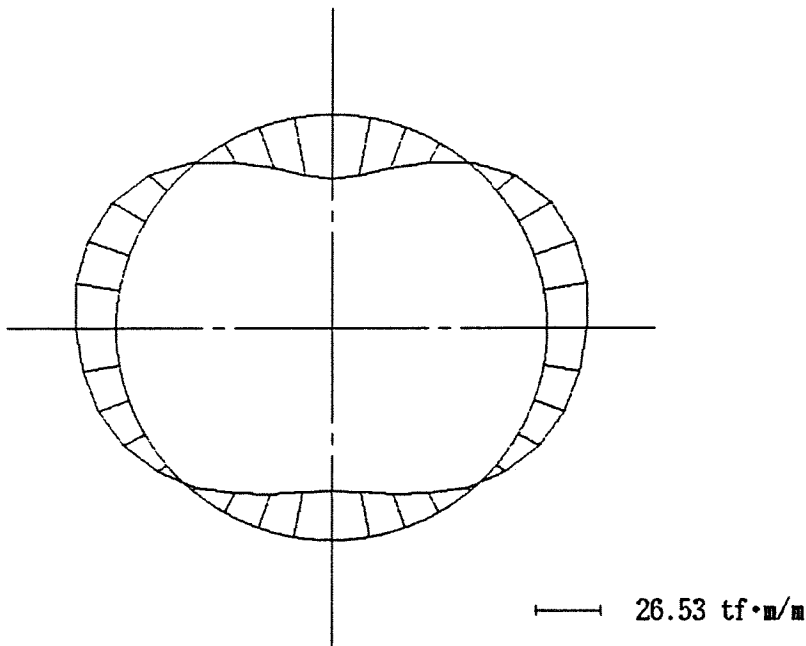
抵抗土圧 : q = 14.40 tf/m^2

自重 : g = 1.04 tf/m^2

図心半径 : Rc = 3.9750 m

a. 曲げモーメント (単位 tf・m)

θ	PV1	PH	q	Pg	1m当り	1リング当り
0	195.74	-147.80	-27.07	5.66	26.53	39.80
10	183.93	-139.15	-25.85	5.37	24.30	36.45
20	149.94	-114.19	-22.22	4.53	18.06	27.09
30	97.87	-75.72	-16.29	3.20	9.06	13.59
40	33.99	-28.12	-8.25	1.49	-0.89	-1.33
50	-33.99	23.14	1.66	-0.43	-9.62	-14.43
60	-97.87	72.07	12.69	-2.39	-15.50	-23.25
70	-149.94	112.85	23.26	-4.19	-18.02	-27.03
80	-183.93	140.49	31.27	-5.61	-17.78	-26.67
90	-195.74	151.45	34.42	-6.45	-16.32	-24.48
100	-183.93	144.14	31.27	-6.51	-15.03	-22.54
110	-149.94	119.18	23.26	-5.70	-13.20	-19.80
120	-97.87	79.38	12.69	-4.06	-9.86	-14.79
130	-33.99	29.46	1.66	-1.81	-4.68	-7.02
140	33.99	-24.47	-8.25	0.75	2.02	3.03
150	97.87	-75.72	-16.29	3.25	9.11	13.67
160	149.94	-117.84	-22.22	5.36	15.24	22.86
170	183.93	-145.48	-25.85	6.75	19.35	29.02
180	195.74	-155.10	-27.07	7.24	20.81	31.22



曲げモーメント図

verklaring van de tabel: zie volgende pagina

verklaring van de tabel:

θ = hoek ten opzichte van de verticaal

PV1 = het moment ten gevolge van de verticale druk

PH = het moment ten gevolge van de horizontale druk

q = het moment ten gevolge van de reactiekracht van de grond

Pg = het moment ten gevolge van het gewicht van de lining

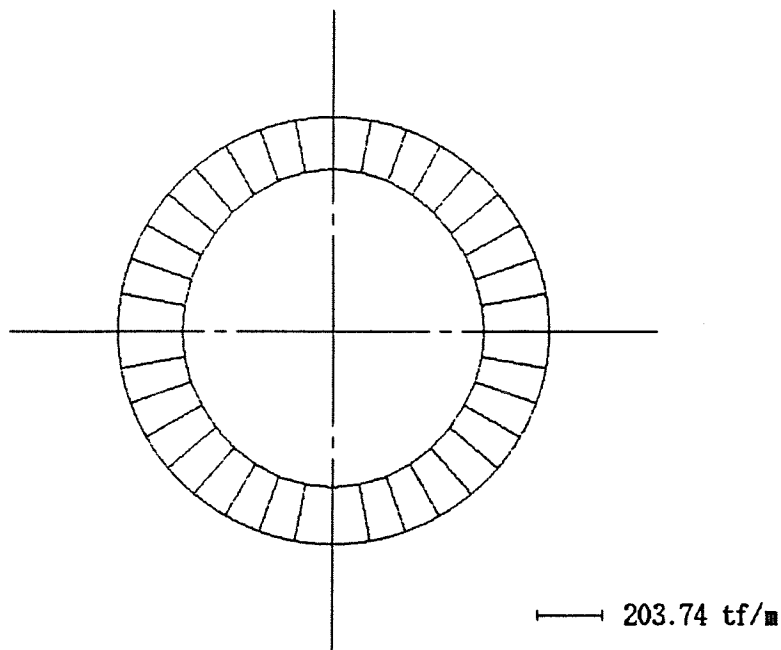
1m.. = de voorgaande momenten gesommeerd

1... = het moment per segmentring

- In dit geval is een segmentring 1,5 meter lang. Het moment in deze kolom is dus 1,5 maal zo groot als het moment in de voorgaande kolom.
- Alle momenten worden bepaald aan de hand van de formules die in deze appendix zijn bijgevoegd.
- Er wordt slechts een halve tunnel berekend vanwege symmetrie
- Het grootste moment zit boven, zoals "het hoort".

b. 軸力 (単位 tf)

θ	PV1	PH	q	Pg	1m当り	1リング当り
0	0.00	144.13	20.24	-0.68	163.69	245.54
10	5.94	139.99	19.93	-0.54	165.32	247.98
20	23.04	128.02	19.02	-0.14	169.94	254.91
30	49.24	109.53	17.53	0.49	176.79	265.19
40	81.38	86.59	15.50	1.33	184.80	277.20
50	115.58	61.81	12.90	2.32	192.61	288.92
60	147.73	38.10	9.25	3.40	198.48	297.72
70	173.93	18.33	5.08	4.51	201.85	302.78
80	191.03	5.02	1.51	5.56	203.12	304.68
90	196.97	0.00	0.00	6.49	203.46	305.19
100	191.03	4.17	1.51	7.03	203.74	305.61
110	173.93	17.33	5.08	6.96	203.30	304.95
120	147.73	38.10	9.25	6.33	201.41	302.11
130	115.58	64.13	12.90	5.30	197.91	296.86
140	81.38	92.28	15.50	4.04	193.20	289.80
150	49.24	119.08	17.53	2.76	188.61	282.92
160	23.04	141.13	19.02	1.67	184.86	277.29
170	5.94	155.62	19.93	0.94	182.43	273.65
180	0.00	160.67	20.24	0.69	181.60	272.40



軸力図

verklaring van de tabel

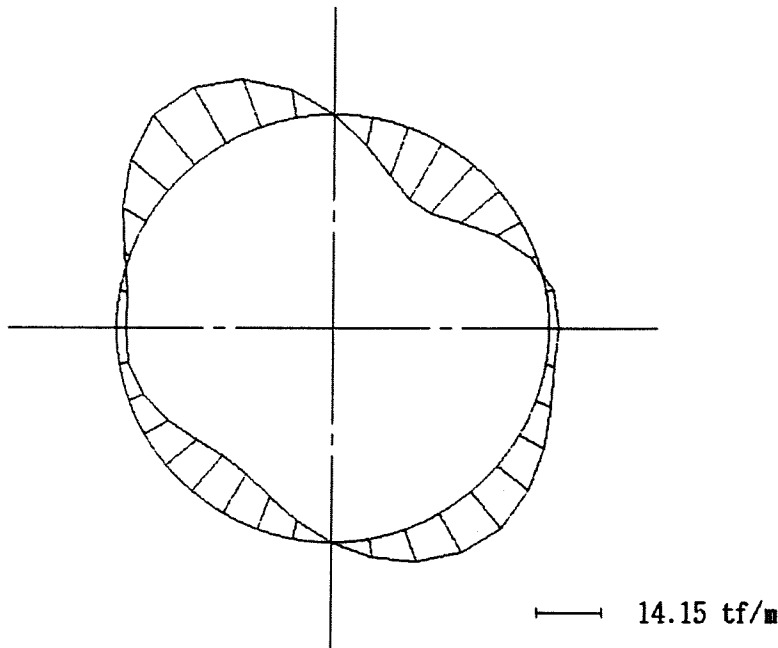
Deze tabel geeft de normaalkrachten langs de lining weer als gevolg van PV1 (verticale druk), PH (horizontale druk), q (grondreactiekracht) en Pg (gewicht van de lining) per meter en per ring .

Omdat de verticale krachten het grootst zijn bevindt de maximum normaalkracht zich links en rechts. De kleinste normaalkracht zit bovenin.

De formules waarmee deze krachten berekend zijn, zijn aan deze appendix toegevoegd.

c. せん断力 (単位 tf)

θ	PV1	PH	q	Pg	1m当り	1リング当り
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	-33.68	24.68	3.51	-0.83	-6.32	-9.48
20	-63.30	46.59	6.92	-1.59	-11.38	-17.07
30	-85.29	63.24	10.12	-2.22	-14.15	-21.23
40	-96.99	72.66	13.01	-2.65	-13.97	-20.95
50	-96.99	73.66	15.37	-2.85	-10.81	-16.21
60	-85.29	65.99	16.02	-2.76	-6.04	-9.06
70	-63.30	50.36	13.95	-2.37	-1.36	-2.04
80	-33.68	28.45	8.59	-1.68	1.68	2.52
90	0.00	2.76	0.00	-0.69	2.07	3.11
100	33.68	-23.68	-8.59	0.54	1.95	2.92
110	63.30	-47.60	-13.95	1.80	3.55	5.33
120	85.29	-65.99	-16.02	2.86	6.14	9.21
130	96.99	-76.42	-15.37	3.55	8.75	13.13
140	96.99	-77.43	-13.01	3.74	10.29	15.43
150	85.29	-68.75	-10.12	3.40	9.82	14.73
160	63.30	-51.37	-6.92	2.58	7.59	11.39
170	33.68	-27.44	-3.51	1.39	4.12	6.18
180	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



せん断力图

verklaring van de tabel

Deze tabel geeft de schuifkrachten langs de lining weer als gevolg van PV1 (verticale druk), PH (horizontale druk), q (grondreactiekracht) en Pg (gewicht van de lining) per meter en per ring.

De schuifkrachten ontstaan als gevolg van het verschil tussen de horizontale en verticale drukken. Dit is te zien in de formules waarmee deze krachten berekend zijn, achterin deze appendix.

Formules voor M, N en Q ten gevolge van de verticale belasting

$$M_{V1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \sin^2 \theta) \cdot P_{V1} \cdot Rc^2$$

$$N_{V1} = P_{V1} \cdot Rc \cdot \sin^2 \theta$$

$$Q_{V1} = -P_{V1} \cdot Rc \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van σ_1 over de hele hoogte van de tunnel

$$M_{H1} = \frac{1}{4} \cdot (1 - 2 \cdot \cos^2 \theta) \cdot P_{H1} \cdot Rc^2$$

$$N_{H1} = P_{H1} \cdot Rc \cdot \cos^2 \theta$$

$$Q_{H1} = P_{H1} \cdot Rc \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van de toename van de horizontale belasting over de hoogte van de tunnel

$$M_{H0} = \frac{1}{48} \cdot (6 - 3 \cdot \cos \theta - 12 \cdot \cos^2 \theta + 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc^2$$

$$N_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\cos \theta + 8 \cdot \cos^2 \theta - 4 \cdot \cos^3 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc$$

$$Q_{H0} = \frac{1}{16} \cdot (\sin \theta + 8 \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - 4 \cdot \sin \theta \cdot \cos^2 \theta) \cdot (P_{H2} - P_{H1}) \cdot Rc$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van de reactiekracht van de grond

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4}$$

$$M_q = (0.2346 - 0.3536 \cdot \cos \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc^2$$

$$N_q = 0.3536 \cdot \cos \theta \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

$$Q_q = 0.3536 \cdot \sin \theta \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

$$\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$M_q = (-0.3487 + 0.5 \cdot \sin^2 \theta + 0.2357 \cdot \cos^3 \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc^2$$

$$N_q = (-0.7071 \cdot \cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071 \cdot \sin^2 \theta \cdot \cos \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

$$Q_q = (\sin \theta \cdot \cos \theta - 0.7071 \cdot \cos^2 \theta \cdot \sin \theta) \cdot k \cdot \delta \cdot Rc$$

Formules voor M, N en Q ten gevolge van het gewicht van de lining

$$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$$

$$Mg = \left(\frac{3}{8} \cdot \pi - \theta \cdot \sin \theta - \frac{5}{6} \cdot \cos \theta \right) \cdot g \cdot Rc^2$$

$$Ng = \left(\theta \cdot \sin \theta - \frac{1}{6} \cdot \cos \theta \right) \cdot g \cdot Rc$$

$$Qg = - \left(\theta \cdot \cos \theta + \frac{1}{6} \cdot \sin \theta \right) \cdot g \cdot Rc$$

$$\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$$

$$Mg = \left(-\frac{1}{8} \cdot \pi + (\pi - \theta) \cdot \sin \theta - \frac{5}{6} \cdot \cos \theta - \frac{1}{2} \cdot \pi \cdot \sin^2 \theta \right) \cdot g \cdot Rc^2$$

$$Ng = \left(-\pi \cdot \sin \theta + \theta \cdot \sin \theta + \pi \cdot \sin^2 \theta - \frac{1}{6} \cdot \cos \theta \right) \cdot g \cdot Rc$$

$$Qg = \left\{ (\pi - \theta) \cdot \cos \theta - \pi \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \frac{1}{6} \cdot \sin \theta \right\} \cdot g \cdot Rc$$

Verklaringen bij de uitvoer van het computerprogramma Moleman.

