

Segmentvoegcapaciteit van de Kiltunnel

Deel 2: Capaciteitsbepaling



Ivar Schols
1315072
Delft, juni 2012

Voorwoord

Het onderhavige afstudeeronderzoek met de titel *Segmentvoegcapaciteit van de Kiltunnel*, heeft betrekking op bestaande, zandgefundeerde afgezonken betonnen tunnels en legt de focus op dilatatievoegen met een zogenaamde kraagconstructie. Het onderzoeksrapport bestaat uit twee aparte delen:

- Deel 1: Afgezonken tunnels en zettingen
- Deel 2: Capaciteitsbepaling

Het afstudeeronderzoek is uitgevoerd in opdracht van TNO, namens de TU Delft. De begeleidingscommissie bestaat uit de hierna genoemde personen, welke ik hartelijk dank voor de uitstekende begeleiding tijdens mijn onderzoek.

Prof.dr.ir. J.C. Walraven	TU Delft
Dr.ir.drs. C.R. Braam	TU Delft
Dr.ir. C.B.M. Blom	TU Delft
Dr.ir. M.A.N. Hendriks	TU Delft
Dr.ir. A.H.J.M. Vervuurt	TNO

Tijdens het afstudeeronderzoek participeerde ik in het projectplan Tunnelvormingen van onderzoekscentrum InfraQuest. De onderzoeksgroep bestaat uit de hierna genoemde personen, welke ik hartelijk dank voor de betrokkenheid en hulp bij mijn afstudeeronderzoek: Dr.Ir. K.J. Bakker (TU Delft), Dr.ir.drs. C.R. Braam (TU Delft), Ing. B.H.M. Hendrix PMSE (Rijkswaterstaat), Dr.ir.arch. A.B. Suma (ex-participant TNO), Dr.ir. A.H.J.M. Vervuurt (TNO), Ir. G.M. Wolsink (Rijkswaterstaat). Daarnaast bedank ik de collega's van TNO die mij tijdens mijn onderzoek hebben bijgestaan. Om niemand tekort te doen, noem ik hierbij geen namen.

Mijn grootste dank gaat uit naar mijn ouders, die het voor mij mogelijk hebben gemaakt om de studie Civiele Techniek aan de TU Delft te volgen.

Delft, mei 2012

Ivar Schols

Samenvatting

In 2001 werd een lek geconstateerd in een dilatatievoeg van de Kiltunnel. Volgens [3] zou een tandbreuk de oorzaak zijn geweest, welke is ontstaan door hoge belastingen ten gevolge van zettingen. Daarbij zou de tandwapening niet berekend zijn op dergelijk hoge krachten. Gezien de veronderstelde tandbreuk en andere zetting gerelateerde problemen bij afgezonken tunnels, en daarbij de veroudering van tunnels in het Rijkswegennet in ogenschouw nemende, is het duidelijk dat zettingen het functioneren van tunnels in gevaar brengen. Het is daarom van belang om inzicht te krijgen in het gedrag en de capaciteit van de dilatatievoegen onder de invloed van zettingen.

De wapening in de kraagconstructie van de Kiltunnel bestaat uit zogenoemde haarspelden, welke in vloer en dak allen $\phi 16 - 200$ betreffen. Deze wapeningsconfiguratie is gebruikelijk in afgezonken tunnels met een kraagconstructie. Vloer- en dakplaat zijn dikwandige constructies, waarbij niet is voorzien in additionele beugelwapening. De afmetingsverhoudingen van de tanden van de kraagconstructies verschillen per tunnel.

Onder de invloed van zettingen van de onderliggende grondlagen, stelt zich een bepaalde krachtsverdeling over de lengte van de tunnel in. Met het in hoofdstuk 3 gepresenteerde liggermodel zijn deze krachten bepaald. In het model zijn de segmenten opgevat als liggers welke onderling zijn verbonden door rotatieveren. Voor de rotatieveren, die de segmentvoegen representeren, zijn stijfheidsrelaties bepaald. Bij het model wordt er van uitgegaan dat de zettingslijn ontstaat ten gevolge van de resulterende belasting op de tunnel. Door de externe belasting vrij te kiezen en vervolgens de beddingstijfheid aan te passen, is de gewenste zettingslijn verkregen waarbij de rotatie in de probleemvoeg maximaal is geweest. Daarbij hoort een bepaalde krachtsverdeling, deze is bepaald in *MatrixFrame*.

Er bestaat geen eenduidige relatie tussen de opgetreden voegrotatie en de dwarskrachtbelasting op de voeg. De optredende dwarskracht in een bepaalde segmentvoeg verschilt bij iedere zettingslijn, ook al blijft de rotatie in een bepaalde voeg onveranderd. Een dwarskracht is altijd aanwezig in de voegen, ongeacht of de voeg een rotatie heeft ondergaan of niet. Er kan dus worden gesproken van dwarskrachtcapaciteit van de segmentvoeg (bij een rotatie die gelijk is aan nul). Gezien de rotatie altijd in combinatie met dwarskracht optreedt, kan niet eenduidig worden gesproken van rotatiecapaciteit van de segmentvoeg.

De krachtsverdeling is afhankelijk van diverse karakteristieken die per tunnel verschillen. Belangrijke karakteristieken zijn de waterdiepte boven de tunnel, de tunnallengte, de afmetingen van de segmenten, de oplegcondities van de landhoofden, de materiaaleigenschappen en het wapeningspercentage. De waterdiepte boven de tunnel is bepalend voor de waterdruk op de dwarsdoorsnede van de tunnel. Bij een grotere waterdiepte (en dus een hogere normaalkracht), reageert de voeg stijver en trekt deze meer dwarskrachten en momenten naar zich toe. De normaaldrukkracht in de elementen die de waterdruk tot gevolg heeft, neemt in grootte af door effecten zoals kruip en krimp van het beton en relaxatie

van de GINA-profielen. In het onderhavige onderzoek is, op basis van informatie met betrekking tot relaxatie van GINA-profielen, een reductie van 25 – 50% aangehouden.

Om het gedrag van de voegconstructie te onderzoeken, zijn analyses uitgevoerd in het eindige elementen programma ATENA 2D. Voor de voegconstructie bij de wanden zijn meewerkende breedteprofielen bepaald. Deze zijn, evenals de kraagconstructies bij veldoverspanning (dit zijn de kragen tussen de meewerkende breedteprofielen in), apart gemodelleerd. De segmentvoegen zijn belast conform de optredende krachten volgens het eerder besproken liggermodel. Hierbij voldoet de segmentvoeg zowel aan de maximale dwarskracht en combinatie dwarskracht en rotatie bij een variërende wrijvingscoëfficiënt. Daarnaast zijn capaciteitsanalyses uitgevoerd. In de analyses zijn uiteenlopende waarden van de wrijvingscoëfficiënt gebruikt; verschillend van 0,5 – 1,0. Dit gezien de onbekendheid van de uitvoeringswijze van de segmentvoegen. De wrijvingscoëfficiënt heeft een significante invloed op de capaciteit van en de krachtsafdracht in de segmentvoeg. Bij kleinere waarden worden minder hoge schuifspanningen in de voeg opgewekt en wordt meer belasting afgedragen naar de kraagconstructie. Bij een verlaging van de waarde van de watervoorspanning (afkomstig uit de bouwfase) is eenzelfde effect merkbaar, echter in mindere mate.

Bij alle dwarskrachtcapaciteit-analyses nabij de middenwand, wordt het bezwijkmechanisme in het segment met buitenkraag gevormd. Dit komt doordat een binnenkraag nabij de middenwand in staat is om krachten direct (via druk) naar de wand af te dragen, een buitenkraag niet. De zwakke schakel in de segmentvoeg van de Kiltunnel is de aansluiting van de middenwand op de dak- en vloerplaat. Bij geen van de analyses wordt een tandbreuk waargenomen. De hypothese van Leeuw, welke een gebroken tand ter plaatse van de zijwand betreft, kan noch worden ontkracht, noch worden bevestigd in een 2D analyse. Mogelijk kan dit wel met behulp van een 3D model, waarin de constructie nauwkeuriger kan worden gemodelleerd. Het uitvoeren van 3D berekeningen wordt daarom aanbevolen.

Inhoudsopgave

	Voorwoord	2
	Samenvatting.....	3
	Verklarende woordenlijst en afkortingen	6
1	Inleiding	7
2	De segmentvoeg van de Kiltunnel	8
2.1	Inleiding	8
2.2	Krachtsafdracht	9
2.3	Segmentvoeg bij veldoverspanning	10
2.4	Segmentvoeg bij de wanden	13
2.5	Vergelijking met andere tunnels	15
2.6	Materiaalkarakteristieken	16
3	Krachtswerking in de segmentvoeg	20
3.1	Krachtswerking over de lengteas van de tunnel	20
3.2	Voegstijfheid	24
3.3	Optredende krachten in de probleemvoeg	30
4	Eindige elementen analyse	32
4.1	Inleiding	32
4.2	ATENA 2D	33
4.3	Kraag bij veldoverspanning	38
4.4	Kraag bij de middenwand	46
5	Conclusies en aanbevelingen.....	64
5.1	Conclusies	64
5.2	Aanbevelingen	66
5.3	Hypothese	67
6	Referenties.....	68
	Bijlagen	
	A. Dwarsdoorsnede zinkelement 2 van de Kiltunnel	
	B. Effectieve breedte van wandprofielen	
	C. Spanning-rek diagrammen	
	D. Stijfheidsrelaties van de segmentvoegen	
	E. Dwarskrachten- en momentenlijnen	
	F. Analyse 1A: gelijkmatig verdeelde tandbelasting	
	G. Scheurvormingsproces bij gegeven rotatie ($\eta = 0,9$)	
	H. Analyse conform de vakwerkanalogie	

Verklarende woordenlijst en afkortingen

<i>Binnenkraag</i>	Deel van de kraagconstructie dat zich aan de binnenkant van een segment bevindt. De binnenkraag wordt omsloten door de buitenkraag van een aangrenzend segment.
<i>Buitenkraag</i>	Deel van de kraagconstructie dat zich aan de buitenzijde van een segment bevindt. De buitenkraag omsluit de binnenkraag van een aangrenzend segment.
<i>DBK</i>	Bovenkraag in het dak.
<i>Dilatatievoeg</i>	De voegverbinding tussen twee aangrenzende tunnelsegmenten.
<i>DOK</i>	Onderkraag in het dak.
<i>Kraagconstructie</i>	Constructief onderdeel van de dilatatievoeg. Bestaat uit zogenaamde tandconstructies rondom de doorsnede in vloer, dak en buitenwanden.
<i>VBK</i>	Bovenkraag in de vloer.
<i>VOK</i>	Onderkraag in de vloer.
<i>Segmentvoeg</i>	Zie <i>Dilatatievoeg</i> .

1 Inleiding

In het constructief ontwerp van tunnels wordt uitgegaan van een levensduur van 70-100 jaar voor de civiele delen. Daarnaast werd in ontwerpen in het verleden (voornamelijk voor 2001) de aannahme gedaan dat er geen noemenswaardige vervormingen zouden optreden tijdens de gebruiksfase van de tunnel. Binnen de komende 10 jaar bereikt ongeveer 30% van de tunnels in Nederland een leeftijd van 50 jaar of meer. De afgezonken tunnel onder de Dordtsche Kil (de Kiltunnel) is één van de voorbeelden waar in de praktijk problemen zijn opgetreden. Dit mag blijken uit het volgende citaat:

In 2001 werd een (groot) lek geconstateerd in een dilatatievoeg ter plaatse van de buitenwand aan de zuidkant van de Kiltunnel. Een onderzoeksteam werd ingesteld. Conclusie was dat de deformatie ten gevolge van zetting van de tunnelmolen leidde tot een tandbreuk in de dilatatievoeg, waardoor lekkage en zandtransport buiten om het rubberprofiel is opgetreden. De wapening van de veranding is niet berekend op krachten als gevolg van dergelijk grote zettingen. De dimensionering van de segmentvoegen is hoofdzakelijk gebaseerd op krachten in verticale richting en niet op (grote) rotaties. Als een tunnelement oplegkrachten van een naast gelegen tunnelement over moet nemen, zijn deze krachten zo groot dat daar eigenlijk niet tegen te wapenen valt. De lijnbelasting veroorzaakt een tandbreuk. Hoe groot deze is, weten we niet. [3]

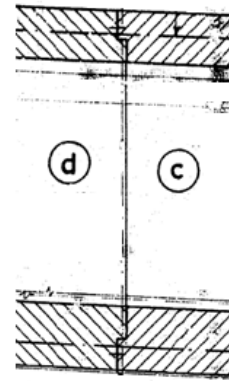
Of de waargenomen lekkage bij de Kiltunnel daadwerkelijk door een tandbreuk is veroorzaakt, is niet met zekerheid te zeggen. Er heeft immers geen visuele confirmatie plaatsgevonden. Naast het lekzand en –water dat de tunnel instroomde, kan een tandbreuk leiden tot corrosieproblemen waardoor de levensduur van de tunnel wordt beïnvloed. Een ander mogelijk gevolg van zettingen is het afboeren/afbrokkelen en scheuren van beton door te grote randspanningen. Gezien de genoemde problemen en daarbij de veroudering van tunnels in het Rijkswegennet in ogenschouw nemende, is het duidelijk dat ongelijkmatige vervormingen zoals zettingen, het functioneren van tunnels in gevaar brengen. Het is dan ook onzeker of de eerder genoemde aannamen met betrekking tot de vervormingen (nog steeds) geldig zijn. Het is daarom van belang om inzicht te krijgen in het gedrag en de capaciteit van de dilatatievoegen onder de invloed van zettingen.

In het eerste deel van het onderzoek is een voorstudie gepresenteerd met betrekking tot afgezonken tunnels. Hierin is het bouw- en afzinkproces beschreven, een analyse met betrekking tot verschilzettingen gedaan en een casestudy (de Kiltunnel) gekozen waarvan extreme waarden van zettingen en rotaties zijn bepaald. In dit tweede deel van het onderzoek wordt de krachtsverdeling in de Kiltunnel en de capaciteit van de segmentvoeg onderzocht, evenals de invloed van diverse tunnelkarakteristieken op de capaciteit.

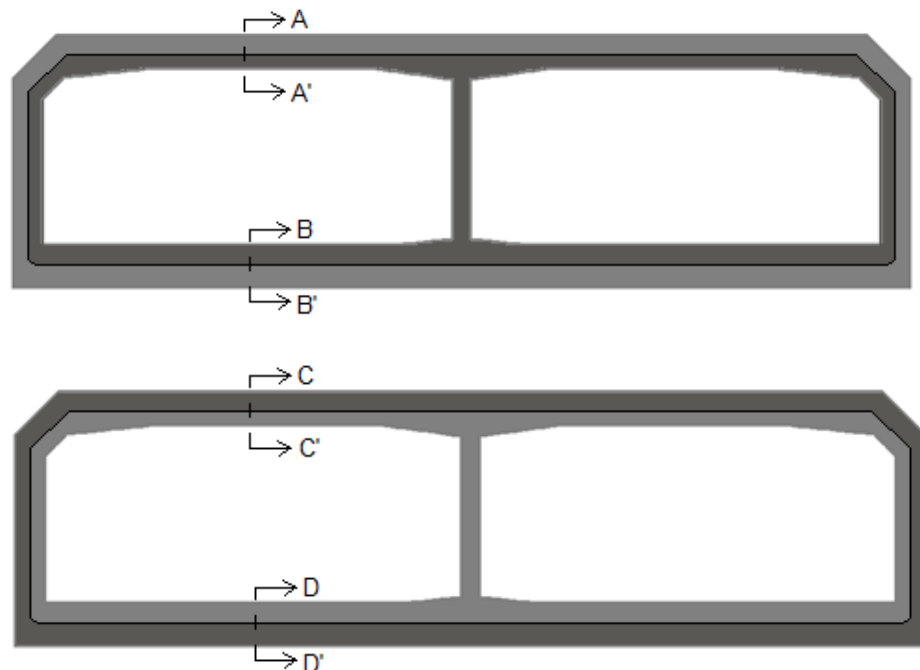
2 De segmentvoeg van de Kiltunnel

2.1 Inleiding

De verbinding tussen twee op elkaar aansluitende segmenten wordt dilatatievoeg of segmentvoeg genoemd. Voor een uitgebreide beschrijving van de segmentvoeg en de kraagconstructie wordt verwezen naar het eerste deel van het onderzoek. In 2001 werd een lekkende dilatatievoeg geconstateerd. In Figuur 1 is deze probleemvoeg weergegeven in zij aanzicht. In Figuur 2 zijn van de segmenten vooraanzichten van de dilatatievoegvlakken gegeven (zie bijlage A voor maatvoering). Het donker gearceerde vlak stelt de tand van de kraagconstructie (het uitstekende gedeelte) voor. Bij segment D bevindt deze zich aan de binnenkant van de doorsnede; het segment wordt gezegd een binnenkraag te hebben. Bij segment C bevindt de tand zich aan de buitenkant; het segment heeft een buitenkraag. De zwarte lijn in is de (fictieve) scheidingslijn tussen binnen- en buitenkraag. De sneden A-A', C-C' en B-B', D-D' zijn weergegeven in Figuur 6 (aansluiting van segment D op C in het dak) respectievelijk Figuur 7 (aansluiting van segment D op C in de vloer) in paragraaf 2.3.



Figuur 1: zij aanzicht van de probleemvoeg



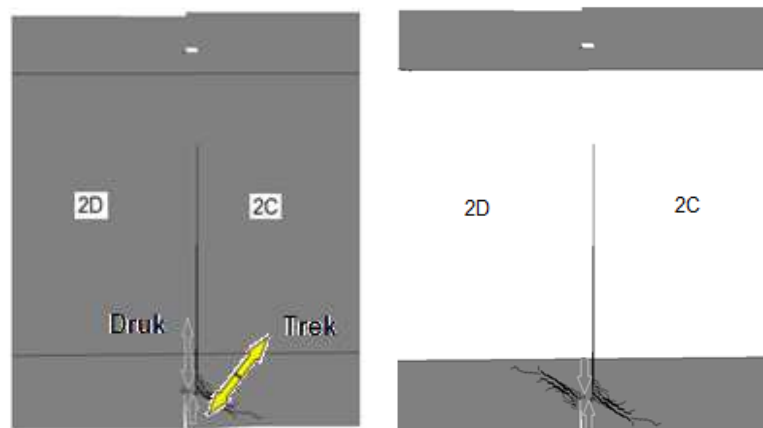
Figuur 2: Vooraanzicht segment D (boven) en vooraanzicht van segment C (onder) ter plaatse van de segmentvoeg.

Twee tanden op elkaar vormen de zogenaamde kraagconstructie. Deze loopt rond de volledige omtrek van de doorsnede. De kraagconstructies in het dak en de vloer

hebben een horizontaal voegvlak en moeten daarom door krachtsopname relatieve verticale verplaatsingen van de segmenten verhinderen. De kragen in de buitenwanden hebben een verticaal voegvlak en moeten daarom relatieve horizontale verplaatsingen van de segmenten verhinderen. De kragen in de bovenhoeken hebben een schuin voegvlak waardoor ze zowel horizontale als verticale krachten moeten kunnen opnemen. De afmetingen van de kragen verschillen afhankelijk van de plaats (vloer, buitenwand of dak) in de tunneldoorsnede. Daarnaast is de binnenkraag verdikt ter plaatse van de wanden.

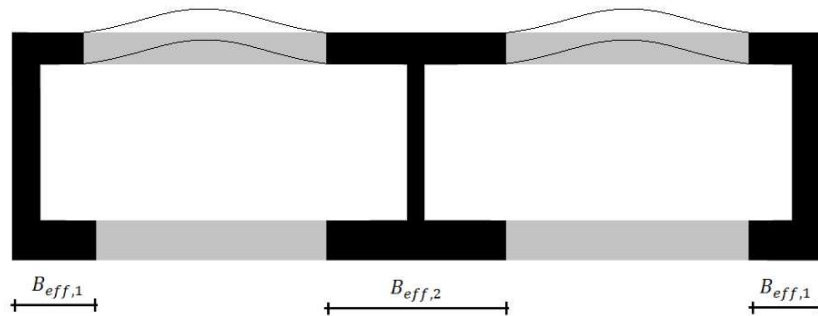
2.2 Krachtsafdracht

In de segmenten zelf wordt dwarskracht via de vloerplaat dan wel via de dakplaat ingeleid in de wanden. Ter plaatse van de segmentvoegen vindt de afdracht van krachten plaats via de voegconstructie. In het midden van de tunnel en aan de zijkanten zijn de dak- en vloerkraag direct met elkaar verbonden door de wanden. Hierdoor kan een belasting op de binnenkraag direct naar de wand worden afgedragen via druk, bij de buitenkraag via trek. Bij een veldoverspanning (in dwarsdoorsnede) is dit niet het geval. De belasting waarmee een kraag wordt belast, moet door de kraag zelf worden afgedragen. In Figuur 29 wordt dit verduidelijkt in een zijaanzicht waarbij het linker segment afdraagt op het rechter segment. Tevens is een potentieel scheurenpatroon weergegeven.



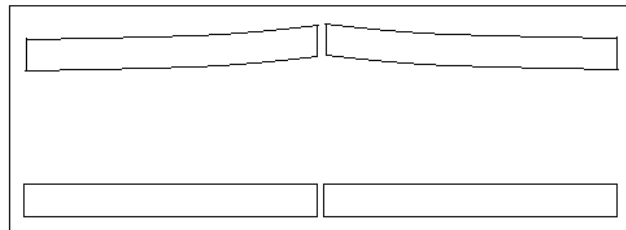
Figuur 3: Voegconstructies in zijaanzicht ter plaatse van een wand (links) en bij een veldoverspanning (rechts)

Door de constructieve samenwerking van de dak- en vloerkraag met de wand, kan de kraagconstructie samen met de wand worden opgevat als een profiel met een meewerkende of effectieve breedte. De meewerkende breedte is de breedte waarover een gelijkmatige spanningsverdeling mag worden aangenomen. De gelijkmatige spanningsverdeling impliceert dat het profiel een gelijkmatige vervorming over de breedte ondergaat. De meewerkende breedteprofielen zijn zwartgekleurd weergegeven in Figuur 4. De afmetingen worden bepaald in paragraaf 2.4.