De nummering in deze verklaring komt overeen met de toegevoegde nummering op de voorgaande output.

①

Algemene gegevens

Deze tunnel bestaat slechts uit 1 deel. Dit deel is van soort 2 (=gewapend beton).

Indien er bijvoorbeeld een invert aanwezig is of indien er aan DOT tunnels gerekend wordt zijn er meer delen.

- Radius : straal van de middellijn van de segmenten tot het centrum van de tunnel
- Xo, Yo : coördinaten van het centrum van de tunnel in een x-y assenstelsel (hier: (0,0))
- THETA(s): voor het invoeren van draaiing van de tunnel (hier: geen draaiing)
- THETA(E): voor het invoeren van het aantal graden per cirkel (hier 360°)
- DIV : het aantal delen dat ingevoerd wordt (hier 60 delen, dus 61 punten).

②

verbindingen

- joint no. : deze tunnel heeft allemaal dezelfde ringverbindingen
- SP1/SP2/SP3: de bovenste punten van alle drie de de ringen zijn ingevoerd als oneindig stijf (= soort 3) voor een juiste aansluiting van beide zijden van de cirkel.

③

Indeling van de ring

- node : het aantal punten dat berekend moet worden (hier 61)
- NORD : het nummer dat de berekende punten hebben. (1001 staat voor: punt 1 van deel 1)
- X : X-coördinaat ten opzichte van het centrum van de tunnel
- Y : Y-coördinaat ten opzichte van het centrum van de tunnel
(X en Y zijn de coördinaten van de middellijn van de lining)
- segm
grsp : geeft de plaats van de segmentverbindingen van de ringen
Waar 12 voor staat wist men op mijn afdeling niet.
Een 1 staat voor een segmentverbinding van ring 2.
Een 2 staat voor een segmentverbinding van ring 1 of 3.
Een 0 staat voor "doorgaand segment", dus geen segmentverbinding.
(Elk segment bestaat uit 8 delen, dus er is steeds 7 maal een 0, gevolgd door een 1 of een 2.
Dit geldt natuurlijk niet voor het sluitsegment: dat bestaat uit slechts 2 delen.)
- ring
grsp : geeft de punten weer waar de ringverbindingen zich bevinden.
een 1 staat voor een ringverbinding (een bout), een 0 staat voor geen ringverbinding.

④

Hier wordt aangegeven tussen welke punten (= NORD) elk deel van de ringen (= ELEM NO.) ligt en tot welke soort dit deel behoort (= SP).

Ring 1 en 3 (SP1 en SP3) zijn gelijk, beiden van de soort 2.

⑤

Gegevens over de segmenten van ring 2.

- gewicht per m¹ tunnelomtrek per segmentring ($H * L * \gamma = 0,4 * 1,5 * 2,6 = 1,56 \text{ t/m}$)
- elastiteitsmodulus beton = $2,1 * 10^6 \text{ tf/m}^2$
- Oppervlakte van de zijkant van een segment = $0,4 * 1,5 = 0,6 \text{ m}^2$
- $I = bh^3/12$
- lengte van een segment = 1,5 meter

⑥

Gegevens over de segmenten van de ringen 1 en 3

Hetzelfde als punt 5, maar nu voor de ringen 1 en 3 ($l = 0,75$ meter).

⑦

K_0 voor ring 2

- De eerste en tweede kolom geven K_r en K^* . Omdat afschuiving van een segmentverbinding niet plaatsvindt zijn deze oneindig (=zo groot mogelijk).
- De derde en vierde kolom geven K_0 voor buiging naar binnen en buiging naar buiten. Omdat de segmentbouten niet in het midden van de segmenten zitten zijn beide waarden eigenlijk niet gelijk. Toch hebben ze beide dezelfde waarde, allebei gelijk aan de K_0 naar binnen gericht. Dit is namelijk de manier waarop het maximale moment werkt en bovendien is K_0 naar buiten gericht niet maatgevend omdat die door de grond buiten de tunnel gesteund wordt.

⑧

Hetzelfde als onder punt ⑦, maar nu voor ring 1 en 3. K_0 is dus gehalveerd.

⑨

De segmentverbinding in tussen beide zijden van de cirkel: bovenin de tunnel sluiten de punten 1001 en 1061 op elkaar aan. Deze verbinding wordt zo stijf mogelijk ingevoerd.

⑩

Onder dit punt worden de stijfheden van de ringbouten ingevoerd.

Voor de waarden: zie paragraaf 6.4.3

De eerste kolom geeft de eigenschappen in x-richting, de tweede kolom die in y-richting.

⑪

De beddingsconstante van de grond ingevoerd in het x - y assenstelsel = 0.

Zie het volgende punt.

⑫

In dit punt wordt de beddingsconstante ingevoerd in en assenstelsel dat loodrecht op de tunnel wand staat.

De beddingsconstante loodrecht op de tunnelwand = 2300 t/m^3 ; evenwijdig aan de tunnelwand = 767 t/m^3 (zie paragraaf 6.2.4)

Er kan (net als voor de ringverbindingen) een drie-lineair verloop ingevoerd worden voor de beddingsconstante evenwijdig aan de tunnelwand. Van deze mogelijkheid is geen gebruik gemaakt.

⑬

De opties:

- puntbealsting
- vaste punten van de lining
- aardbevingen

zijn niet gebruikt.

⑭

Belastingen:

- de 3^e kolom geeft de ring weer waarvoor de belastingen gelden (elke ring 5 belastingen)
- de 5^e en 6^e kolom geven aan tussen welke punten de belasting werkt.
- de kolom XYT geeft aan in welke richting de belasting werkt
- de laatste twee kolommen geven de grootte van de belasting per m^1 tunnelomtrek per segment-ring (dus per $1,5 \text{ m}^2$)
(een positieve kracht werkt in de positieve aangegeven richting)
- er is slechts een "loadcase" benut. Er zijn er vijf mogelijk, bijvoorbeeld om verschillende bouwfasen te kunnen berekenen.

⑮

De manier van berekenen.

Deze werd op mijn afdeling nooit anders ingevoerd dan:

- load type = add up
- soil spring: aan
- 5 iteratie stappen
- nauwkeurigheid: 10^{-10}

⑯

Onder dit punt wordt voor een groot aantal punten aangegeven in welke richting bijvoorbeeld schuifkrachten werken in relatie tot de afspraken daarover.

Er worden geen waarden gegeven, er wordt alleen vermeld of die waarden in de afgesproken regels daarover positief of negatief zijn.

⑰ (pagina 11 van de uitvoer)

Onder dit punt worden de verplaatsingen gegeven van alle berekende punten van de drie ringen.

- $u_x(\text{cm})$ is de verplaatsing in x-richting in centimeters
- $u_y(\text{cm})$ is de verplaatsing in y-richting in centimeters
- TT is de verdraaiing van het punt ten opzichte van de oorspronkelijke stand

Aan het eind van elke ring worden de verplaatsingen van de segmentverbindingen nog een keer vermeld.

⑱ (pagina 15 van de uitvoer)

Onder dit punt wordt de uitvoer van N, Q en M gegeven van alle drie de ringen.

N en Q worden weergegeven in tf en M in tfm.

In de uitvoer is het maximaal optredende moment met bijhorende N en Q aangegeven. Deze waarden zijn gebruikt in paragraaf 6.6.

De uitvoer van ring 1 is op vreemde wijze verdwenen (de pagina nummering van de uitvoer loopt wel goed door). Dit is niet erg: de waarden zijn gelijk aan die van ring 3.

⑲ (pagina 19 van de uitvoer)

Als laatste worden de krachten in de ringbouten gegeven (alleen de punten met ringbouten zijn afgedrukt).

- Q zijn de krachten op de bouten in radiale richting (loodrecht op de lining)
- N zijn de krachten op de bouten in tangentiële richting (evenwijdig aan de lining)

De totale kracht op een bout is de resultante van deze twee krachten.

N is doorgaans groter dan Q!! Dit is niet wat men zou verwachten. Mogelijk komt dit door de schematisatie die is gebruikt: de ringen 1 en 3 zijn aan een zijde niet gesteund en kunnen daardoor mogelijk verder doorzakken dan in werkelijkheid gebeurt.

MODULE STRUCT : SET MODEL STRUCTURE DATA

① zie verklarende lijst

NO.	BLOCK NO.	KIND	RADIUS	XO	YO	THETA (S)	THETA (E)	DIV. NO.
1	1	2	3.9750D+00	0.0000D+00	0.0000D+00	0.0000D+00	3.6000D+02	60

② zie verklarende lijst

NO.	JOINT NO.	BLOCK NO.	S/E	BLOCK NO.	S/E	SP1	SP2	SP3
1	1	1	1	1	2	3	3	3

③ zie verklarende lijst

NO.	NORD	PART	XI	YI	SEGM GRSP	SEGM GRSP	SEGM GRSP	RING GRSP	RING GRSP	1-2J GRSP	1-2J, 1-2J	1-2J
1	1001	1	0.0000D+00	3.9750D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
2	1002	1	4.2978D-01	3.9517D+00	12	12	12	00	00	00	0	0
3	1003	1	8.5452D-01	3.8821D+00	2	0	2	0	0	0	0	0
4	1004	1	1.2692D+00	3.7669D+00	12	12	12	00	00	00	0	0
5	1005	1	1.6691D+00	3.6076D+00	0	1	0	0	0	0	0	0
6	1006	1	2.0493D+00	3.4060D+00	12	12	12	00	00	00	0	0
7	1007	1	2.4055D+00	3.1645D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
8	1008	1	2.7336D+00	2.8858D+00	12	12	12	00	00	00	0	0
9	1009	1	3.0296D+00	2.5734D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
10	1010	1	3.2901D+00	2.2307D+00	12	12	12	00	00	00	0	0
11	1011	1	3.5120D+00	1.8619D+00	2	0	2	0	0	0	0	0
12	1012	1	3.6927D+00	1.4713D+00	12	12	12	00	00	00	0	0
13	1013	1	3.8301D+00	1.0636D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
14	1014	1	3.9226D+00	6.4306D-01	12	12	12	00	00	00	0	0
15	1015	1	3.9692D+00	2.1496D-01	0	1	0	0	0	0	0	0
16	1016	1	3.9750D+00	0.0000D+00	12	12	12	00	00	00	0	0
17	1017	1	3.9692D+00	-2.1496D-01	0	0	0	1	1	0	0	0
18	1018	1	3.9226D+00	-6.4306D-01	12	12	12	00	00	00	0	0
19	1019	1	3.8301D+00	-1.0636D+00	2	0	2	0	0	0	0	0
20	1020	1	3.6928D+00	-1.4710D+00	12	12	12	00	00	00	0	0

21	1021	1	3.5120D+00	-1.8619D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
22	1022	1	3.2900D+00	-2.2308D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
23	1023	1	3.0298D+00	-2.5731D+00	0	1	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
24	1024	1	2.7337D+00	-2.8857D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
25	1025	1	2.4055D+00	-3.1645D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
26	1026	1	2.0491D+00	-3.4062D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
27	1027	1	1.6692D+00	-3.6075D+00	2	0	2	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
28	1028	1	1.2692D+00	-3.7669D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
29	1029	1	8.5425D-01	-3.8821D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
30	1030	1	4.2999D-01	-3.9517D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
31	1031	1	0.0000D+00	-3.9750D+00	0	1	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
32	1032	1	-4.2999D-01	-3.9517D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
33	1033	1	-8.5425D-01	-3.8821D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
34	1034	1	-1.2692D+00	-3.7669D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
35	1035	1	-1.6692D+00	-3.6075D+00	2	0	2	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
36	1036	1	-2.0491D+00	-3.4062D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
37	1037	1	-2.4055D+00	-3.1645D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
38	1038	1	-2.7337D+00	-2.8857D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
39	1039	1	-3.0298D+00	-2.5731D+00	0	1	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
40	1040	1	-3.2900D+00	-2.2308D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
41	1041	1	-3.5120D+00	-1.8619D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
42	1042	1	-3.6928D+00	-1.4710D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
43	1043	1	-3.8301D+00	-1.0636D+00	2	0	2	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
44	1044	1	-3.9226D+00	-6.4306D-01	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
45	1045	1	-3.9692D+00	-2.1496D-01	2	0	2	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
46	1046	1	-3.9750D+00	0.0000D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
47	1047	1	-3.9692D+00	2.1496D-01	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
48	1048	1	-3.9226D+00	6.4306D-01	0	1	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	
49	1049	1	-3.8301D+00	1.0636D+00	0	0	0	1	1	0	0
					12	12	12	00	00	00	
50	1050	1	-3.6928D+00	1.4710D+00	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00	

51	1051	1	-3.5120D+00	1.8619D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
52	1052	1	-3.2900D+00	2.2308D+00	0	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
53	1053	1	-3.0298D+00	2.5731D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
54	1054	1	-2.7337D+00	2.8857D+00	2	0	2	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
55	1055	1	-2.4055D+00	3.1645D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
56	1056	1	-2.0491D+00	3.4062D+00	0	1	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
57	1057	1	-1.6692D+00	3.6075D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
58	1058	1	-1.2692D+00	3.7669D+00	0	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
59	1059	1	-8.5425D-01	3.8821D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
60	1060	1	-4.2999D-01	3.9517D+00	0	0	0	0	0	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		
61	1061	1	0.0000D+00	3.9750D+00	0	0	0	1	1	0	0	0
					12	12	12	00	00	00		

0-----

ELEM

④ zie verklarende lijst

NO.	ELEM NO.	PART	NORD NO. (I)	NORD NO. (J)	SP1	SP2	SP3	NJ2
1	1001	1	1001	1002	2	1	2	0
2	1002	1	1002	1003	2	1	2	0
3	1003	1	1003	1004	2	1	2	0
4	1004	1	1004	1005	2	1	2	0
5	1005	1	1005	1006	2	1	2	0
6	1006	1	1006	1007	2	1	2	0
7	1007	1	1007	1008	2	1	2	0
8	1008	1	1008	1009	2	1	2	0
9	1009	1	1009	1010	2	1	2	0
10	1010	1	1010	1011	2	1	2	0
11	1011	1	1011	1012	2	1	2	0
12	1012	1	1012	1013	2	1	2	0
13	1013	1	1013	1014	2	1	2	0
14	1014	1	1014	1015	2	1	2	0
15	1015	1	1015	1016	2	1	2	0
16	1016	1	1016	1017	2	1	2	0
17	1017	1	1017	1018	2	1	2	0
18	1018	1	1018	1019	2	1	2	0
19	1019	1	1019	1020	2	1	2	0
20	1020	1	1020	1021	2	1	2	0
21	1021	1	1021	1022	2	1	2	0
22	1022	1	1022	1023	2	1	2	0
23	1023	1	1023	1024	2	1	2	0
24	1024	1	1024	1025	2	1	2	0
25	1025	1	1025	1026	2	1	2	0
26	1026	1	1026	1027	2	1	2	0
27	1027	1	1027	1028	2	1	2	0
28	1028	1	1028	1029	2	1	2	0
29	1029	1	1029	1030	2	1	2	0
30	1030	1	1030	1031	2	1	2	0
31	1031	1	1031	1032	2	1	2	0
32	1032	1	1032	1033	2	1	2	0
33	1033	1	1033	1034	2	1	2	0

- 3 -

34	1034	1	1034	1035	2	1	2	0
35	1035	1	1035	1036	2	1	2	0
36	1036	1	1036	1037	2	1	2	0
37	1037	1	1037	1038	2	1	2	0
38	1038	1	1038	1039	2	1	2	0
39	1039	1	1039	1040	2	1	2	0
40	1040	1	1040	1041	2	1	2	0
41	1041	1	1041	1042	2	1	2	0
42	1042	1	1042	1043	2	1	2	0
43	1043	1	1043	1044	2	1	2	0
44	1044	1	1044	1045	2	1	2	0
45	1045	1	1045	1046	2	1	2	0
46	1046	1	1046	1047	2	1	2	0
47	1047	1	1047	1048	2	1	2	0
48	1048	1	1048	1049	2	1	2	0
49	1049	1	1049	1050	2	1	2	0
50	1050	1	1050	1051	2	1	2	0
51	1051	1	1051	1052	2	1	2	0
52	1052	1	1052	1053	2	1	2	0
53	1053	1	1053	1054	2	1	2	0
54	1054	1	1054	1055	2	1	2	0
55	1055	1	1055	1056	2	1	2	0
56	1056	1	1056	1057	2	1	2	0
57	1057	1	1057	1058	2	1	2	0
58	1058	1	1058	1059	2	1	2	0
59	1059	1	1059	1060	2	1	2	0
60	1060	1	1060	1061	2	1	2	0

0-----

MATERIAL

0	MATERIAL NO.	1	⑤					
	MATERIAL TYPE :	SBEAM	1					
	ROU	EYG	POA	AREA	AI	BB		
	1.5600D+00	2.1000D+06	0.0000D+00	6.0000D-01	8.0000D-03	1.5000D+00		
0	MATERIAL NO.	2	⑥					
	MATERIAL TYPE :	SBEAM	2					
	ROU	EYG	POA	AREA	AI	BB		
	7.8000D-01	2.1000D+06	0.0000D+00	3.0000D-01	4.0000D-03	7.5000D-01		
0	MATERIAL NO.	3	⑦					
	MATERIAL TYPE :	SGMSPR	1					
	SX0	SY0	SMO	SNO				
	1.0000D+14	1.0000D+14	2.9100D+03	2.9100D+03				
	1.0000D+15	1.0000D+15	1.0000D+15	1.0000D+15				
	1.0000D+14	1.0000D+14	2.9100D+03	2.9100D+03				
	1.0000D+15	1.0000D+15						
	1.0000D+14	1.0000D+14						
0	MATERIAL NO.	4	⑧					
	MATERIAL TYPE :	SGMSPR	2					
	SX0	SY0	SMO	SNO				
	1.0000D+14	1.0000D+14	1.4550D+03	1.4550D+03				
	1.0000D+15	1.0000D+15	1.0000D+15	1.0000D+15				
	1.0000D+14	1.0000D+14	1.4550D+03	1.4550D+03				
	1.0000D+15	1.0000D+15						
	1.0000D+14	1.0000D+14						
0	MATERIAL NO.	5	⑨					
	MATERIAL TYPE :	SGMSPR	3					
	SX0	SY0	SMO	SNO				
	1.0000D+14	1.0000D+14	1.0000D+17	1.0000D+17				
	1.0000D+15	1.0000D+15	1.0000D+15	1.0000D+15				
	1.0000D+14	1.0000D+14	1.0000D+17	1.0000D+17				

1. 0000D+15 1. 0000D+15

1. 0000D+14 1. 0000D+14

0 MATERIAL NO. 6 (10)

MATERIAL TYPE : RNGSPR 1

SX0 SY0

1. 1320D+04 1. 1320D+04

4. 9500D+00 4. 9500D+00

1. 1630D+03 1. 1630D+03

8. 0000D+00 8. 0000D+00

1. 1320D+04 1. 1320D+04

0 MATERIAL NO. 7 (11)

MATERIAL TYPE : GRDSPR 1 WHOLE DIM.

SX0 SY0

0. 0000D+00 0. 0000D+00

0. 0000D+00 0. 0000D+00

0. 0000D+00 0. 0000D+00

0. 0000D+00 0. 0000D+00

0. 0000D+00 0. 0000D+00

0 MATERIAL NO. 8 (12)

MATERIAL TYPE : GRDSPR 1 ELEMENT DIM.

SX0 SY0

7. 6700D+02 2. 3000D+03

1. 0000D+15 0. 0000D+00

7. 6700D+02

1. 0000D+15

7. 6700D+02

0-----
SPRING (13)

0-----
FIX

0-----
FIXSOIL

0-----
LOAD (14)

0 LOAD CASE NO. 1

NO.	RING NO.	PART	NORD NO.	NORD NO.	RATIO	W/E	XYT	LOAD1	LOAD2
1	PLOAD	1	1	1001	1016	1	Y	-3. 6550D+01	-3. 6550D+01
2	PLOAD	1	1	1046	1061	1	Y	-3. 6550D+01	-3. 6550D+01
3	PLOAD	1	1	1016	1046	1	Y	3. 9000D+01	3. 9000D+01
4	PLOAD	1	1	1001	1031	1	X	-2. 4330D+01	-3. 2650D+01
5	PLOAD	1	1	1031	1061	1	X	3. 2650D+01	2. 4330D+01
6	PLOAD	2	1	1001	1016	1	Y	-7. 3100D+01	-7. 3100D+01
7	PLOAD	2	1	1046	1061	1	Y	-7. 3100D+01	-7. 3100D+01
8	PLOAD	2	1	1016	1046	1	Y	7. 8000D+01	7. 8000D+01
9	PLOAD	2	1	1001	1031	1	X	-4. 8660D+01	-6. 5290D+01
10	PLOAD	2	1	1031	1061	1	X	6. 5290D+01	4. 8660D+01
11	PLOAD	3	1	1001	1016	1	Y	-3. 6550D+01	-3. 6550D+01
12	PLOAD	3	1	1046	1061	1	Y	-3. 6550D+01	-3. 6550D+01
13	PLOAD	3	1	1016	1046	1	Y	3. 9000D+01	3. 9000D+01
14	PLOAD	3	1	1001	1031	1	X	-2. 4330D+01	-3. 2650D+01
15	PLOAD	3	1	1031	1061	1	X	3. 2650D+01	2. 4330D+01

0 LOAD CASE NO. 2

0 LOAD CASE NO. 3

0 LOAD CASE NO. 4

G LOAD CASE NO. 5

- 5 -

ANALYSIS

(15)

0 ANALYSIS CASE NO. 1
 ANALYSIS TITLE : botlek5
 ANALYSIS LOAD TYPE : ADD UP DEAD LOAD TO EXTERNAL LOAD
 ANALYSIS LOAD NO. : 1 0 0 0 0
 LINING REFERENCE OFF
 EXTERNAL LOAD : SOIL SPRING ON
 DEAD LOAD : SOIL SPRING OFF
 EXTERNAL LOAD : NODE SPRING OFF
 DEAD LOAD : NODE SPRING OFF
 EXTERNAL LOAD : COMPULSIVE DISPLACEMENT OFF
 DEAD LOAD : COMPULSIVE DISPLACEMENT OFF
 EXTERNAL LOAD : SOIL COMPULSIVE DISPLACEMENT OFF
 EXTERNAL LOAD : KANSEI OFF
 GRAV : 0.000D+00
 ANALYSIS OPTION : ITERATION NUMBER = 5
 ITERATION EPS = 1.000D-10
 LOAD INCREASE NUMBER = 10

1***** KAISU = 10 *****

0 RING JOINT (-:SOSEI , +:DANSEI)
 SEGUMENT JOINT (-:SOSEI , +:DANSEI)
 (-:FUMAGE , +:SEIMAGE)
 1-2JI FUKKOU (-:TENSION , +:COMPRESSION)
 (-:SOSEI , +:DANSEI)
 SPRING (G) (-:SOSEI , +:DANSEI)
 SPRING (L) (-:SOSEI , +:DANSEI)
 GRSRING1 (G) (-:SOSEI , +:DANSEI)
 GRSRING2 (L) (-:TENSION , +:COMPRESSION)
 (-:SOSEI , +:DANSEI)

(16)

GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1001	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1002	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1003	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1004	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1004	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1005	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1006	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1007	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1008	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1009	AXIS HANTEI = -1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1010	AXIS HANTEI = 1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1011	AXIS HANTEI = 1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1012	AXIS HANTEI = 1
			SHEAR HANTEI = 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1012	AXIS HANTEI = 1

GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1013	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1014	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1014	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1015	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1016	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1017	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1018	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1019	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1020	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1021	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1022	AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1023	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1023	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1024	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1025	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1026	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1027	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1028	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1029	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1030	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1031	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1031	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1032	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1033	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1034	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1035	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1036	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1037	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1038	AXIS	HANTEI	= -1
			SHEAR	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1039	AXIS	HANTEI	= -1

GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1039	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= -1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1040	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1041	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1042	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1043	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1044	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1045	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1046	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1047	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1048	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1048	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1049	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1050	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1051	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1052	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1053	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1054	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1055	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1056	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1056	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1057	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1058	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1059	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1060	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
GRSPRING2	ELEMENT NUMBER =	1061	SHEAR	HANTEI	= -1
			AXIS	HANTEI	= 1
SEGUMENT JOINT	ELEMENT NUMBER =	1	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
			KAITEN	HANTEI	= 1
SEGUMENT JOINT	ELEMENT NUMBER =	2	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
			KAITEN	HANTEI	= -1
SEGUMENT JOINT	ELEMENT NUMBER =	3	SHEAR	HANTEI	= 1
			AXIS	HANTEI	= 1
			SHEAR	HANTEI	= 1
			KAITEN	HANTEI	= -1

SEGUMENT JOINT ELEMENT NUMBER =	4	AXIS HANTEI = 1
		SHEAR HANTEI = 1
		KAITEN HANTEI = -1
SEGUMENT JOINT ELEMENT NUMBER =	5	AXIS HANTEI = 1
		SHEAR HANTEI = 1
		KAITEN HANTEI = 1
SEGUMENT JOINT ELEMENT NUMBER =	6	AXIS HANTEI = 1
		SHEAR HANTEI = 1
		KAITEN HANTEI = -1
SEGUMENT JOINT ELEMENT NUMBER =	7	AXIS HANTEI = 1
		SHEAR HANTEI = 1
		KAITEN HANTEI = -1
SEGUMENT JOINT ELEMENT NUMBER =	8	AXIS HANTEI = 1
		SHEAR HANTEI = 1
		KAITEN HANTEI = -1
SEGUMENT JOINT ELEMENT NUMBER =	9	AXIS HANTEI = 1
		SHEAR HANTEI = 1
		KAITEN HANTEI = -1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101001	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = -2
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101003	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101005	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = -2
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101007	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101009	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101011	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101013	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101015	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101018	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101020	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101022	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101024	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101026	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101028	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101030	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101032	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101034	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101036	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101038	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101040	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1
RING JOINT ELEMENT NUMBER =	101042	SESSEN HANTEI = 1
		HOUSEN HANTEI = 1

RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101044	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101047	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101049	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101051	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101053	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101055	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101057	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101059	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	101061	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	-2
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201001	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	-2
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201003	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201005	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	-2
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201007	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201009	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201011	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201013	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201015	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201018	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201020	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201022	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201024	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201026	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201028	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201030	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201032	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201034	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201036	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201038	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201040	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201042	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1

RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201044	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201047	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201049	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201051	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201053	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201055	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201057	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201059	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	1
RING	JOINT ELEMENT NUMBER =	201061	SESSEN HANTEI =	1
			HOUSEN HANTEI =	-2

 * RESULTS OF DISPLACEMENT FOR RING NO. 1 *

(17)