Figuur 4: Dwarsdoorsnede van de Kiltunnel met effectieve breedteprofielen (zwart gearceerd) en buigvervorming in het dak.

Dat niet over de gehele breedte van de tunnel een gelijkmatige spanningsverdeling kan worden aangenomen heeft de volgende reden. Doordat de kragen van de voegconstructie bij veldoverspanning met oog op de krachtsafdracht meer onafhankelijk van elkaar werken, is het mogelijk dat buigvervorming ontstaat in deze kragen. In Figuur 4 wordt dit verduidelijkt voor de dakplaat. Door het optreden van deze vervorming ontstaat een mogelijke herverdeling van interne krachten. Of de aangegeven vervorming optreedt, is onder andere afhankelijk van de lengte van de veldoverspanning, de afmetingsverhoudingen van de dikte van dak- en vloerplaat ten opzichte van de dikte van de wanden en de wapeningsconfiguratie bij de verbinding wand-dak respectievelijk wand-vloer. Er moet worden opgemerkt dat de genoemde buigvervorming een 3D probleem is, gezien het zowel in het vlak van vooraanzicht en zijaanzicht (Figuur 5) kan optreden. Het vervormingsgeval wordt, vanwege de keuze voor een 2D modellering (zie 4.1), daarom in het onderhavige onderzoek verder buiten beschouwing gelaten.



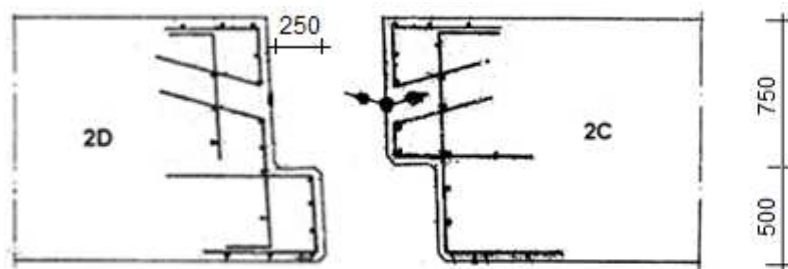
Figuur 5: Zijaanzicht van twee segmenten met buigvervorming in het dak.

In de volgende paragrafen worden de kragen bij veldoverspanning en de meewerkende breedteprofielen apart beschouwd.

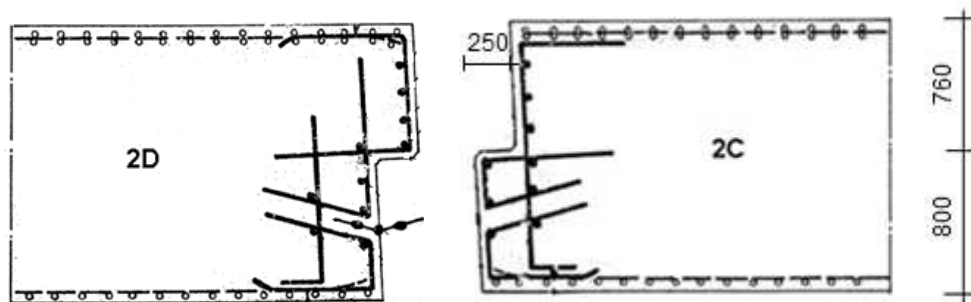
2.3 Segmentvoeg bij veldoverspanning

In Figuur 6 en Figuur 7 is de wapeningsconfiguratie van de kraagconstructie ter plaatse van de sneden A-A' t/m D-D' (zie ook paragraaf 2.1) weergegeven. De wapening in de kraagconstructie bestaat uit de zogenoemde haarspelden, welke in vloer en dak allen $\phi 16 - 200$ bedragen. In het ontwerp is niet voorzien in additionele beugelwapening in de vloer- en dakplaat. De binnenhoek bij de keel van de tand en de hoek op het uiterste puntje van de tand is bij alle kragen afgeschuind,

met zijden van 25 mm in het dak en zijden van 26 mm in de vloer. De onderkant van de dakbalk is tevens afgeschuind met zijden van 25 mm. Het oplegvlak van de tand bedraagt overal 250 mm. De toegepaste betondekking aan de buitenzijde van de vloer, wanden en dak is 45 mm. Alle overige dekking bedraagt 30 mm. Het horizontale voegvlak van de kraagconstructie in de vloer is voorzien van een hechtlaag plus 2 mm asfaltbitumen. De voegvlakken van de kraagconstructie in het dak zijn ingewassen met cementspecie.



Figuur 6: Wapeningsconfiguratie van de kraagconstructie in het dak¹. Doorsnede A-A' (links) en C-C' (rechts) van Figuur 2. Maten in mm.



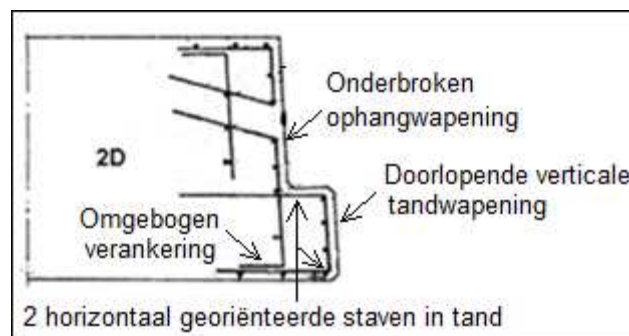
Figuur 7: Wapeningsconfiguratie van de kraagconstructie in de vloer. Doorsnede B-B' (links) en D-D' (rechts) van Figuur 2. Maten in mm.

Een overzicht van de meest karakteristieke kenmerken van de kragen is weergegeven in Tabel 1. Een bijbehorende visualisatie (van de onderkraag in het dak) is gegeven Figuur 8. Opvallend is het verschil in tandhoogte van de kragen; de onderkraag in het dak heeft een hoogte welke een factor 1,5 – 1,6 kleiner is dan die van de andere kragen. Het wel of niet onderbroken zijn van de wapening is afhankelijk van de positie van het waterafdichtingsprofiel, welke zich in buitenkragen bevindt.

¹ Wapening in dwars- en langsrichting is voor het dak niet aangegeven in de desbetreffende technische tekeningen. Deze is echter wel aanwezig.

Positie van de kraag	h_t	Verticale wapening in tand	Ophangwapening	Verankering ophangwapening in tand	Aantal horizontaal georiënteerde staven van haarspelden in de tand
Vloer boven	760	doorgaand	onderbroken	geen (recht)	2
Vloer onder	800	onderbroken	doorgaand	ombuiging	4
Dak onder	500	doorgaand	onderbroken	ombuiging	2
Dak boven	750	onderbroken	doorgaand	ombuiging	4

Tabel 1: Meest karakteristieke kenmerken van de kragen, h_t = tandhoogte [mm]



Figuur 8: Visualisatie (van de onderkraag in het dak) bij Tabel 1.

Tabel 2 geeft een overzicht gegeven van de toegepaste langswapening in de segmenten met aanduiding 2D en 2C. Op plaatsen waar verschillende wapeningsdiameters aanwezig zijn, is een equivalente diameter berekend:

- Top vloer: $\phi = \sqrt{\frac{0,25\pi 20^2 \cdot 4 + 0,25\pi 32^2}{5 \cdot 0,25 \cdot \pi}} = 22,9 \text{ mm}$
- Bodem dak: $\phi = \sqrt{\frac{0,25\pi 16^2 \cdot 5 + 0,25\pi 32^2}{6 \cdot 0,25 \cdot \pi}} = 19,6 \text{ mm}$

Positie	Vloer	Dak
Bodem	$\phi 16 - 200$	$\phi 16-200 + \phi 32-1200$ equivalente wapening: $\phi 20-200$
Top	$\phi 20-200 + \phi 32-1000$ equivalente wapening: $\phi 23-200$	$\phi 16-200$

Tabel 2: Langswapening ter plaatse van de veldoverspanning.

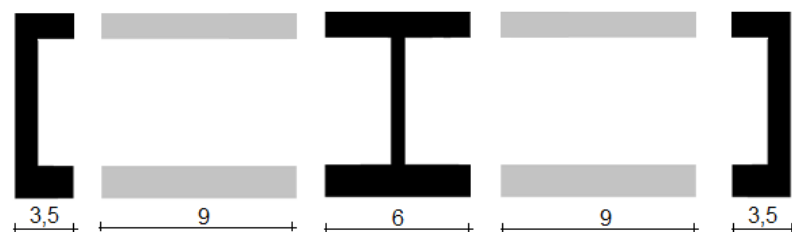
2.4 Segmentvoeg bij de wanden

De wapeningsconfiguratie en -detaillering ter plaatse van een verdikking van de kraag is in principe hetzelfde zoals beschreven in paragraaf 2.3, behalve dat de wapeningsstaven aan de onderkant van het dak en de bovenkant van de vloer (gezien de grotere kraaghoogte) langer zijn.

Zoals in Figuur 4 van paragraaf 2.2 al verduidelijkt, is het effectieve breedte-profiel van de doorsnede bij de middenwand voor te stellen als een I-profiel (dubbel T-profiel) en dat van een buitenwand als een L-profiel (dubbel L-profiel). De effectieve breedte is volgens verschillende ontwerpcodes bepaald, het resultaat is weergegeven in Tabel 3. Voor de berekening wordt verwezen naar bijlage B. Op basis van de waarden in de tabel worden de volgende waarden voor de effectieve breedte aangehouden: $B_{eff,1} = 3,5 \text{ m}$ en $B_{eff,2} = 6,0 \text{ m}$ (11 % respectievelijk 19 % van de totale breedte), zie Figuur 9.

	I-profiel	L-profiel
Eurocode	6,6	4,1
American Concrete Institute	5,4	3,0
Australian Standards	5,1	3,3

Tabel 3: Effectieve breedte volgens verschillende ontwerpcodes (maten in m)

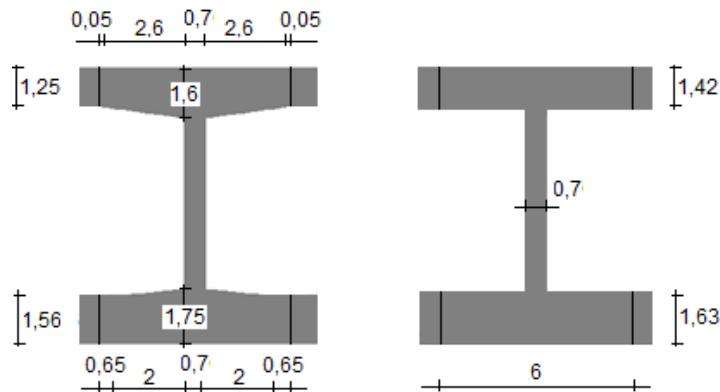


Figuur 9: Dwarsdoorsnede van de Kiltunnel met verdeling van kragen bij veldoverspanning en meewerkende breedteprofielen van de doorsnede nabij de wanden. Maten in m .

De in hoogte verlopende kraag bij het dak en de vloer ter plaatse van de middenwand is geschematiseerd tot een kraag met constante dikte, zie Figuur 10.

Voor de dikte is een gemiddelde genomen, waardoor het totale oppervlak in de werkelijke situatie en bij de schematisering aan elkaar gelijk blijft. De dikten zijn als volgt berekend:

- Dak middenwand: $H = (\frac{1,25+1,6}{2} \cdot 2,6 + 0,05 \cdot 1,25)/2,65 = 1,42 \text{ m}$
- Vloer middenwand: $H = (\frac{1,56+1,75}{2} \cdot 2 + 0,65 \cdot 1,56)/2,65 = 1,63 \text{ m}$



Figuur 10: Links: kraag met verlopende hoogte. Rechts: schematisering op basis van gemiddelde kraagdikte. Maten in *m*.

De wapening aan beide zijden van de middenwand bedraagt $\phi 16 - 150$ horizontaal en $\phi 20 - 150$ verticaal. Voor het wapeningspercentage geldt $\rho = (2 \cdot 0,25\pi\phi^2)/(b_{wand} \cdot d_{hoh}) \cdot 100\%$, zie Tabel 4. Hierin is ook het minimum en maximum wapeningspercentage volgens Eurocode 2 opgenomen.

	<i>Kiltunnel- ontwerp</i>	<i>Eurocode 2</i>
Horizontale wapening	0,38	min. : 0,11 max.: niet gegeven
Verticale wapening	0,60	min. : 0,20 max.: 4,00

Tabel 4: Wapeningspercentage in de middenwand in het Kiltunnelontwerp en eisen volgens Eurocode 2.

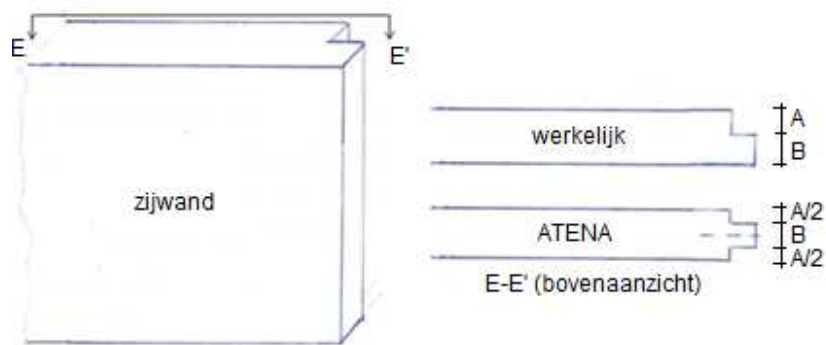
De middenwand is constructief met de vloer en het dak verbonden door middel van stekken conform de verticale wandwapening. De toegepaste langswapening in het dak en de vloer is weergegeven in Tabel 5. Waar de wapening bestaat uit verschillende staafdiameters, is een equivalente wapeningdiameter aangehouden:

- Bodem vloer: $\phi = \sqrt{\frac{0,25\pi 20^2 \cdot 4 + 0,25\pi 32^2}{5 \cdot 0,25 \cdot \pi}} = 22,9 \text{ mm}$
- Top dak: $\phi = \sqrt{\frac{0,25\pi 25^2 \cdot 4 + 0,25\pi 32^2}{5 \cdot 0,25 \cdot \pi}} = 26,5 \text{ mm}$

<i>Positie</i>	<i>Vloer</i>	<i>Dak</i>
Bodem	$\phi 20 - 150 + \phi 32 - 750$ equivalente wapening: $\phi 23 - 150$	$\phi 16 - 200$
Top	$\phi 16 - 200$	$\phi 25 - 150 + \phi 32 - 750$ equivalente wapening: $\phi 27 - 150$

Tabel 5: Langswapening ter plaatse van de middenwand.

(Capaciteits)analyses van de buitenwanden zijn niet uitgevoerd, gezien een passend model niet goed in 2D is op te stellen. In een 2D model kunnen loodrecht op het vlak van tekening verschillende diktes worden ingevoerd. Deze diktes worden door ATENA vanaf één centrale lijn uitgezet, wat problemen veroorzaakt bij het hoekprofiel. In Figuur 11 is dit verduidelijkt voor de wand in het hoekprofiel. In de bovenhoek, bij de aansluiting van de wand op het dak, ligt het nog gecompliceerder. Hier is namelijk een afschuining present. Vanwege vooraanzicht-symmetrie doen de genoemde problemen zich niet voor bij het I-profiel van de middenwand.



Figuur 11: Zijwand (links) en bovenaanzicht van de wandkraag in de werkelijke situatie en volgens de ATENA-invoer (rechts).

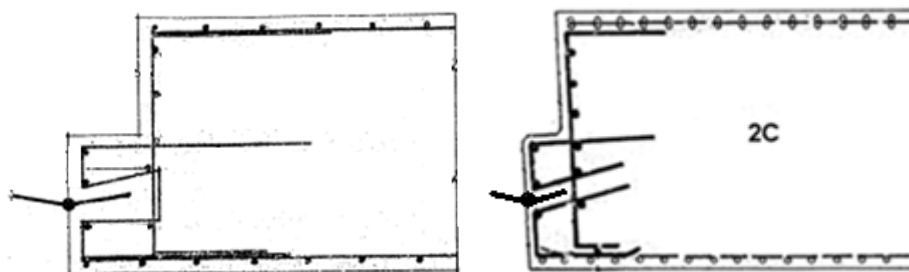
2.5 Vergelijking met andere tunnels

In Tabel 6 zijn van een aantal afgezonken tunnels (allen voor 1992) de kraagafmetingen weergegeven. De afmetingen, of belangrijker nog: de verhouding van de afmetingen van de kragen van verschillende afgezonken tunnels, vertonen opmerkelijke verschillen ten opzichte van elkaar. Zo bedraagt de hoogteverhouding van onder- en bovenkraag in het dak bij de 1^e Heinenoordtunnel 1,38 en bij de Kiltunnel 0,67 ($\approx 1/1,38$). Wat alle tunnels met elkaar gemeen hebben is de haarspeldwapening in de dilatatievoegvlakken van $\phi 16 - 200$. Daarnaast hebben ze allen een verdikking in het dak en in de vloer ter plaatse van een wand of middenkanaal. Een uitvoeringsvariant voor de insluiting van het waterafdichtingsprofiel is die met één doorlopende haarspeld zoals bij de 1^e

Beneluxtunnel (Figuur 12 links) in plaats van de insluiting met afzonderlijke haarspelden zoals bij de Kiltunnel (Figuur 12 rechts).

	<i>1^e Heinen-oordtunnel</i>	<i>1^e Beneluxtunnel</i>	<i>Noord-tunnel</i>	<i>Drecht-tunnel</i>	<i>Kiltunnel</i>
Bovenkraag dak	500	495	500	340	750
Onderkraag dak	690	460	500	500	500
Bovenkraag vloer	375	300	900	500	760
Onderkraag vloer	500	500	500	500	800

Tabel 6: Hoogteafmetingen van de kragen van verschillende tunnels. Maten in *mm*.



Figuur 12: Onderkraag in de vloer bij de 1^e Beneluxtunnel (links) en de Kiltunnel (rechts).

2.6 Materiaalkarakteristieken

De vanuit het tunnelontwerp bekende sterkteklassen van de materialen zijn gedefinieerd met het oog op de constructieve veiligheid en betreffen daarom ondergrenswaarden van de materiaalparameters. Voor de beoordeling van het te verwachten gedrag van de constructie zijn deze waarden echter niet representatief. Daar komt nog bij dat de waarden van de materiaalkarakteristieken onderhevig zijn aan veranderingen in de tijd. Hiernavolgend worden de verschillende materiaalparameters vastgesteld.

2.6.1 Beton

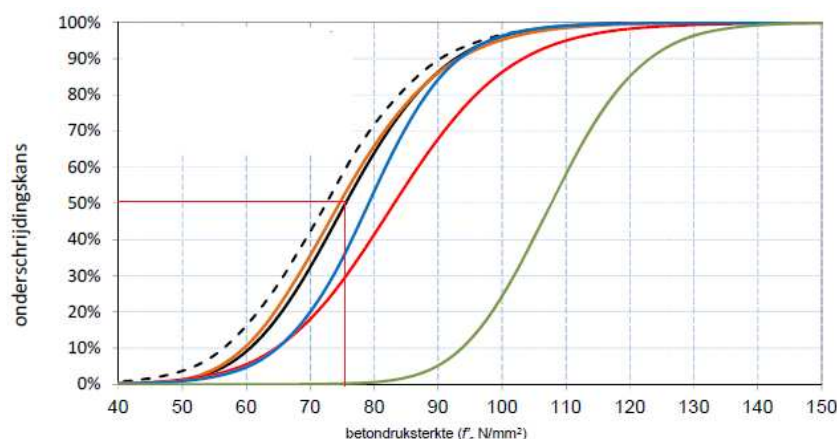
Het destijds gebruikte beton werd aangeduid met B22,5 (K300). In de Gewapend-Betonvoorschriften (GBV) uit 1962 wordt hiervoor een gemiddelde druksterkte van 300 kgf/cm^2 (30 MPa) voorgeschreven [6]. De in de tijd toenemende druksterkte kan worden berekend met formule 3.1 van Eurocode 2; $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$. Hierbij is $\beta_{cc}(t)$ een factor die de gebruikte cementklasse en het tijdseffect in rekening brengt.

De destijds gebruikte cementklasse is niet bekend, daarom is een range van de druksterkte bepaald:

- Factor; $\beta_{cc}(t) = 1,22 - 1,45$
- Gemiddelde druksterkte; $f_{cm} = 30 \text{ MPa}$
- Gemiddelde druksterkte op $t = 34 \text{ jaar}$; $f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$
 $= 37 - 44 \text{ MPa}$

In [14] is de betondruksterkte van bestaande beboorde² betonnen kunstwerken geanalyseerd. Op basis van meetgegevens is per constructietype kunstwerk een statistisch model opgesteld voor de voorspelling van de betondruksterkte f'_c . In Figuur 13 is hiervan de verdelingsfunctie weergegeven. De 50% ondergrens (of: 50% bovengrens) geeft de verwachtingswaarde weer van de druksterkte bij een willekeurig kunstwerk uit de betreffende groep. De waarde bedraagt $f'_{c,50\%} = 76 \text{ MPa}$.