RESULTS OF STATIC ANALYSIS

D I S P L A C E M E N T

NO.	NORD NO.	UX (cm)	UY (cm)	TT
1	1001	-7.2101D-02	-1.0958D+00	-2.0364D-03
2	1002	-8.5288D-02	-1.1774D+00	-1.7677D-03
3	1003	-7.6632D-02	-1.0707D+00	2.6614D-03
4	1004	-5.2089D-02	-9.4986D-01	3.0589D-03
5	1005	-8.2649D-03	-8.1614D-01	3.4668D-03
6	1006	5.7283D-02	-6.7334D-01	3.8006D-03
7	1007	1.4401D-01	-5.2895D-01	3.9909D-03
8	1008	2.4896D-01	-3.9065D-01	4.0432D-03
9	1009	3.6785D-01	-2.6454D-01	3.9824D-03
10	1010	4.9576D-01	-1.5465D-01	3.8229D-03
11	1011	5.4125D-01	-1.1534D-01	1.2433D-03
12	1012	5.7920D-01	-8.6271D-02	9.1386D-04
13	1013	6.0528D-01	-6.6345D-02	5.2157D-04
14	1014	6.1642D-01	-5.3003D-02	1.2636D-04
15	1015	6.1319D-01	-4.2659D-02	-2.1422D-04
16	1016	6.0710D-01	-3.7583D-02	-3.3579D-04
17	1017	5.9890D-01	-3.2126D-02	-4.3658D-04
18	1018	5.7699D-01	-1.9164D-02	-6.2732D-04
19	1019	5.4980D-01	-2.4843D-03	-7.6952D-04
20	1020	4.7934D-01	3.2225D-02	-1.8743D-03
21	1021	4.0775D-01	7.6813D-02	-2.0211D-03
22	1022	3.3516D-01	1.3263D-01	-2.2117D-03
23	1023	2.6207D-01	2.0126D-01	-2.4305D-03
24	1024	1.8975D-01	2.8397D-01	-2.6472D-03
25	1025	1.2122D-01	3.8044D-01	-2.8170D-03
26	1026	6.0223D-02	4.8835D-01	-2.9077D-03
27	1027	1.0427D-02	6.0339D-01	-2.8816D-03
28	1028	-4.3155D-03	6.6669D-01	-1.3958D-03
29	1029	-9.5139D-03	7.2097D-01	-1.0700D-03
30	1030	-6.1341D-03	7.5814D-01	-5.8697D-04
31	1031	2.3772D-03	7.7179D-01	-2.1995D-05
32	1032	1.0991D-02	7.6003D-01	5.4301D-04
33	1033	1.4677D-02	7.2473D-01	1.0263D-03
34	1034	9.9806D-03	6.7225D-01	1.3525D-03
35	1035	-4.0798D-03	6.1067D-01	1.5239D-03
36	1036	-5.3618D-02	4.9611D-01	2.8964D-03

37	1037	-1.1439D-01	3.8853D-01	2.8100D-03
38	1038	-1.8282D-01	2.9220D-01	2.6461D-03
39	1039	-2.5520D-01	2.0943D-01	2.4348D-03
40	1040	-3.2849D-01	1.4065D-01	2.2188D-03
41	1041	-4.0138D-01	8.4652D-02	2.0306D-03
42	1042	-4.7342D-01	3.9849D-02	1.8890D-03
43	1043	-5.4483D-01	4.8404D-03	1.7826D-03
44	1044	-5.9470D-01	-1.6791D-02	1.1941D-03
45	1045	-6.4240D-01	-3.2479D-02	1.0767D-03
46	1046	-6.4054D-01	-3.7634D-02	-1.1107D-04
47	1047	-6.3749D-01	-4.2926D-02	-1.8952D-04
48	1048	-6.2525D-01	-5.4869D-02	-4.4640D-04
49	1049	-6.0223D-01	-7.0748D-02	-7.6730D-04
50	1050	-5.6723D-01	-9.3614D-02	-1.1140D-03
51	1051	-5.2154D-01	-1.2624D-01	-1.4448D-03
52	1052	-4.6797D-01	-1.7047D-01	-1.7387D-03
53	1053	-4.1044D-01	-2.2692D-01	-1.9691D-03
54	1054	-3.5311D-01	-2.9483D-01	-2.1193D-03
55	1055	-2.6772D-01	-4.1022D-01	-3.3387D-03
56	1056	-1.9540D-01	-5.3359D-01	-3.2734D-03
57	1057	-1.3902D-01	-6.5942D-01	-3.1112D-03
58	1058	-9.9601D-02	-7.8255D-01	-2.8693D-03
59	1059	-7.6677D-02	-8.9807D-01	-2.5799D-03
60	1060	-6.8395D-02	-1.0026D+00	-2.2860D-03
61	1061	-7.2101D-02	-1.0958D+00	-2.0364D-03
62	1002	-8.5288D-02	-1.1774D+00	2.3085D-03
63	1010	4.9576D-01	-1.5465D-01	1.4961D-03
64	1019	5.4980D-01	-2.4843D-03	-1.7465D-03
65	1027	1.0427D-02	6.0339D-01	-1.5659D-03
66	1035	-4.0798D-03	6.1067D-01	2.8675D-03
67	1043	-5.4483D-01	4.8404D-03	1.2857D-03
68	1045	-6.4240D-01	-3.2479D-02	-5.1790D-05
69	1054	-3.5311D-01	-2.9483D-01	-3.2938D-03

 * RESULTS OF DISPLACEMENT FOR RING NO. 2 *

RESULTS OF STATIC ANALYSIS

D I S P L A C E M E N T

NO.	NORD NO.	UX (cm)	UY (cm)	TT
70	1001	-7.0956D-02	-1.0519D+00	-9.3916D-04
71	1002	-8.0629D-02	-1.0744D+00	-1.5645D-04
72	1003	-8.7983D-02	-1.0661D+00	4.5032D-04
73	1004	-8.8956D-02	-1.0362D+00	8.3677D-04
74	1005	-2.8153D-02	-8.5865D-01	4.4007D-03
75	1006	5.1657D-02	-6.8778D-01	4.3282D-03
76	1007	1.4573D-01	-5.3158D-01	4.1099D-03
77	1008	2.4807D-01	-3.9559D-01	3.7674D-03
78	1009	3.5220D-01	-2.8281D-01	3.3401D-03
79	1010	4.5284D-01	-1.9322D-01	2.9133D-03
80	1011	5.4817D-01	-1.2366D-01	2.5651D-03
81	1012	6.3881D-01	-7.0304D-02	2.3162D-03
82	1013	6.4699D-01	-5.6616D-02	2.1683D-04
83	1014	6.5173D-01	-4.4947D-02	1.1281D-04
84	1015	6.2457D-01	-3.7410D-02	-6.7082D-04
85	1016	6.0950D-01	-3.2596D-02	-7.2012D-04
86	1017	5.9351D-01	-2.6931D-02	-7.8348D-04
87	1018	5.5661D-01	-1.2292D-02	-1.0036D-03
88	1019	5.1137D-01	8.5290D-03	-1.2579D-03
89	1020	4.5822D-01	3.7592D-02	-1.5183D-03
90	1021	3.9850D-01	7.6806D-02	-1.7555D-03

91	1022	3. 3561D-01	1. 2682D-01	-1. 9351D-03
92	1023	2. 7347D-01	1. 8699D-01	-2. 0496D-03
93	1024	1. 9529D-01	2. 7502D-01	-2. 7309D-03
94	1025	1. 2751D-01	3. 7022D-01	-2. 6614D-03
95	1026	7. 3184D-02	4. 6784D-01	-2. 4907D-03
96	1027	3. 3960D-02	5. 6247D-01	-2. 2474D-03
97	1028	9. 2369D-03	6. 5044D-01	-1. 9690D-03
98	1029	-2. 5730D-03	7. 2891D-01	-1. 6961D-03
99	1030	-4. 0916D-03	7. 9748D-01	-1. 4739D-03
100	1031	2. 3448D-03	8. 5716D-01	-1. 2757D-03
101	1032	8. 8791D-03	7. 9929D-01	1. 4322D-03
102	1033	7. 6426D-03	7. 3245D-01	1. 6564D-03
103	1034	-3. 7289D-03	6. 5558D-01	1. 9323D-03
104	1035	-2. 7899D-02	5. 6900D-01	2. 2144D-03
105	1036	-6. 6497D-02	4. 7555D-01	2. 4612D-03
106	1037	-1. 2016D-01	3. 7892D-01	2. 6354D-03
107	1038	-1. 8726D-01	2. 8452D-01	2. 7084D-03
108	1039	-2. 6481D-01	1. 9709D-01	2. 6838D-03
109	1040	-3. 3003D-01	1. 3459D-01	2. 0302D-03
110	1041	-3. 9667D-01	8. 2328D-02	1. 8640D-03
111	1042	-4. 6095D-01	4. 1022D-02	1. 6433D-03
112	1043	-5. 1943D-01	1. 0170D-02	1. 3907D-03
113	1044	-5. 7004D-01	-1. 1845D-02	1. 1228D-03
114	1045	-6. 1141D-01	-2. 7014D-02	8. 7111D-04
115	1046	-6. 2906D-01	-3. 2743D-02	7. 8664D-04
116	1047	-6. 4530D-01	-3. 7547D-02	7. 1218D-04
117	1048	-6. 7300D-01	-4. 5084D-02	5. 3131D-04
118	1049	-6. 3048D-01	-6. 5141D-02	-1. 1509D-03
119	1050	-5. 8296D-01	-9. 2145D-02	-1. 3574D-03
120	1051	-5. 2914D-01	-1. 2852D-01	-1. 6318D-03
121	1052	-4. 6830D-01	-1. 7730D-01	-1. 9682D-03
122	1053	-4. 0077D-01	-2. 4163D-01	-2. 3501D-03
123	1054	-3. 2848D-01	-3. 2418D-01	-2. 7124D-03
124	1055	-2. 5649D-01	-4. 2434D-01	-2. 9788D-03
125	1056	-1. 9081D-01	-5. 3849D-01	-3. 0901D-03
126	1057	-1. 3396D-01	-6. 6571D-01	-3. 1754D-03
127	1058	-9. 3812D-02	-7. 9100D-01	-2. 8862D-03
128	1059	-7. 1695D-02	-9. 0365D-01	-2. 3995D-03
129	1060	-6. 5669D-02	-9. 9342D-01	-1. 7399D-03
130	1061	-7. 0956D-02	-1. 0519D+00	-9. 3916D-04
131	1004	-8. 8956D-02	-1. 0362D+00	4. 2661D-03
132	1012	6. 3881D-01	-7. 0304D-02	3. 6388D-04
133	1014	6. 5173D-01	-4. 4947D-02	-5. 4898D-04
134	1023	2. 7347D-01	1. 8699D-01	-2. 7008D-03
135	1031	2. 3448D-03	8. 5716D-01	1. 2333D-03
136	1039	-2. 6481D-01	1. 9709D-01	2. 1349D-03
137	1048	-6. 7300D-01	-4. 5084D-02	-9. 7813D-04
138	1056	-1. 9081D-01	-5. 3849D-01	-3. 2596D-03

 * RESULTS OF DISPLACEMENT FOR RING NO. 3 *

RESULTS OF STATIC ANALYSIS

D I S P L A C E M E N T

NO.	NORD NO.	UX (cm)	UY (cm)	TT
139	1001	-7. 2101D-02	-1. 0958D+00	-2. 0364D-03
140	1002	-8. 5288D-02	-1. 1774D+00	-1. 7677D-03
141	1003	-7. 6632D-02	-1. 0707D+00	2. 6614D-03
142	1004	-5. 2089D-02	-9. 4986D-01	3. 0589D-03
143	1005	-8. 2651D-03	-8. 1614D-01	3. 4668D-03
144	1006	5. 7282D-02	-6. 7334D-01	3. 8006D-03

145	1007	1. 4401D-01	-5. 2895D-01	3. 9909D-03
146	1008	2. 4896D-01	-3. 9065D-01	4. 0432D-03
147	1009	3. 6785D-01	-2. 6454D-01	3. 9824D-03
148	1010	4. 9576D-01	-1. 5465D-01	3. 8229D-03
149	1011	5. 4125D-01	-1. 1534D-01	1. 2433D-03
150	1012	5. 7920D-01	-8. 6271D-02	9. 1386D-04
151	1013	6. 0528D-01	-6. 6345D-02	5. 2157D-04
152	1014	6. 1642D-01	-5. 3003D-02	1. 2636D-04
153	1015	6. 1319D-01	-4. 2659D-02	-2. 1422D-04
154	1016	6. 0710D-01	-3. 7583D-02	-3. 3579D-04
155	1017	5. 9890D-01	-3. 2126D-02	-4. 3658D-04
156	1018	5. 7699D-01	-1. 9164D-02	-6. 2732D-04
157	1019	5. 4980D-01	-2. 4843D-03	-7. 6953D-04
158	1020	4. 7934D-01	3. 2225D-02	-1. 8743D-03
159	1021	4. 0775D-01	7. 6813D-02	-2. 0211D-03
160	1022	3. 3516D-01	1. 3263D-01	-2. 2117D-03
161	1023	2. 6207D-01	2. 0126D-01	-2. 4305D-03
162	1024	1. 8975D-01	2. 8397D-01	-2. 6472D-03
163	1025	1. 2122D-01	3. 8044D-01	-2. 8170D-03
164	1026	6. 0223D-02	4. 8835D-01	-2. 9077D-03
165	1027	1. 0427D-02	6. 0339D-01	-2. 8816D-03
166	1028	-4. 3153D-03	6. 6669D-01	-1. 3958D-03
167	1029	-9. 5138D-03	7. 2097D-01	-1. 0701D-03
168	1030	-6. 1340D-03	7. 5814D-01	-5. 8698D-04
169	1031	2. 3773D-03	7. 7179D-01	-2. 2000D-05
170	1032	1. 0991D-02	7. 6004D-01	5. 4300D-04
171	1033	1. 4677D-02	7. 2473D-01	1. 0263D-03
172	1034	9. 9808D-03	6. 7225D-01	1. 3525D-03
173	1035	-4. 0795D-03	6. 1067D-01	1. 5239D-03
174	1036	-5. 3618D-02	4. 9612D-01	2. 8964D-03
175	1037	-1. 1439D-01	3. 8853D-01	2. 8100D-03
176	1038	-1. 8282D-01	2. 9220D-01	2. 6462D-03
177	1039	-2. 5520D-01	2. 0943D-01	2. 4348D-03
178	1040	-3. 2849D-01	1. 4065D-01	2. 2188D-03
179	1041	-4. 0138D-01	8. 4652D-02	2. 0306D-03
180	1042	-4. 7343D-01	3. 9849D-02	1. 8890D-03
181	1043	-5. 4484D-01	4. 8402D-03	1. 7827D-03
182	1044	-5. 9470D-01	-1. 6791D-02	1. 1941D-03
183	1045	-6. 4240D-01	-3. 2479D-02	1. 0767D-03
184	1046	-6. 4054D-01	-3. 7634D-02	-1. 1108D-04
185	1047	-6. 3749D-01	-4. 2926D-02	-1. 8952D-04
186	1048	-6. 2525D-01	-5. 4869D-02	-4. 4640D-04
187	1049	-6. 0223D-01	-7. 0748D-02	-7. 6730D-04
188	1050	-5. 6723D-01	-9. 3614D-02	-1. 1140D-03
189	1051	-5. 2154D-01	-1. 2624D-01	-1. 4448D-03
190	1052	-4. 6797D-01	-1. 7047D-01	-1. 7387D-03
191	1053	-4. 1044D-01	-2. 2692D-01	-1. 9691D-03
192	1054	-3. 5311D-01	-2. 9483D-01	-2. 1193D-03
193	1055	-2. 6772D-01	-4. 1022D-01	-3. 3387D-03
194	1056	-1. 9540D-01	-5. 3359D-01	-3. 2734D-03
195	1057	-1. 3902D-01	-6. 5942D-01	-3. 1112D-03
196	1058	-9. 9601D-02	-7. 8255D-01	-2. 8693D-03
197	1059	-7. 6677D-02	-8. 9807D-01	-2. 5799D-03
198	1060	-6. 8395D-02	-1. 0026D+00	-2. 2860D-03
199	1061	-7. 2101D-02	-1. 0958D+00	-2. 0364D-03
200	1002	-8. 5288D-02	-1. 1774D+00	2. 3085D-03
201	1010	4. 9576D-01	-1. 5465D-01	1. 4961D-03
202	1019	5. 4980D-01	-2. 4843D-03	-1. 7465D-03
203	1027	1. 0427D-02	6. 0339D-01	-1. 5659D-03
204	1035	-4. 0795D-03	6. 1067D-01	2. 8675D-03

205 1043 -5.4484D-01 4.8402D-03 1.2857D-03
 206 1045 -6.4240D-01 -3.2479D-02 -5.1794D-05
 207 1054 -3.5311D-01 -2.9483D-01 -3.2938D-03

* RESULTS OF SECTION FORCE FOR RING NO. 2 *

(18)

0 RESULTS OF STATIC ANALYSIS

0 NO. ELEM ELEM SECTION FORCE (UPPER:A-SIDE, LOWER:B-SIDE)

NO.	ELEM	ELEM TYPE	N (t)	QY (t)	MZ (t*m)
1	1001	CBEAM	2.5515D+02	-1.1547D+01	-3.2768D+01
2	1002	CBEAM	2.5724D+02	-1.5916D+01	-2.6855D+01
3	1003	CBEAM	2.6369D+02	-2.0182D+01	-1.9194D+01
4	1004	CBEAM	2.6888D+02	-2.2720D+01	-9.9792D+00
5	1005	CBEAM	2.7523D+02	-1.3323D+01	3.5294D-02
6	1006	CBEAM	2.8116D+02	-1.3042D+01	5.6617D+00
7	1007	CBEAM	2.8678D+02	-1.0921D+01	1.0812D+01
8	1008	CBEAM	2.9298D+02	-7.4545D+00	1.4698D+01
9	1009	CBEAM	2.9785D+02	2.9925D+00	1.6738D+01
10	1010	CBEAM	3.0005D+02	5.4230D+00	1.3987D+01
11	1011	CBEAM	2.9931D+02	5.9104D+00	9.9860D+00
12	1012	CBEAM	3.0059D+02	5.2586D+00	5.6813D+00
13	1013	CBEAM	3.0112D+02	-5.2203D+00	1.5667D+00
14	1014	CBEAM	3.0276D+02	-6.1768D+00	1.9258D+00
15	1015	CBEAM	3.0521D+02	-7.1455D+00	2.6929D+00
16	1016	CBEAM	3.0583D+02	-7.3524D+00	3.7623D+00
17	1017	CBEAM	3.0634D+02	-9.7063D+00	4.8830D+00
18	1018	CBEAM	3.0786D+02	-4.8269D+00	7.2835D+00
19	1019	CBEAM	3.0760D+02	-4.3421D+00	7.7106D+00
20	1020	CBEAM	3.0630D+02	1.3981D+00	8.1242D+00
21	1021	CBEAM	3.0482D+02	2.6594D+00	6.3019D+00
22	1022	CBEAM	3.0207D+02	3.6802D+00	4.1815D+00
23	1023	CBEAM	2.9868D+02	7.4072D+00	1.8952D+00
24	1024	CBEAM	2.9445D+02	7.5836D+00	-1.7285D+00
25	1025	CBEAM	2.9086D+02	8.8681D+00	-5.1598D+00

§ 6.5.2

* RESULTS OF SECTION FORCE FOR RING NO. 2 *

RESULTS OF STATIC ANALYSIS

NO.	ELEM NO.	ELEM TYPE	SECTION FORCE (UPPER: A-SIDE, LOWER: B-SIDE)		
			N (t)	QY (t)	MZ (t*m)
26	1026	CBEAM	2.8755D+02	3.5886D+00	-8.9164D+00
			-2.8507D+02	-2.9051D+00	1.0210D+01
27	1027	CBEAM	2.8507D+02	2.9051D+00	-1.0210D+01
			-2.8311D+02	-1.5011D+00	1.1071D+01
28	1028	CBEAM	2.8484D+02	-2.9639D+00	-1.1071D+01
			-2.8399D+02	4.6946D+00	9.3517D+00
29	1029	CBEAM	2.8399D+02	-4.6946D+00	-9.3517D+00
			-2.8383D+02	6.7185D+00	6.8522D+00
30	1030	CBEAM	2.8525D+02	2.0855D+00	-6.8522D+00
			-2.8487D+02	-6.2917D-02	7.3010D+00
31	1031	CBEAM	2.8487D+02	6.2738D-02	-7.3010D+00
			-2.8524D+02	1.9606D+00	6.9063D+00
32	1032	CBEAM	2.8380D+02	6.8239D+00	-6.9063D+00
			-2.8395D+02	-4.7963D+00	9.4505D+00
33	1033	CBEAM	2.8395D+02	4.7963D+00	-9.4505D+00
			-2.8479D+02	-3.0603D+00	1.1213D+01
34	1034	CBEAM	2.8305D+02	-1.5083D+00	-1.1213D+01
			-2.8502D+02	2.9188D+00	1.0350D+01
35	1035	CBEAM	2.8502D+02	-2.9188D+00	-1.0350D+01
			-2.8749D+02	3.6093D+00	9.0532D+00
36	1036	CBEAM	2.8740D+02	-9.1011D+00	-9.0532D+00
			-2.9083D+02	8.8933D+00	5.2943D+00
37	1037	CBEAM	2.9083D+02	-8.8933D+00	-5.2943D+00
			-2.9442D+02	7.6141D+00	1.8623D+00
38	1038	CBEAM	2.9488D+02	-9.5682D+00	-1.8623D+00
			-2.9859D+02	7.0680D+00	-1.5973D+00
39	1039	CBEAM	2.9859D+02	-7.0680D+00	1.5973D+00
			-3.0194D+02	3.3547D+00	-3.7193D+00
40	1040	CBEAM	3.0141D+02	-7.3503D+00	3.7193D+00
			-3.0456D+02	2.4677D+00	-5.7246D+00
41	1041	CBEAM	3.0328D+02	-7.1037D+00	5.7246D+00
			-3.0600D+02	1.1773D+00	-7.4132D+00
42	1042	CBEAM	3.0576D+02	-4.5906D+00	7.4132D+00
			-3.0764D+02	-2.3663D+00	-7.8132D+00
43	1043	CBEAM	3.0690D+02	-5.0264D+00	7.8132D+00
			-3.0811D+02	-2.7564D+00	-8.2432D+00
44	1044	CBEAM	3.0751D+02	5.6083D-02	8.2432D+00
			-3.0732D+02	-8.4225D+00	-6.3760D+00
45	1045	CBEAM	3.0729D+02	1.6040D+00	6.3760D+00
			-3.0687D+02	-5.9238D+00	-5.5634D+00
46	1046	CBEAM	3.0696D+02	1.2562D+00	5.5634D+00
			-3.0634D+02	-5.6306D+00	-4.8210D+00
47	1047	CBEAM	3.0549D+02	-3.3579D+00	4.8210D+00
			-3.0392D+02	-5.3567D+00	-4.3925D+00
48	1048	CBEAM	3.0468D+02	-4.4064D+00	4.3925D+00
			-3.0241D+02	-4.2231D+00	-4.4536D+00
49	1049	CBEAM	3.0405D+02	-1.1043D+01	4.4536D+00
			-3.0171D+02	2.6652D+00	-7.4420D+00
50	1050	CBEAM	3.0320D+02	-1.0202D+01	7.4420D+00
			-3.0004D+02	2.3197D+00	-1.0192D+01

- 16 -

* RESULTS OF SECTION FORCE FOR RING NO. 2 *

RESULTS OF STATIC ANALYSIS

NO.	ELEM	ELEM	SECTION FORCE (UPPER: A-SIDE, LOWER: B-SIDE)		
-----	------	------	--	--	--

	NO.	TYPE	N (t)	QY (t)	MZ (t*m)
51	1051	CBEAM	3. 0310D+02	-9. 6514D+00	1. 0192D+01
			-2. 9929D+02	2. 3856D+00	-1. 2846D+01
52	1052	CBEAM	3. 0131D+02	-6. 6643D+00	1. 2846D+01
			-2. 9677D+02	3. 8184D-01	-1. 4426D+01
53	1053	CBEAM	2. 9790D+02	3. 4440D+00	1. 4426D+01
			-2. 9206D+02	-8. 4228D+00	-1. 1933D+01
54	1054	CBEAM	2. 9206D+02	8. 4228D+00	1. 1933D+01
			-2. 8575D+02	-1. 1787D+01	-7. 6378D+00
55	1055	CBEAM	2. 8566D+02	1. 5869D+01	7. 6378D+00
			-2. 7887D+02	-1. 7534D+01	-4. 9322D-01
56	1056	CBEAM	2. 7887D+02	1. 7534D+01	4. 9322D-01
			-2. 7247D+02	-1. 7542D+01	7. 0073D+00
57	1057	CBEAM	2. 7203D+02	1. 9315D+01	-7. 0073D+00
			-2. 6624D+02	-1. 7772D+01	1. 4963D+01
58	1058	CBEAM	2. 6624D+02	1. 7772D+01	-1. 4963D+01
			-2. 6160D+02	-1. 4976D+01	2. 1993D+01
59	1059	CBEAM	2. 6077D+02	1. 6454D+01	-2. 1993D+01
			-2. 5741D+02	-1. 2655D+01	2. 8241D+01
60	1060	CBEAM	2. 5741D+02	1. 2655D+01	-2. 8241D+01
			-2. 5567D+02	-8. 3213D+00	3. 2758D+01

* RESULTS OF SECTION FORCE FOR RING NO. 3 *

0 RESULTS OF STATIC ANALYSIS

0	NO.	ELEM	ELEM	SECTION FORCE (UPPER: A-SIDE, LOWER: B-SIDE)		
	NO.	TYPE	N (t)	QY (t)	MZ (t*m)	
61	1001	CBEAM	1. 2980D+02	5. 8505D+00	-3. 8395D+00	
			-1. 2957D+02	-3. 8382D+00	5. 9308D+00	
62	1002	CBEAM	1. 2957D+02	3. 8381D+00	-5. 9308D+00	
			-1. 3015D+02	-1. 9706D+00	7. 1922D+00	
63	1003	CBEAM	1. 2878D+02	2. 2023D+00	-7. 1922D+00	
			-1. 3006D+02	-5. 2993D-01	7. 7967D+00	
64	1004	CBEAM	1. 3006D+02	5. 2993D-01	-7. 7967D+00	
			-1. 3196D+02	6. 2687D-01	7. 7975D+00	
65	1005	CBEAM	1. 3194D+02	-5. 9395D+00	-7. 7975D+00	
			-1. 3486D+02	6. 4172D+00	5. 1623D+00	
66	1006	CBEAM	1. 3486D+02	-6. 4172D+00	-5. 1623D+00	
			-1. 3802D+02	6. 0953D+00	2. 4983D+00	
67	1007	CBEAM	1. 3836D+02	-6. 2141D+00	-2. 4983D+00	
			-1. 4157D+02	5. 0206D+00	1. 1405D-01	
68	1008	CBEAM	1. 4157D+02	-5. 0206D+00	-1. 1405D-01	
			-1. 4460D+02	3. 0118D+00	-1. 5766D+00	
69	1009	CBEAM	1. 4503D+02	-5. 7014D+00	1. 5766D+00	
			-1. 4796D+02	2. 8878D+00	-3. 3854D+00	
70	1010	CBEAM	1. 4695D+02	-5. 2912D+00	3. 3854D+00	
			-1. 4957D+02	1. 9151D+00	-4. 8962D+00	
71	1011	CBEAM	1. 4989D+02	-4. 8145D+00	4. 8962D+00	
			-1. 5211D+02	8. 5575D-01	-6. 0777D+00	
72	1012	CBEAM	1. 5138D+02	-4. 6145D+00	6. 0777D+00	
			-1. 5319D+02	3. 3270D-01	-7. 1069D+00	
73	1013	CBEAM	1. 5284D+02	3. 1087D-01	7. 1069D+00	
			-1. 5370D+02	-4. 7851D+00	-5. 9778D+00	
74	1014	CBEAM	1. 5332D+02	3. 2800D-01	5. 9778D+00	
			-1. 5377D+02	-4. 8124D+00	-4. 8475D+00	
75	1015	CBEAM	1. 5311D+02	2. 7324D+00	4. 8475D+00	
			-1. 5311D+02	-4. 9075D+00	-4. 0241D+00	
76	1016	CBEAM	1. 5307D+02	2. 6552D+00	4. 0241D+00	
			-1. 5297D+02	-4. 7869D+00	-3. 2225D+00	
77	1017	CBEAM	1. 5297D+02	1. 4457D+00	3. 2225D+00	