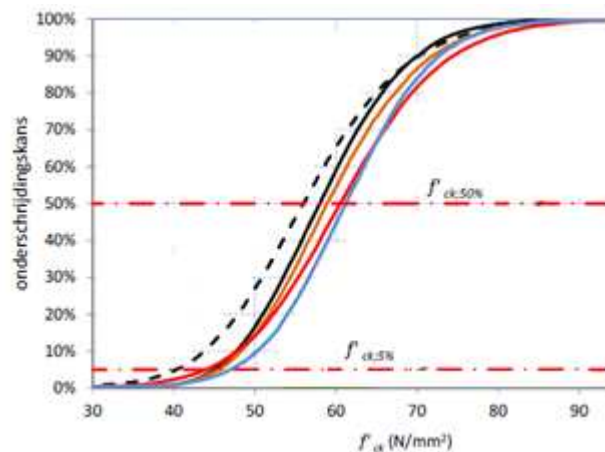
Op basis van het voorspellende model voor f'_c is een verdelingsfunctie van de kubusdruksterkte f'_{ck} voor fictieve kunstwerken opgesteld, zie Figuur 14. De 5% ondergrens wordt aangegeven als een voldoende veilige waarde van de karakteristieke druksterkte. In [15] wordt dan ook geadviseerd om voor de beoordeling van onbeoorde kunstwerken uit te gaan van een sterkteklasse C35/45, ongeacht het constructietype³. De gemiddelde druksterkte volgens [18] bij de genoemde sterkteklasse bedraagt $f_{cm} = 43 \text{ MPa}$. Deze sterkte valt binnen de marge van de gemiddelde druksterkte ($37 - 44 \text{ MPa}$) op $t = 34 \text{ jr}$ volgens de berekening met de parameters van het destijds gebruikte B22,5. Dit geeft extra vertrouwen in de geadviseerde sterkteklasse voor de 5% ondergrens.



Figuur 13: Verdelingsfunctie voor de betondruksterkte f'_c [15]

² Beboord betekent dat er betonkernen uit het kunstwerk zijn geboord.

³ Uitgezonderd geprefabriceerde constructies.



Figuur 14: Verdelingsfunctie voor f_{ck} voor verschillende groepen onbeoorde kunstwerken [15]

De in dit onderzoek gebruikte sterkteklassen en materiaalkarakteristieken voor beton zijn weergegeven in Tabel 7. De materiaalkarakteristieken voor de constructieve veiligheid betreffen ontwerpwaarden voor de uiterste grenstoestand. Deze zijn waar nodig berekend aan de hand van [18]:

- Druksterkte: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 1,0 \cdot 35 / 1,5 = 23,3 \text{ MPa}$
- Treksterkte: $f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk;0,05} / \gamma_c = 1,0 \cdot 2,2 / 1,5 = 1,5 \text{ MPa}$

De verwachtingswaarde van de treksterkte en de elasticiteitsmodulus zijn aan de hand van [18] berekend als functie van de verwachte waarde van de druksterkte:

- Druksterkte: $f_c = 76 \text{ MPa}$
- Treksterkte: $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) = 4,6 \text{ MPa}$
- E-modulus: $E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{0,3} = 40 \text{ GPa}$

	Constructieve veiligheid	Verwachting	
Druksterkte	23,3	76,0	MPa
Treksterkte	1,5	4,6	MPa
Elasticiteitsmodulus	34	40	MPa
Betonstuk bij begin van plastische vervorming	1,75	1,75	‰
Betonstuk bij breuk	3,5	3,5	‰

Tabel 7: De in het onderhavige onderzoek gebruikte materiaalkarakteristieken voor beton.

2.6.2 Wapeningsstaal

Het gebruikte wapeningsstaal is QRn40⁴, waarin: Q; Qualité (kwaliteit), R; rekgrens van 0,2%, 40; minimale spanning ter plaatse van de rekgrens in kgf/mm^2 . De toevoeging n geeft aan dat de kwaliteit van het wapeningsstaal is verkregen door

⁴ Later werd dit FeB 40, HK/NR

koud vervormen. De wapeningsstaven zijn (volgens de GBV 1962) geprofileerd. De minimale karakteristieke vloeigrens bedraagt 4000 kgf/cm^2 (400 MPa), de minimale karakteristieke treksterkte 5000 kgf/cm^2 (500 MPa) en de E-modulus in het elastische gebied $2,1 \cdot 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ($2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$). De minimale breukrek wordt gesteld op 11%, bij maximale staalspanning bedraagt deze ongeveer 7% (zie bijlage C). Laatstgenoemde wordt aangehouden voor berekeningen met betrekking tot het te verwachten constructiegedrag. In [7] en [8] zijn op basis van trekproeven voor de vloeigrens van wapeningsstaal FeB500, waarden van 500 MPa (breukspanning 540 MPa) respectievelijk 575 MPa gevonden. Op basis van deze informatie wordt een aanname gedaan met betrekking tot de verwachtingswaarde van de treksterkte en vloeigrens van het wapeningsstaal.

De in dit onderzoek aangehouden materiaalkarakteristieken voor het wapeningsstaal zijn weergegeven in Tabel 8. De materiaalkarakteristieken voor de constructieve veiligheid betreffen waarden voor de uiterste grenstoestand. De verwachtingswaarden zijn gebaseerd op de hiervoor genoemde trekproeven. Waar nodig zijn de waarden berekend aan de hand van [18]:

- Vloeigrens: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$
- Treksterkte: $f_{td} = f_t/\gamma_s = 500/1,15 = 435 \text{ MPa}$
- Rek bij maximale belasting: $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 5 = 4,5\%$
- Rek bij begin plastische vervorming: $\varepsilon = f_{yd}/E = 348/(2,1 \cdot 10^5) = 0,174\%$

	<i>Constructieve veiligheid</i>	<i>Verwachting</i>	
Vloeigrens ⁵	348	440	<i>MPa</i>
Treksterkte ⁶	435	550	<i>MPa</i>
E-modulus	$2,1 \cdot 10^5$	$2,1 \cdot 10^5$	<i>MPa</i>
Rek bij begin plastische vervorming	0,17	0,21	%
Rek bij maximale belasting	4,5	7,0	%

Tabel 8: De in het onderhavige onderzoek gebruikte materiaalkarakteristieken voor wapeningsstaal.

⁵ Bij de verwachtingswaarde is de volgende aanname gedaan: verhoging van de karakteristieke waarde met 10%

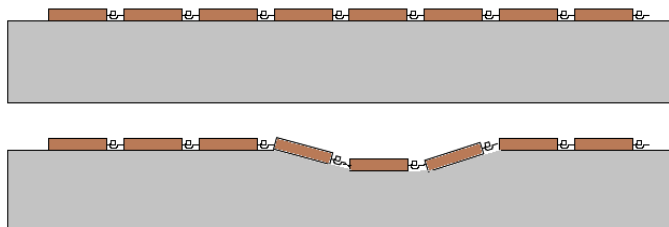
⁶ Bij de verwachtingswaarde is de volgende aanname gedaan: verhoging van de karakteristieke waarde met 10%

3 Krachtswerking in de segmentvoeg

3.1 Krachtswerking over de lengteas van de tunnel

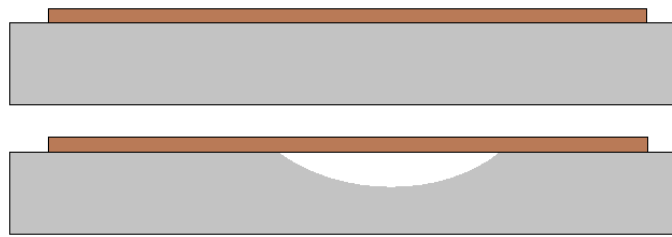
Onder de invloed van zettingen van de onderliggende grondlagen, stelt zich een bepaalde krachtsverdeling in de tunnel in. De krachtsverdeling is het gevolg van de interactie van de tunnel (de belasting in en op de tunnel) met de omliggende grond (dekking, bedding en dieper gelegen grondlagen) en water. Er bestaat geen directe relatie tussen de zettingslijn van en de krachtsverdeling in de tunnel, zoals reeds beschreven in *deel 1* van het onderzoek. Globaal gezien kunnen de volgende twee gevallen van interactie worden beschouwd: (1) de tunnel en de ondergrond zakken synchroon; (2) de tunnel en de ondergrond zakken niet synchroon.

In het eerste geval is het mogelijk dat de zettingen het gevolg zijn van een toenemende oplegdruk van de tunnel waardoor de grond als het ware door de tunnel naar beneden wordt gedrukt. Het is ook mogelijk dat de tunnel de (natuurlijke) verdichting van de ondergrond 'volgt'. Globaal gezien gedraagt de tunnel zich dan slap. Denk hierbij aan een ondersteunde kralenketting (Figuur 15); wanneer een gedeelte van de ondersteuning wordt weggehaald, vervormt de kralenketting mee. Dit geval treedt op wanneer de buigstijfheid van de tunnelling op regelmatige plaats relatief slap is, bijvoorbeeld door de aanwezigheid van voegen die de segmenten onderling met elkaar verbinden. In principe kan de vervorming worden opgenomen door zowel de voegen als de segmenten zelf. Indien de veronderstelling wordt gedaan dat de segmenten zich gedragen als buigstijve liggers en dus zelf niet kunnen vervormen, moet de volledige vervorming worden opgenomen door de voegen.



Figuur 15: Principe van een kralenketting bij het weghalen van een gedeelte van de ondersteuning

In het tweede geval gedraagt de tunnel zich globaal gezien stijf en gaat deze zich als het ware in zijn geheel als een buigstijve ligger gedragen. Denk hierbij aan een ondersteunde stok (Figuur 16); wanneer een gedeelte van de ondersteuning wordt weggehaald, blijft de stok onvervormd liggen. Onder het gedeelte van de tunnel waar de grond is weggezakt, kan de gewenste reactiekracht niet meer worden geleverd. De krachten moeten elders worden overgedragen; in de voegen. Dit verschijnsel kan zich lokaal voordoen, bijvoorbeeld bij een spreiding in beddingeigenschappen onder een segment. Het verschijnsel kan zich ook globaal voordoen, bijvoorbeeld bij het wegzakken van bedding onder één segment.



Figuur 16: Principe van een stok bij het weghalen van een gedeelte van de ondersteuning

De hierboven beschreven interactie wordt te gecompliceerd geacht om binnen het kader van het onderhavige onderzoek grondig te onderzoeken en nauwkeurig te beschrijven. Aan de hand van de zettingslijnen (waarin knikken te zien zijn ter plaatse van de voegen), wordt gesteld dat de globale zettingen door de tunnel worden gevolgd en dat de tunnel zich globaal gezien daarom 'slap' gedraagt. Conform geval (1) worden de segmenten van de tunnel opgevat als buigstijve liggers die onderling met elkaar zijn verbonden door rotatieveren welke de segmentvoegen dan wel zinkvoegen representeren. Het principe wordt verduidelijkt in Figuur 17.