78	1018	CBEAM	-1.5246D+02	-5.5222D+00	-1.7189D+00
			1.5225D+02	-1.1343D+00	1.7189D+00
			-1.5163D+02	-2.5613D+00	-1.4215D+00
79	1019	CBEAM	1.5199D+02	-1.3775D+00	1.4215D+00
			-1.5109D+02	-1.9045D+00	-1.3297D+00
80	1020	CBEAM	1.5192D+02	-3.7591D+00	1.3297D+00
			-1.5104D+02	8.8801D-01	-2.3646D+00
81	1021	CBEAM	1.5168D+02	-3.2980D+00	2.3646D+00
			-1.5060D+02	8.9500D-01	-3.3116D+00
82	1022	CBEAM	1.5185D+02	-1.9911D+00	3.3116D+00
			-1.5057D+02	1.6864D-02	-3.7942D+00
83	1023	CBEAM	1.5057D+02	-1.6868D-02	3.7942D+00
			-1.4909D+02	-1.3919D+00	-3.5535D+00
84	1024	CBEAM	1.4933D+02	2.5586D+00	3.5535D+00
			-1.4766D+02	-3.4351D+00	-2.3192D+00
85	1025	CBEAM	1.4766D+02	3.4351D+00	2.3192D+00
			-1.4604D+02	-3.7881D+00	-8.1856D-01

1*****

* RESULTS OF SECTION FORCE FOR RING NO. 3 *

RESULTS OF STATIC ANALYSIS						
0 NO.	ELEM NO.	ELEM TYPE	SECTION FORCE (UPPER: A-SIDE, LOWER: B-SIDE)			
			N (t)	QY (t)	MZ (t*m)	
86	1026	CBEAM	1.4598D+02	6.5342D+00	8.1856D-01	
			-1.4422D+02	-6.4024D+00	1.9144D+00	
87	1027	CBEAM	1.4422D+02	6.4024D+00	-1.9144D+00	
			-1.4269D+02	-5.8528D+00	4.5123D+00	
88	1028	CBEAM	1.4182D+02	8.0853D+00	-4.5123D+00	
			-1.4036D+02	-7.0992D+00	7.7525D+00	
89	1029	CBEAM	1.4036D+02	7.0992D+00	-7.7525D+00	
			-1.3928D+02	-5.8561D+00	1.0520D+01	
90	1030	CBEAM	1.3856D+02	1.4541D+00	-1.0520D+01	
			-1.3836D+02	-1.0047D-03	1.0827D+01	
91	1031	CBEAM	1.3836D+02	9.9722D-04	-1.0827D+01	
			-1.3856D+02	1.4521D+00	1.0521D+01	
92	1032	CBEAM	1.3928D+02	-5.8444D+00	-1.0521D+01	
			-1.4037D+02	7.0869D+00	7.7586D+00	
93	1033	CBEAM	1.4037D+02	-7.0869D+00	-7.7586D+00	
			-1.4182D+02	8.0728D+00	4.5242D+00	
94	1034	CBEAM	1.4269D+02	-5.7885D+00	-4.5242D+00	
			-1.4421D+02	6.3384D+00	1.9549D+00	
95	1035	CBEAM	1.4421D+02	-6.3385D+00	-1.9549D+00	
			-1.4597D+02	6.4717D+00	-7.4854D-01	
96	1036	CBEAM	1.4602D+02	-3.7257D+00	7.4854D-01	
			-1.4763D+02	3.3762D+00	-2.2193D+00	
97	1037	CBEAM	1.4763D+02	-3.3762D+00	2.2193D+00	
			-1.4929D+02	2.5041D+00	-3.4235D+00	
98	1038	CBEAM	1.4906D+02	-1.5270D+00	3.4235D+00	
			-1.5055D+02	1.2145D-01	-3.7151D+00	
99	1039	CBEAM	1.5055D+02	-1.2146D-01	3.7151D+00	
			-1.5185D+02	-1.8510D+00	-3.2819D+00	
100	1040	CBEAM	1.5064D+02	9.4850D-01	3.2819D+00	
			-1.5171D+02	-3.3544D+00	-2.2983D+00	
101	1041	CBEAM	1.5106D+02	1.0135D+00	2.2983D+00	
			-1.5193D+02	-3.8854D+00	-1.1934D+00	
102	1042	CBEAM	1.5100D+02	-6.3175D-01	1.1934D+00	
			-1.5177D+02	-2.6332D+00	-7.2308D-01	
103	1043	CBEAM	1.5140D+02	-1.2554D+00	7.2308D-01	
			-1.5188D+02	-2.4067D+00	-4.4512D-01	
104	1044	CBEAM	1.5178D+02	-4.8198D+00	4.4512D-01	

			-1. 5222D+02	8. 2134D-01	-1. 6420D+00
105	1045	CBEAM	1. 5222D+02	-4. 4045D+00	1. 6420D+00
			-1. 5229D+02	2. 3143D+00	-2. 3632D+00
106	1046	CBEAM	1. 5234D+02	-4. 6906D+00	2. 3632D+00
			-1. 5232D+02	2. 5577D+00	-3. 1420D+00
107	1047	CBEAM	1. 5302D+02	-5. 1750D+00	3. 1420D+00
			-1. 5262D+02	7. 6899D-01	-4. 4250D+00
108	1048	CBEAM	1. 5300D+02	-5. 2885D+00	4. 4250D+00
			-1. 5220D+02	8. 8602D-01	-5. 7671D+00
109	1049	CBEAM	1. 5252D+02	-1. 8031D+00	5. 7671D+00
			-1. 5095D+02	-2. 4170D+00	-5. 6536D+00
110	1050	CBEAM	1. 5168D+02	-1. 2389D+00	5. 6536D+00
			-1. 4969D+02	-2. 6887D+00	-5. 3660D+00

* RESULTS OF SECTION FORCE FOR RING NO. 3 *

RESULTS OF STATIC ANALYSIS						
0 NO.	ELEM NO.	ELEM TYPE	SECTION FORCE (UPPER:A-SIDE, LOWER:B-SIDE)			
			N (t)	QY (t)	MZ (t*m)	
111	1051	CBEAM	1. 4994D+02	3. 4237D-01	5. 3660D+00	
			-1. 4748D+02	-3. 7700D+00	-4. 5087D+00	
112	1052	CBEAM	1. 4848D+02	1. 6043D+00	4. 5087D+00	
			-1. 4569D+02	-4. 4806D+00	-3. 2304D+00	
113	1053	CBEAM	1. 4513D+02	2. 5677D+00	3. 2304D+00	
			-1. 4215D+02	-4. 6390D+00	-1. 7089D+00	
114	1054	CBEAM	1. 4215D+02	4. 6391D+00	1. 7089D+00	
			-1. 3897D+02	-5. 8986D+00	5. 3183D-01	
115	1055	CBEAM	1. 3902D+02	3. 8573D+00	-5. 3183D-01	
			-1. 3608D+02	-4. 3002D+00	2. 2617D+00	
116	1056	CBEAM	1. 3608D+02	4. 3002D+00	-2. 2617D+00	
			-1. 3339D+02	-3. 9683D+00	4. 0166D+00	
117	1057	CBEAM	1. 3361D+02	3. 0818D+00	-4. 0166D+00	
			-1. 3143D+02	-2. 0886D+00	5. 1108D+00	
118	1058	CBEAM	1. 3143D+02	2. 0886D+00	-5. 1108D+00	
			-1. 2986D+02	-5. 4826D-01	5. 6640D+00	
119	1059	CBEAM	1. 3028D+02	-1. 9077D-01	-5. 6640D+00	
			-1. 2951D+02	2. 0528D+00	5. 1717D+00	
120	1060	CBEAM	1. 2951D+02	-2. 0528D+00	-5. 1717D+00	
			-1. 2954D+02	4. 0837D+00	3. 8453D+00	

* RESULTS OF SECTION FORCE *

19

RESULTS OF STATIC ANALYSIS						
0 NO.	ELEM NO.	ELEM TYPE	SECTION FORCE (UPPER:A-SIDE, LOWER:B-SIDE)			
			N (t)	QY (t)	MZ (t*m)	
121	1001	RNGSPG	-1. 2963D-01	-4. 9672D+00		
			1. 2963D-01	4. 9672D+00		
122	1003	RNGSPG	1. 3668D+00	-2. 3180D-01		
			-1. 3668D+00	2. 3180D-01		
123	1005	RNGSPG	2. 2601D-02	5. 3127D+00		
			-2. 2601D-02	-5. 3127D+00		
124	1007	RNGSPG	-3. 3491D-01	1. 1886D-01		
			3. 3491D-01	-1. 1886D-01		
125	1009	RNGSPG	-4. 2914D-01	2. 6896D+00		
			4. 2914D-01	-2. 6896D+00		
126	1011	RNGSPG	-1. 1995D+00	-2. 5141D-01		
			1. 1995D+00	2. 5141D-01		
127	1013	RNGSPG	-2. 0214D-01	-4. 8439D+00		
			2. 0214D-01	4. 8439D+00		
128	1015	RNGSPG	5. 2360D-01	-1. 3181D+00		

			-5. 2360D-01	1. 3181D+00
129	1018	RNGSPG	3. 9456D-01	2. 4019D+00
			-3. 9456D-01	-2. 4019D+00
130	1020	RNGSPG	-3. 2018D-01	2. 4454D+00
			3. 2018D-01	-2. 4454D+00
131	1022	RNGSPG	-5. 1600D-01	-4. 1113D-01
			5. 1600D-01	4. 1113D-01
132	1024	RNGSPG	-2. 4227D-01	-1. 1666D+00
			2. 4227D-01	1. 1666D+00
133	1026	RNGSPG	6. 0130D-02	-2. 7462D+00
			-6. 0130D-02	2. 7462D+00
134	1028	RNGSPG	8. 6665D-01	-2. 2326D+00
			-8. 6665D-01	2. 2326D+00
135	1030	RNGSPG	7. 1156D-01	4. 4020D+00
			-7. 1156D-01	-4. 4020D+00
136	1032	RNGSPG	-7. 1842D-01	4. 3923D+00
			7. 1842D-01	-4. 3923D+00
137	1034	RNGSPG	-8. 6801D-01	-2. 2842D+00
			8. 6801D-01	2. 2842D+00
138	1036	RNGSPG	-4. 9417D-02	-2. 7459D+00
			4. 9417D-02	2. 7459D+00
139	1038	RNGSPG	2. 3312D-01	-9. 7706D-01
			-2. 3312D-01	9. 7706D-01
140	1040	RNGSPG	4. 7031D-01	-5. 3027D-01
			-4. 7031D-01	5. 3027D-01
141	1042	RNGSPG	3. 9903D-01	1. 3605D+00
			-3. 9903D-01	-1. 3605D+00
142	1044	RNGSPG	-1. 0104D-01	2. 8447D+00
			1. 0104D-01	-2. 8447D+00
143	1047	RNGSPG	-5. 6023D-01	-9. 1597D-01
			5. 6023D-01	9. 1597D-01
144	1049	RNGSPG	2. 4414D-01	-3. 2513D+00
			-2. 4414D-01	3. 2513D+00
145	1051	RNGSPG	6. 3094D-01	-6. 3878D-01
			-6. 3094D-01	6. 3878D-01

* RESULTS OF SECTION FORCE *

0 RESULTS OF STATIC ANALYSIS

0 NO.	ELEM NO.	ELEM TYPE	SECTION FORCE (UPPER:A-SIDE, LOWER:B-SIDE)		
			N (t)	QY (t)	MZ (t*m)
146	1053	RNGSPG	5. 6039D-01	1. 9129D+00	
			-5. 6039D-01	-1. 9129D+00	
147	1055	RNGSPG	-4. 4617D-02	2. 0413D+00	
			4. 4617D-02	-2. 0413D+00	
148	1057	RNGSPG	-2. 2084D-01	8. 8652D-01	
			2. 2084D-01	-8. 8652D-01	
149	1059	RNGSPG	-4. 1480D-01	7. 3902D-01	
			4. 1480D-01	-7. 3902D-01	
150	1061	RNGSPG	-1. 2963D-01	-4. 9672D+00	
			1. 2963D-01	4. 9672D+00	

* RESULTS OF SECTION FORCE *

0 RESULTS OF STATIC ANALYSIS

0 NO.	ELEM NO.	ELEM TYPE	SECTION FORCE (UPPER:A-SIDE, LOWER:B-SIDE)		
			N (t)	QY (t)	MZ (t*m)
151	1001	RNGSPG	1. 2963D-01	4. 9671D+00	
			-1. 2963D-01	-4. 9671D+00	
152	1003	RNGSPG	-1. 3667D+00	2. 3174D-01	

			1. 3667D+00	-2. 3174D-01
153	1005	RNGSPG	-2. 2579D-02	-5. 3127D+00
			2. 2579D-02	5. 3127D+00
154	1007	RNGSPG	3. 3493D-01	-1. 1884D-01
			-3. 3493D-01	1. 1884D-01
155	1009	RNGSPG	4. 2915D-01	-2. 6896D+00
			-4. 2915D-01	2. 6896D+00
156	1011	RNGSPG	1. 1995D+00	2. 5144D-01
			-1. 1995D+00	-2. 5144D-01
157	1013	RNGSPG	2. 0214D-01	4. 8439D+00
			-2. 0214D-01	-4. 8439D+00
158	1015	RNGSPG	-5. 2361D-01	1. 3181D+00
			5. 2361D-01	-1. 3181D+00
159	1018	RNGSPG	-3. 9457D-01	-2. 4019D+00
			3. 9457D-01	2. 4019D+00
160	1020	RNGSPG	3. 2016D-01	-2. 4454D+00
			-3. 2016D-01	2. 4454D+00
161	1022	RNGSPG	5. 1598D-01	4. 1114D-01
			-5. 1598D-01	-4. 1114D-01
162	1024	RNGSPG	2. 4225D-01	1. 1666D+00
			-2. 4225D-01	-1. 1666D+00
163	1026	RNGSPG	-6. 0146D-02	2. 7461D+00
			6. 0146D-02	-2. 7461D+00
164	1028	RNGSPG	-8. 6666D-01	2. 2325D+00
			8. 6666D-01	-2. 2325D+00
165	1030	RNGSPG	-7. 1155D-01	-4. 4020D+00
			7. 1155D-01	4. 4020D+00
166	1032	RNGSPG	7. 1843D-01	-4. 3922D+00
			-7. 1843D-01	4. 3922D+00
167	1034	RNGSPG	8. 6800D-01	2. 2843D+00
			-8. 6800D-01	-2. 2843D+00
168	1036	RNGSPG	4. 9386D-02	2. 7460D+00
			-4. 9386D-02	-2. 7460D+00
169	1038	RNGSPG	-2. 3317D-01	9. 7708D-01
			2. 3317D-01	-9. 7708D-01
170	1040	RNGSPG	-4. 7035D-01	5. 3025D-01
			4. 7035D-01	-5. 3025D-01
171	1042	RNGSPG	-3. 9906D-01	-1. 3606D+00
			3. 9906D-01	1. 3606D+00
172	1044	RNGSPG	1. 0103D-01	-2. 8448D+00
			-1. 0103D-01	2. 8448D+00
173	1047	RNGSPG	5. 6023D-01	9. 1594D-01
			-5. 6023D-01	-9. 1594D-01
174	1049	RNGSPG	-2. 4414D-01	3. 2513D+00
			2. 4414D-01	-3. 2513D+00
175	1051	RNGSPG	-6. 3093D-01	6. 3879D-01
			6. 3093D-01	-6. 3879D-01

* RESULTS OF SECTION FORCE *

0 RESULTS OF STATIC ANALYSIS

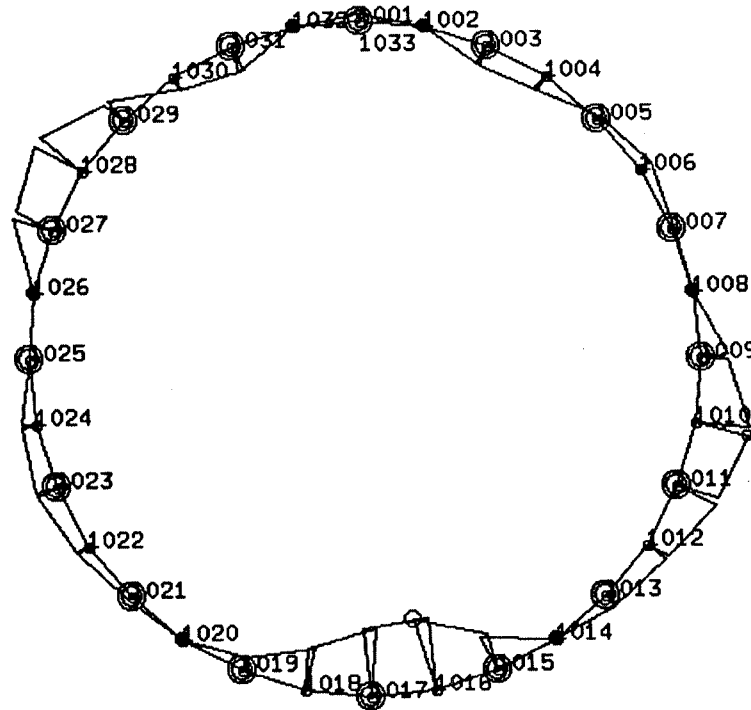
0 NO.	ELEM NO.	ELEM TYPE	SECTION FORCE N (t)	QY (t)	MZ (t*m)
176	1053	RNGSPG	-5. 6039D-01	-1. 9129D+00	
			5. 6039D-01	1. 9129D+00	
177	1055	RNGSPG	4. 4610D-02	-2. 0413D+00	
			-4. 4610D-02	2. 0413D+00	
178	1057	RNGSPG	2. 2083D-01	-8. 8651D-01	
			-2. 2083D-01	8. 8651D-01	
179	1059	RNGSPG	4. 1479D-01	-7. 3904D-01	

180 1061 RNGSPG -4.1479D-01 7.3904D-01
1.2963D-01 4.9671D+00
-1.2963D-01 -4.9671D+00

【 】

MOLEMAN2の断面計算: グラフ出力

----- モーメント ----- 軸力
 ○ 節点番号 : 1016 最大値 : 7.705E+00 1.830E+01
 ○ 節点番号 : 1010 最小値 : -5.970E+00 1.036E+02



リング[2] スケール | : 7.700E+00 (ton * m)
 ● セグメント継手 ○ 1-2リング継手 ○ 2-3リング継手 ⊕ 支点ばね ㄣ 地盤ばね

出力図形 曲げモーメント図

モデル名 _____

解析ケース名

kaku21

解析条件 :

- | | |
|-----------|--------------|
| 荷重条件 | 自重を外荷重として与える |
| 2次覆工 | 考慮しない。 |
| 外荷重支持 | 考慮する |
| 自重支持 | 考慮しない。 |
| 強制変位(外荷重) | 考慮しない。 |
| 強制変位(自重) | 考慮しない。 |

Standaard uitvoer uit Moleman.

- Linksboven is de weergegeven ring aangegeven <2>.
- Zwarte stippen zijn de segmentverbindingen van die ring.
- De kleinste rondjes zijn alleen berekende punten, de middelste rondjes zijn de ringbouten tussen ring 2 en ring 3, en de grootste rondjes zijn de ringbouten tussen ring 1 en 2 zoals rechtsonder aangegeven.
- De berekende punten zijn genummerd.
- Onderin een menubalk om uitvoer op te roepen.

出力図形選択

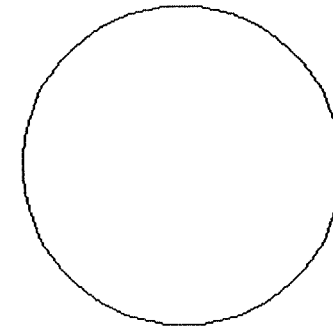
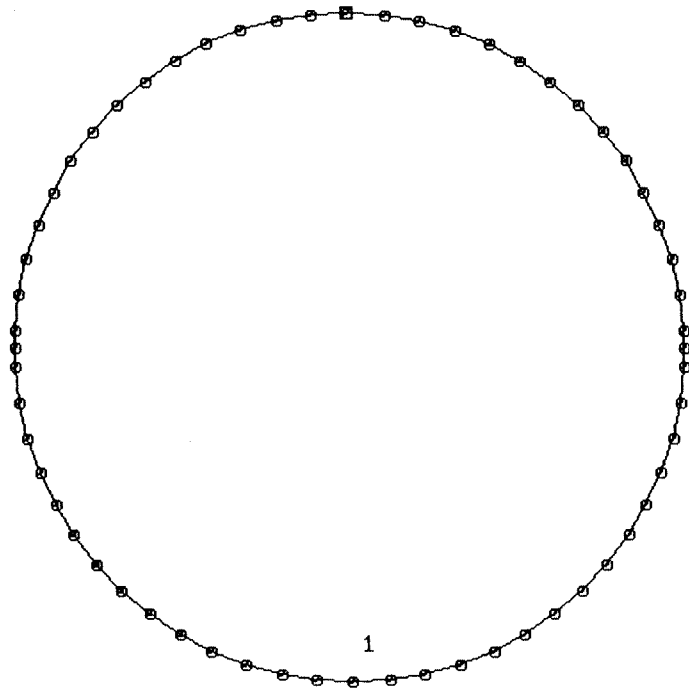
リング選択

スケール

終了

MODEL-FILE : botlek5.mdl

MODEL-NAME :



Invoer van de grondbelasting.

Ingevoerd in vijf delen, zoals uitgelegd in hoofdstuk 4 en berekend in paragraaf 6.2.

De zesde kolom geeft de richting waarin de kracht werkt aan, zoals aangegeven linksonder.

確 定	取 消	中 止
メニュー	行ジャンプ	画面制御

分布荷重設定

対象リング [2]

荷重ケース [1]

荷重ケース名称

[ブロック設定数 [1]

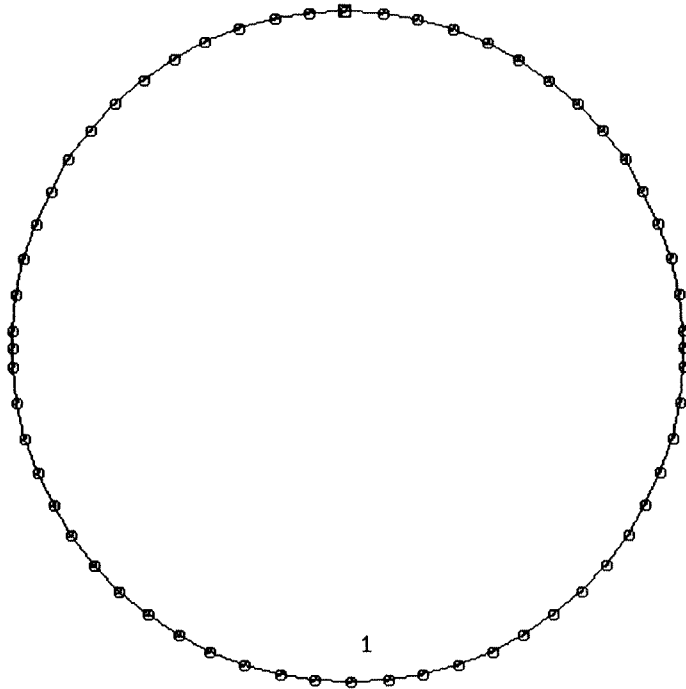
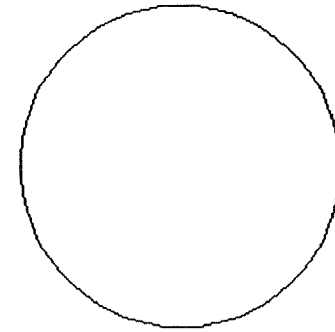
荷重設定数 [5]

座標系 1: 全体
2: 要素

方向 1: X
2: Y
3: θ

番号	ブロック 番号	節点番号	節点番号	座標	方向	荷重 (t/m)	荷重 (t/m)
1	[■]	[1001]	- [1016]	[1]	[2]	[-7.310E+01]	[-7.310E+01]
2	[1]	[1046]	- [1061]	[1]	[2]	[-7.310E+01]	[-7.310E+01]
3	[1]	[1016]	- [1046]	[1]	[2]	[7.800E+01]	[7.800E+01]
4	[1]	[1001]	- [1031]	[1]	[1]	[-4.866E+01]	[-6.529E+01]
5	[1]	[1031]	- [1061]	[1]	[1]	[6.529E+01]	[4.866E+01]
6	[0]	[0]	- [0]	[0]	[0]	[0.000E+00]	[0.000E+00]
7	[0]	[0]	- [0]	[0]	[0]	[0.000E+00]	[0.000E+00]
8	[0]	[0]	- [0]	[0]	[0]	[0.000E+00]	[0.000E+00]
9	[0]	[0]	- [0]	[0]	[0]	[0.000E+00]	[0.000E+00]
10	[0]	[0]	- [0]	[0]	[0]	[0.000E+00]	[0.000E+00]

MODEL-FILE : botlek5.mdl
 MODEL-NAME :



Invoer van de ringverbindingen.
 Linker twee kolommen zijn de radiale boutkrachten.
 Rechter twee kolommen zijn de tangentiale boutkrachten.
 Voor de waarden: zie par. 6.4.3

確	定	取	消	中	止
---	---	---	---	---	---

リング継手の物性値入力 (数値無限大は負の値を入力して下さい)

物性番号 [1]