Figuur 17: Principe van het liggermodel van de tunnel

In het model zijn een aantal karakteristieken te onderscheiden:

- *De voegstijfheid*
In paragraaf 3.2 wordt een stijfheidsrelatie bepaald voor de zink- en segmentvoegen.
- *De buigstijfheid van de segmenten*
Zoals eerder aangegeven, worden de liggers buigstijf ($EI = \infty$) verondersteld.
- *De oplegconditie van de landhoofden*
De landhoofden zijn op palen gefundeerd. De oplegconditie is onder andere afhankelijk van de veerstijfheid van deze palen. Hierover zijn echter geen gegevens bekend.
- *De oplegdruk van de tunnel*
De oplegdruk komt tot stand door de belasting vanuit de gronddekking, de netto waterdruk en het eigen gewicht van de tunnel. Gezien de precieze dijkligging boven de tunnel niet bekend is, kan ook geen nauwkeurige waarde van de bovenbelasting worden gegeven. Daarnaast heeft men ook

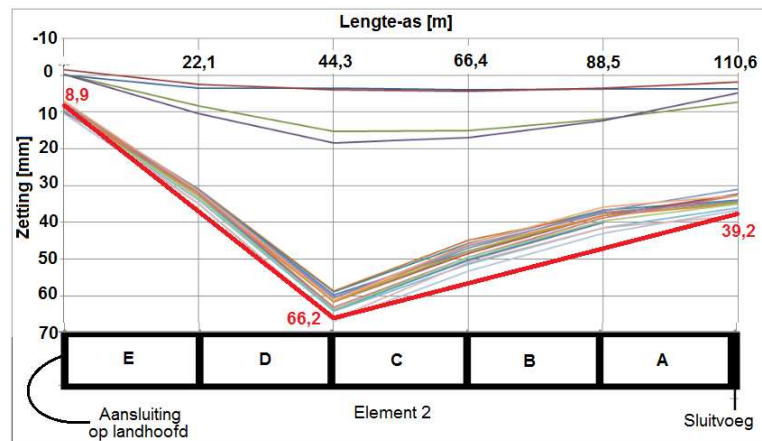
nog te maken met de (dynamische) belasting afkomstig van het verkeer in de tunnel.

- *De beddingwaarden*

Er zijn geen gegevens bekend met betrekking tot de bodemcondities van de grond onder de tunnel.

Zoals uit bovenstaande blijkt, zijn een aantal karakteristieken onbekend. Om de krachtsverdeling te kunnen bepalen, wordt daarom het volgende model gepresenteerd, waarbij het aantal onbekenden wordt gereduceerd. In het model worden de waarde van de oplegdruk van de tunnel en de beddingwaarden vervangen door een resultante belasting op de tunnel. Er wordt van uitgegaan dat de zettingslijn ontstaat onder invloed van deze resultante belasting.

In Figuur 18 is de zettingslijn van tunnelelement 2 weergegeven. De probleemvoeg (2DC) heeft de grootste rotatie ondergaan. De rotaties van de naastgelegen voegen zijn relatief klein. De zettingslijn wordt daarom benaderd door twee rechte lijnen, welke samenkomen in de probleemvoeg.



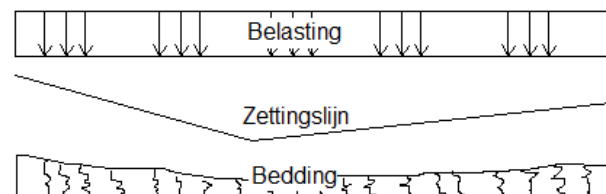
Figuur 18: Zettingslijnen van element 2 zuid. Rode lijn: benadering van de zettingslijn van aug '10 waarbij maximale rotatie in de probleemvoeg is opgetreden.

De onzekerheid van de oplegconditie van het landhoofd wordt in rekening gebracht door twee uiterste gevallen voor translatievrijheid in verticale richting te beschouwen: (1) een rotatieveer met de mogelijkheid vrij te transleren in verticale richting; (2) een rotatieveer met verhinderde verticale translatie. In werkelijkheid treedt de verticale translatie noch vrij op, noch wordt deze volledig verhinderd. De werkelijke oplegconditie ligt waarschijnlijk tussen de twee opleggingen in. Gezien de aanzienlijke vervormingscapaciteit van de sluitvoeg, is bij de aansluiting op element 3 voor de oplegging gekozen voor een rotatieveer met translatievrijheid in verticale richting. Zo worden onrealistisch hoge dwarskrachten in de sluitvoeg uitgesloten. Voor de berekening worden de in Figuur 19 weergegeven staafwerkmodellen gebruikt.



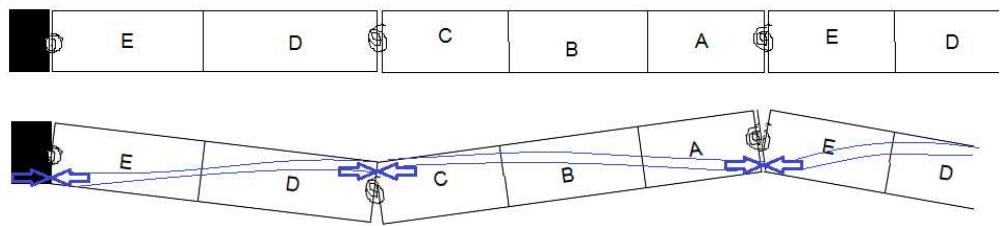
Figuur 19: *MatrixFrame* modellen.

De werkwijze voor de bepaling van de krachtsverdeling is als volgt. Voor de oplegdruk van de tunnel wordt een schatting gedaan. Deze waarde wordt als lijnbelasting in het *MatrixFrame* model ingevoerd. Voor de beddingwaarden wordt een aanname gedaan. Na het model te laten draaien (op basis van een niet-lineaire analyse), wordt een bepaalde zettingslijn gevonden. De bedding dient nu zo te worden aangepast dat de gewenste zettingslijn wordt gevonden, zie Figuur 20.

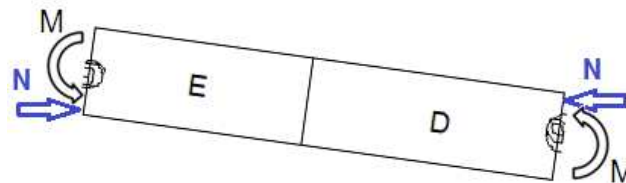


Figuur 20: Belasting en aangepaste bedding bij de gewenste zettingslijn.

Bij het optreden van zettingen ondergaat de tunnel mogelijk als geheel een beweging in lengterichting. De grootte van deze beweging hangt onder andere af van de oplegcondities bij de landhoofden, de lengte van de tunnel, de grootte van de voegrotaties en de mate waarin de tunnel zelf bewegingen kan opnemen. Indien de beweging min of meer vrij kan optreden, bijvoorbeeld door samendrukking van het rubberen GINA-profiel en/of het toelaten van beweging in lengterichting van de landhoofden, dan heeft dit geen gevolgen voor de resulterende normaalkracht op de doorsnede. Indien de beweging niet vrij kan optreden, is er sprake van verhinderde vervorming. De segmenten worden als ware opgespannen waardoor boogwerking ontstaat en een normaaldrukkraft op de tunneldoorsnede wordt gegenereerd. Bij een negatieve voegrotatie ontstaat deze drukkraft bovenin de doorsnede en bij een positieve rotatie onderin de doorsnede, zie Figuur 21. De normaalkrachten onder en boven op de doorsnede vormen samen een koppel, er wordt dus een buigend moment geïntroduceerd. Dit moment werkt de voegrotatie tegen, zie Figuur 22. De grootte van de normaalkraft door opspanning is onder andere afhankelijk van de mate van opsluiting van de tunnel, de tunnelafmetingen (lengte, breedte, hoogte) en de rotatie van de voegen. Om de mate van opsluiting van de tunnel te kunnen bepalen zijn translatiometingen benodigd, deze zijn echter nooit uitgevoerd bij de Kiltunnel. De extra normaalkraft door opspannen van de segmenten wordt in het onderzoek verder buiten beschouwing gelaten.



Figuur 21: Drukboogwerking



Figuur 22: Tegenwerkend moment

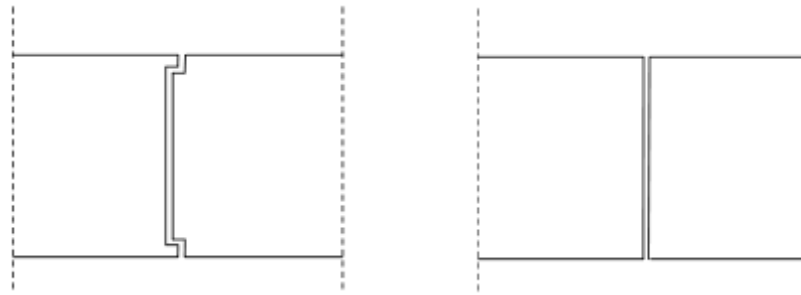
N.B.:

De invloed van de geschematiseerde zettingslijn (bestaande uit twee rechte lijnen) ten opzichte van de 'werkelijke' zettingslijn (bestaande uit vijf rechte lijnen, dus een rotatieveer ter plaatse van iedere mootvoeg) is tevens onderzocht. De uitkomsten blijken hierdoor niet significant te worden beïnvloed. Ook wordt opgemerkt dat het verplaatsingsveld van de individuele segmenten, bij keuze van een buigstijfheid conform het tunnelontwerp, rechte (lineaire) lijnen beschrijven. De verklaring hiervan valt toe te schrijven aan de gedrongenheid van de segmenten (afmetingsverhoudingen $L:B:H = 2,5:3,5:1$) in combinatie met de hoge buigstijfheid ten opzichte van die van de voegen. Er wordt verder opgemerkt dat de zettingslijn van element 2 in werkelijkheid ook nog wordt beïnvloed door het gedrag van de naastgelegen tunnelementen 3 en 1. Dit effect is in de berekening verwaarloosd.

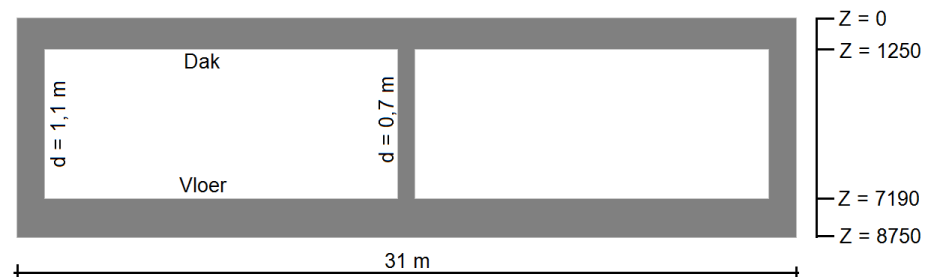
3.2 Voegstijfheid

3.2.1 Segmentvoegen

De segmenten kunnen niet vrij roteren ten opzichte van elkaar gezien de segmentvoegen weerstand bieden tegen de optredende rotaties. De weerstand van de voeg wordt gerepresenteerd door de rotatiestijfheid. Deze volgt uit de relatie tussen de voegrotatie φ en het buigende moment M_φ op de doorsnede welke is benodigd om deze voegrotatie te realiseren. De segmentvoeg wordt geschematiseerd voorgesteld met behoud van het verticale contactoppervlak tussen de segmenten, zie Figuur 23. Gezien de kraagconstructie in werkelijkheid waarschijnlijk extra weerstand biedt tegen rotatie, maar in de modellering achterwege wordt gelaten, is de aanpak conservatief. De geschematiseerde dwarsdoorsnede van de tunnel is weergegeven in Figuur 24.



Figuur 23: Zijaanzicht van twee aangrenzende segmenten. Links: werkelijke situatie. Rechts: geschematiseerde situatie [11]



Figuur 24: Geschematiseerde dwarsdoorsnede van de Kiltunnel (Z in mm)

De waterdruk op de tunneldoorsnede genereert een voorspankracht in de elementen (zie paragraaf 2.2 van *Deel 1*). Deze voorspanning wordt vertaald naar een buigend moment en een centrisch aangrijpende normaalkracht op de dwarsdoorsnede van de tunnel, zie Figuur 25. De grootte van de normaalkracht is:

$$N_w = 0,5(p_1 + p_2)HB$$

Waarbij;

- p_1 waterdruk boven in de doorsnede
- p_2 waterdruk onder in de doorsnede
- H hoogte van de tunneldoorsnede
- B breedte van de tunneldoorsnede

De $M - \varphi$ relatie is bepaald door een moment M_φ op de doorsnede in kleine stappen te laten toenemen. Ten aanzien van de op de doorsnede werkende krachten gelden de volgende eisen:

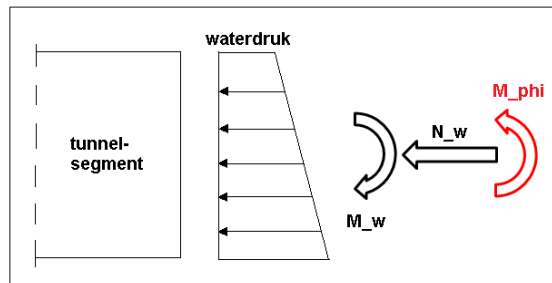
- Horizontaal evenwicht: $\Sigma N = -N_w + N_c = 0$
- Momentenevenwicht⁷: $\Sigma M = M_w - M_\varphi + N_c \cdot h_c - N_w \cdot h_w = 0$

Waarbij;

- N_w Horizontale kracht t.g.v. de waterdruk.
- N_c Horizontale kracht geleverd door de betondoorsnede, tegengesteld aan de richting van N_w .

⁷ Berekend ten opzichte van het punt bovenin de doorsnede ($Z = 0 \text{ mm}$)

- M_w Buigend moment t.g.v. het drukverschil boven en onder in de doorsnede.
- M_ϕ Buigend moment t.g.v. de opgelegde voegrotatie ϕ .
- h_c Hefboomsarm behorende bij N_c .
- h_w Hefboomsarm behorende bij N_w .



Figuur 25: Zijaanzicht van een tunnelsegment met belasting op de dwarsdoorsnede .

Onder invloed van het toenemende moment M_ϕ , verandert de spanningsverdeling over de volledige hoogte van de tunneldoorsnede continue. Op de uitersten $Z = 0 \text{ mm}$ en $Z = 8750 \text{ mm}$ (zie Figuur 24) neemt de spanning toe respectievelijk af. De neutrale lijn verplaatst zich dus in de richting van $Z = 0$. In het gedeelte van de doorsnede boven de neutrale lijn heerst een drukspanning. Zolang de neutrale lijn zich buiten de doorsnede bevindt, is de drukspanning aanwezig in de gehele doorsnede. Gezien de doorsnede niet in staat is trekkrachten over te brengen, is het gedeelte van de doorsnede onder de neutrale lijn spanningsloos. In dit spanningsloze gebied is de voeg geopend. Bij een omhoog schuivende neutrale lijn neemt de grootte van de drukzone af en daarbij ook de grootte van de hefboomsarm h_c van de interne betonkracht. Hierdoor kan de betonddoorsnede bij toenemende rotatie een steeds kleiner moment overbrengen.

Ten aanzien van het spanningsdiagram behorende bij de dwarsdoorsnede zijn verschillende fasen te onderscheiden. Deze zijn weergegeven in Figuur 26. De rode lijn stelt de neutrale lijn voor. Onderstaand wordt een toelichting bij de spanningsdiagrammen gegeven. De hoogte van de betondrukzone binnen de doorsnede wordt aangegeven met Z .

Fase 1: $Z = 8750 \text{ mm}$, lineair elastisch materiaalgedrag

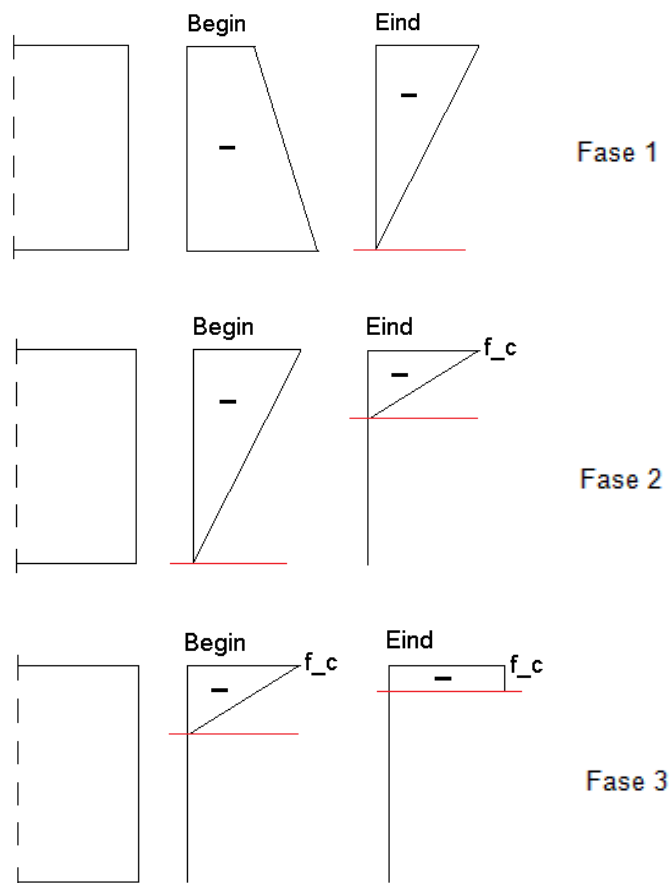
De drukspanning verloopt lineair over de doorsnede. In het begin van fase 1 bevindt de grootste waarde van de drukspanning zich op $Z = 8750 \text{ mm}$. Bij toenemende rotatie ϕ neemt deze spanning af tot een waarde 0. De maximale drukspanning bevindt zich dan op $Z = 0$.

Fase 2: $8750 \text{ mm} \geq Z \geq Z_{el}$, bi-lineair elastisch materiaalgedrag

Fase 2 begint zodra de neutrale lijn zich binnen de doorsnede bevindt. Z_{el} is de hoogte van de betondrukzone op het moment dat bovenin de doorsnede (op $Z = 0$) de druksterkte van het beton wordt bereikt. Dit betekent het einde van de elastische fase.

Fase 3: $Z_{el} \geq Z \geq Z_{pl}$, plastisch materiaalgedrag

Zodra in de uiterste vezel de betondruksterkte wordt bereikt, gaat de doorsnede zich plastisch gedragen. Z_{pl} is de hoogte waarbij in de neutrale lijn de maximale drukspanning wordt bereikt. De voeg gedraagt zich dan als een plastisch scharnier, wat betekent dat de rotatie oneindig kan toenemen zonder toename van kracht. Verdere toename van het buigend moment is fysisch niet mogelijk.



Figuur 26: Spanningsdiagrammen tijdens de verschillend te onderscheiden fasen. V.l.n.r.: zijaanzicht van een tunnelsegment over de volledige hoogte van de tunneldoorsnede, spanningsdiagram tijdens begin van betreffende fase, spanningsdiagram tijdens eind van betreffende fase.

De stijfheid van de segmentvoeg is afhankelijk van diverse parameters, waarvan de belangrijkste onderstaand worden genoemd en toegelicht.

- **Constructieafmetingen**
De constructieafmetingen zijn gegeven.
- **Materiaalkarakteristieken**
De gebruikte materiaalkarakteristieken zijn conform paragraaf 2.6. Gezien *MatrixFrame* geen rekening houdt met een verlaging van de elasticiteitsmodulus door scheurvorming in het beton, wordt een extra analyse uitgevoerd met een E-modulus van 20 GPa.

- *Voorspankracht in de voegdoorsnede*

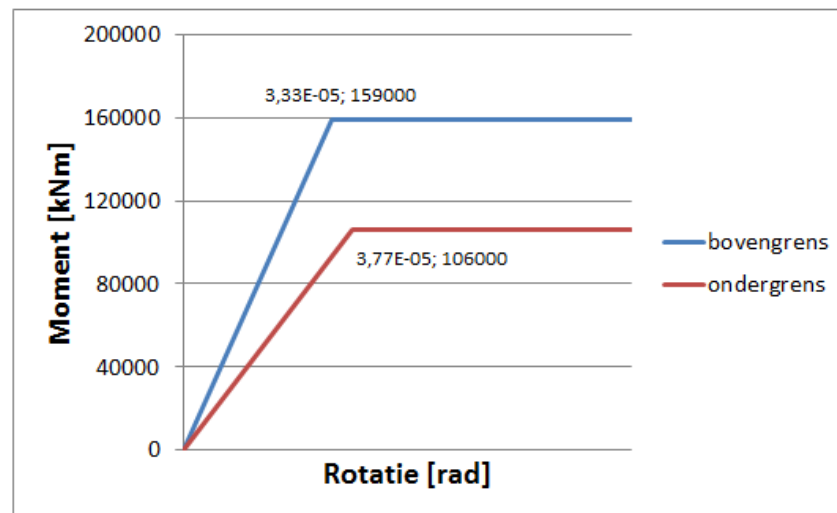
De aanwezige voorspankracht door de waterdruk in de voegdoorsnede is een onzekere factor. Door relaxatie van het GINA-profiel en door tijdsafhankelijke effecten van het beton, is deze lager dan de initiële waarde afkomstig uit de bouwphase. In [16] wordt aangegeven dat de voorspankracht door relaxatie logaritmisch afneemt tot een waarde van ongeveer 60 % van de initiële voorspankracht op $t = \infty$. Om de onzekerheid in rekening te brengen, worden berekeningen uitgevoerd met een waterdruk van 50 % ($R = 50$) en 75 % ($R = 75$) van de oorspronkelijke waarde. De oorspronkelijke waarde wordt bepaald door het aantal meter waterkolom boven de tunnel, in het geval van de Kiltunnel; 11,5 m.

Naast deze voorspankracht heerst in de segmenten (let op: niet in de voegen) een voorspankracht door voorspankabels. Onder andere door de benodigde transitielengte wordt het gejustificeerd geacht deze niet in de berekeningen mee te nemen.

Voor de berekening is een soortelijk gewicht van het water aangehouden van 10 kN/m^3 . Verder wordt aangenomen dat de voeg niet in staat is trekkrachten over te brengen, dat vlakke doorsneden vlak blijven na vervorming (hypothese van Bernoulli) en dat de tunneldoorsnede kan worden opgevat als homogeen.