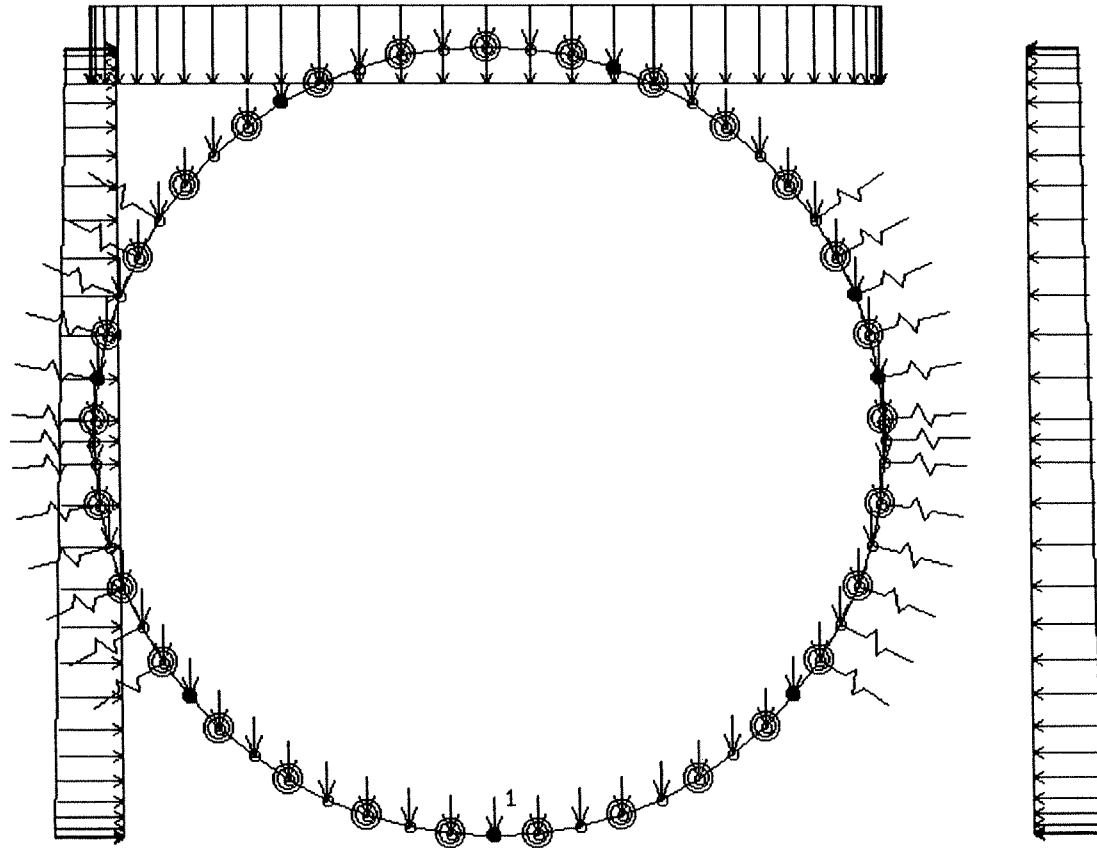
名称 [Ring joint]

	接線方向 (t/m)	降伏力 (t)	法線方向 (t/m)	降伏力 (t)
弾性	[1.132E+04]	[4.950E+00]	[1.132E+04]	[4.950E+00]
1次塑性	[1.163E+03]	[8.000E+00]	[1.163E+03]	[8.000E+00]
2次塑性	[1.132E+04]		[1.132E+04]	

【 】 MOLEMAN2の断面計算： グラフ出力

リング [2]

	分布荷重	節点荷重	要素荷重	(ton)
全体系	→	→	→	7.000E+01
要素系	→	→	→	7.000E+01



● セグメント継手 ○ 1-2リング継手 ○ 2-3リング継手 ⊕ 支点ばね ~ 地盤ばね

出力図形 荷重図

モデル名 _____

解析ケース名 _____

botlek5

解析条件：

荷重条件	自重を 与える	外荷重として 考慮しない。
2次覆工		考慮する
外荷重支持		考慮しない。
自重支持		考慮しない。
強制変位(外荷重)		考慮しない。
強制変位(自重)		考慮しない。

uitvoer van Moleman
aangegeven:

- grondbelastingen
- gewicht van de lining
- het gebied waar de grond een kracht uitoefend op de lining

zwarte stip: segmentverbinding
cirkeltje: ringbout

出力図形選択

地盤ばね選択


リング選択

スケール

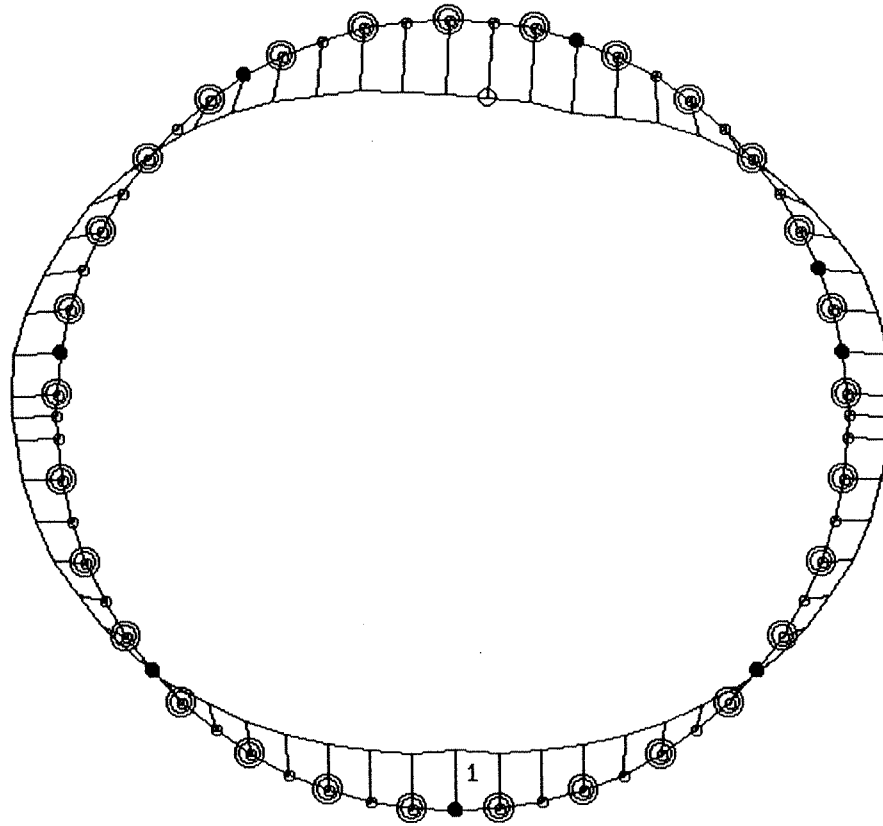
終了

【 】

MOLEMAN2の断面計算： グラフ出力

リング[2]
スケール  : 1.070E+00 (cm)



○ 節点番号 : 1002
最大値 : 1.077E+00



● セグメント継手

○ 1-2リング継手

○ 2-3リング継手

 支点ばね 地盤ばね

出力図形選択

接続線

リング選択

スケール

終了

出力図形 変位図

モデル名

解析ケース名

botlek5

解析条件：

荷重条件	自重を 与える	外荷重として 考慮しない。
2次覆工		考慮しない。
外荷重支持		考慮する。
自重支持		考慮しない。
強制変位(外荷重)		考慮しない。
強制変位(自重)		考慮しない。

vervormingen

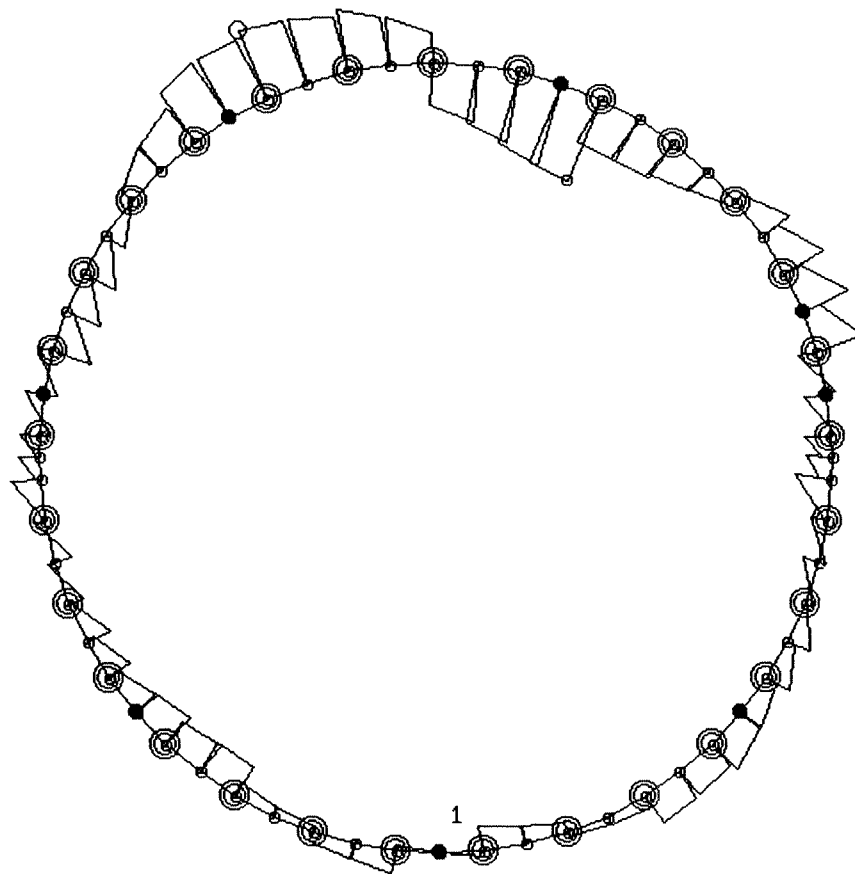
max. vervorming = 1.077 cm
(=bovenin bij het cirkeltje)
(= punt 1002)

De tunnel wordt mooi "platgedrukt"

【 MOLEMAN2の断面計算： グラフ出力】

リング[2]
 スケール \longleftarrow : 2.000E+01 (ton)

○ 節点番号 : 1057
 最大値 : 1.931E+01
 ◦ 節点番号 : 1005
 最小値 : -2.395E+01



● セグメント継手 ○ 1-2リング継手 ○ 2-3リング継手 \sim 支点ばね \sim 地盤ばね

出力図形 せん断力図

モデル名 _____

解析ケース名

botlek5

解析条件 :

荷重条件	自重を 与える	外荷重として 考慮しない。
2次覆工		考慮しない。
外荷重支持		考慮する
自重支持		考慮しない。
強制変位(外荷重)		考慮しない。
強制変位(自重)		考慮しない。

Schuifkrachten in de lining
 max. schuifkracht: 19,31 tf
 (punt 1057, linksboven)
 min. schuifkracht: -23,95 tf
 (punt 1005, rechtsboven)

出力図形選択

リング選択

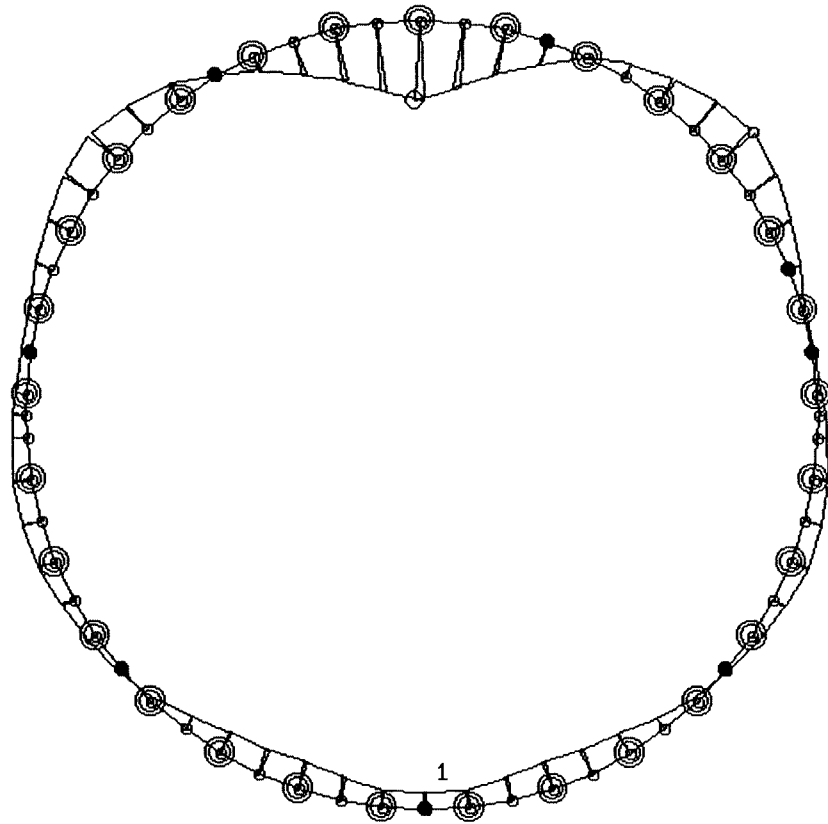
スケール

終了

【 】 MOLEMAN2の断面計算： グラフ出力

----- モーメント ----- 軸 力

○ 節点番号 :	1001	最大値 :	3.277E+01	2.551E+02
□ 節点番号 :	1009	最小値 :	-1.674E+01	2.978E+02



リング[2] スケール |-----| : 3.000E+01 (ton * m)

● ○ ○

セグメント継手 1-2リング継手 2-3リング継手 支点ばね 地盤ばね

出力図形 曲げモーメント図

モデル名 _____

解析ケース名 _____

botlek5

解析条件 :

荷重条件	自重を外荷重として 与える
2次覆工	考慮しない
外荷重支持	考慮する
自重支持	考慮しない
強制変位(外荷重)	考慮しない
強制変位(自重)	考慮しない

De momenten in de lining
 max. moment: 32,77 tfm
 (in punt 1001, bovenin)
 min. moment: -16,74 tfm
 (in punt 1009, rechtsboven)

Beide maxima zijn met een
 rondje aangegeven.

出力図形選択

リング選択

スケール

終了