Het rekverloop over de hoogte van de betondrukzone wordt bepaald door de relatie $\varepsilon = \sigma/E$. Vanwege de aanname dat vlakke doorsneden na vervorming vlak blijven, kan de rek onder de neutrale lijn (in de fictieve trekzone) ook worden bepaald. Voor de rek wordt aangenomen dat deze werkt over een invloedslengte L aan beide zijden van de voeg. Het gedeelte van een segment achter een lengte L van de voeg ondervindt dus geen invloed van de rek ten gevolge van rotatie in de voeg. De invloedslengte is aangenomen gelijk zijnde aan de hoogte van de doorsnede ($L = H_{drsn}$) conform [10]. De voegrotatie wordt bepaald door het verschil in lengteverandering boven ($u_{z=0} = \varepsilon_{z=0} \cdot L$) en onder ($u_{z=8750} = \varepsilon_{z=8750} \cdot L$) in de doorsnede: $\phi = (u_{z=0} - u_{z=8750})/H_{drsn}$. Deze rotatie wordt aan het moment M_ϕ gerelateerd door de optredende kromming $\kappa = \phi/L$.

De bepaalde $M - \phi$ relaties worden weergegeven in bijlage D. Gezien de tunneldoorsnede geen horizontale spiegel-as heeft, wordt voor negatieve voegrotatie een andere $M - \phi$ relatie worden gevonden dan voor positieve voegrotatie. De hier gepresenteerde relaties zijn alleen geldig bij negatieve voegrotaties (conform de rotatie in de probleemvoeg). Van de gevonden stijfheidsrelaties zijn de boven- en ondergrens weergegeven in Figuur 27 waar de relatie is geschematiseerd tot een bilineair diagram.



Figuur 27: Onder- en bovengrens voor de stijfheidsrelatie van de mootvoeg, weergegeven in een bilineair diagram.

Zolang de neutrale lijn zich buiten de doorsnede bevindt, is de voeg ongeopend en bestaat er een lineaire relatie tussen het moment en de voegrotatie. De relatie wordt niet-lineair op het moment dat de neutrale lijn zich binnen de doorsnede bevindt. Wanneer de neutrale lijn zich in de vloer bevindt, wordt bij benadering nog een lineaire relatie gevonden. Vanaf het moment dat de neutrale lijn zich in de wanden bevindt, neemt het hellinggetal in de $M - \varphi$ grafiek sterk af. Dat de sterke afbuiging van de lijn pas inzet wanneer de neutrale lijn zich in de wanden bevindt, valt te verklaren door de snellere daling van de hefboomsarm van de interne betonkracht. Per eenheidslengte in Z-richting is het betonoppervlak in de wanden namelijk $\frac{\text{breedte vloer}}{\text{totale breedte van de wanden}} = 31[m]/(1,1 + 0,7 + 1,1)[m] \approx 11$ maal zo klein als het betonoppervlak in de vloer. Om bij een gegeven rotatie eenzelfde toename van de interne betonkracht te kunnen realiseren, moet de neutrale lijn in de wanden daarom een aanzienlijk grotere verschuiving ondergaan dan in de vloer. De interne hefboomsarm neemt daarbij dus sneller af.

De neutrale lijn bevindt zich in het dak wanneer de plastische fase wordt bereikt. Nog voordat in de doorsnede de drukspanning wordt bereikt, bevindt het moment M_φ zich in de horizontale tak van het diagram. Het blijkt dat de invloed van de elasticiteitsmodulus voornamelijk tot uiting komt in de lineaire tak van het $M - \varphi$ diagram; de lineaire tak is steiler bij een hogere E-modulus.

3.2.2 Zinkvoegen

In [11] wordt een formule gepresenteerd waarmee de rotatiestijfheid van zinkvoegen kan worden bepaald:

$$k_{\phi} = H^2 k_0 (H/3 + B)$$

k_{ϕ} Rotatiestijfheid zinkvoeg

H Hoogte van dwarsdoorsnede

B Breedte van dwarsdoorsnede

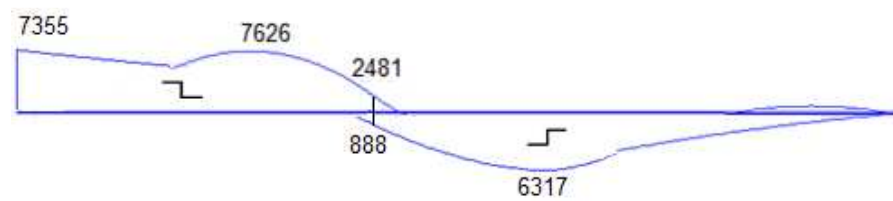
k_0 Initiële stijfheid van het GINA-profiel

Bij een waterdiepte van 10 m wordt een stijfheid $k_0 = 750 \text{ MN/m}$ gegeven, bij een waterdiepte van 15 m een stijfheid van $k_0 = 1200 \text{ MN/m}$. De rotatiestijfheid is hierbij 26258 MNm/rad respectievelijk 42968 MNm/rad . De rotatiestijfheid van de zinkvoeg zoals in het ontwerp van de Kiltunnel (10,5 m waterdiepte) ligt waarschijnlijk tussen de twee genoemde waarden in. Voor de zink- en sluitvoegstijfheid wordt $3,1 \cdot 10^7 \text{ kNm/rad}$ aangehouden. Opgemerkt wordt dat de stijfheid van de zinkvoegen ongeveer 90 maal lager is dan de voegstijfheid volgens de ondergrens en ongeveer 154 maal lager dan de voegstijfheid volgens de bovengrens (in het lineair elastische gebied).

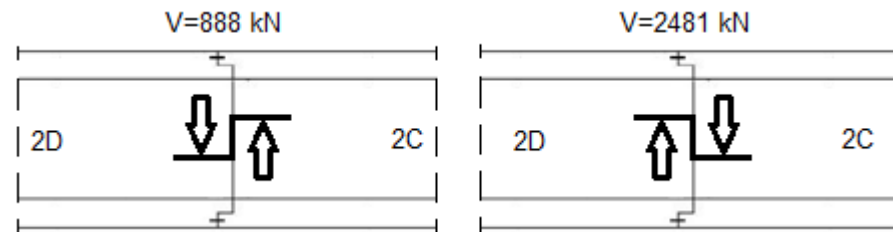
3.3 Optredende krachten in de probleemvoeg

In bijlage E zijn de gevonden dwarskrachten- en momentenlijnen van de verschillende analyses weergegeven. Het buigend moment ter plaatse van de probleemvoeg⁸ (voeg 2DC) is logischerwijs gelijk aan de waarde van het buigend moment zoals men in de horizontale tak van de $M - \varphi$ relatie vindt. In Figuur 28 is de omhullende dwarskrachtenlijn van element 2 weergegeven. De grootte van de dwarskracht op de probleemvoeg bedraagt $-0,9 \text{ MN} \leq V_{2DC} \leq 2,5 \text{ MN}$, zie ook Figuur 29. Het verschil in teken van de dwarskracht wordt veroorzaakt door de verschillende oplegcondities bij het landhoofd. In het vervolg worden dwarskrachten positief aangegeven met het bijbehorende vervormingsteken. De maximaal optredende dwarskrachten die uit de analyses volgen bedragen $V = 6,3 \text{ MN}$  en $V = 7,6 \text{ MN}$ . Deze waarden worden aangehouden als maximale dwarskrachtbelasting van een voeg welke geen rotatie ondervindt.

⁸ De probleemvoeg is de segmentvoeg waar schade is waargenomen, zie ook paragraaf 2.1.



Figuur 28: Omhullende dwarskrachtenlijn van element 2. Waarden in kN .



Figuur 29: Dwarskrachtbelasting op mootvoeg 2DC inclusief vervormingsteken.

De opgetreden extreme waarden van de berekende segmentvoegrotaties -deze zijn bepaald in *deel 1* van het onderzoek- bevinden zich allemaal in de horizontale tak van het $M - \varphi$ diagram. De grootst gemeten rotatie treedt op in de probleemvoeg: $\phi_{max} = -2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$. De toekomstig verwachte waarde bedraagt in dezelfde voeg: $\phi_{max} = -2,592 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.

4 Eindige elementen analyse

4.1 Inleiding

Om het gedrag van de segmentvoeg en de kraagconstructie te onderzoeken en om de capaciteit te kunnen bepalen, zijn analyses uitgevoerd met het eindige elementen programma *ATENA 2D*. Dit programma is in staat om niet-lineaire eindige elementen analyses uit te voeren en is speciaal ontworpen voor simulatie van het constructieve gedrag van (gewapend) betonnen constructies. *ATENA* werkt met een zogenaamde pre-processor en een post-processor. In de pre-processor dient de informatie voor het model te worden ingevoerd. In de post-processor worden de resultaten van de analyses gepresenteerd.

De keuze voor een 2D analyse ten opzichte van een 3D analyse is meervoudig. Allereerst is de rekentijd van een 2D model aanzienlijk korter dan de rekentijd van een 3D model. Een 3D analyse vergt daarnaast meer tijd, kennis en ervaring voordat de constructeur tot de opbouw van een gedegen model kan komen. Een 3D analyse benodigt tevens meer modelinput. Een 2D analyse dient tevens als controle voor een 3D model. Daarnaast is op het gebied van het onderliggende onderwerp relatief weinig onderzoek verricht. De belangrijkste aspecten⁹ van het betreffende probleem dienen daarom nog onderkent en beschreven te worden, wat gezien bovenstaande argumenten accurater kan gebeuren in een 2D analyse.

Zoals in hoofdstuk 2 al aangegeven, worden de voegconstructie bij veldoverspanning en bij de wanden apart beschouwd. In dit hoofdstuk wordt daartoe getracht de capaciteit van beiden apart te bepalen. Berekeningen zijn voornamelijk uitgevoerd met de materiaalkarakteristieken behorende bij het te verwachten constructiegedrag (zonder aanduiding of met aanduiding B). Mogelijk wordt, om een vergelijking te kunnen trekken, tevens een analyse uitgevoerd met betrekking tot de constructieve veiligheid (analyse met aanduiding A). Verder worden de volgende afkortingen gebruikt:

- DBK bovenkraag in het dak
- DOK onderkraag in het dak
- VBK bovenkraag in de vloer
- VOK onderkraag in de vloer

Bij de in dit hoofdstuk gepresenteerde figuren van de *ATENA*-output (met name de contourplots) worden kleuren gebruikt om de waarden van spanningen, rekken etc. aan te geven. Bij de beoordeling van de figuren moet in acht worden genomen dat ieder figuur een unieke kleurlegenda heeft. Bij sommige figuren is de kleurlegenda achterwege gelaten. Dit is om de lezer slechts verschillen in grootheden duidelijk te maken of omdat de waarden insignificant worden geacht. Een tekstuele toelichting is echter bij alle figuren aanwezig.

⁹ Hiermee worden de oorzaken en gevolgen van het zettingsprobleem in de breedste zin van het woord bedoeld.

Voorafgaand aan de eindige elementen analyse is getracht de krachtswerking in de kraagconstructies te beschrijven conform de vakwerkanalogie. Deze methode blijkt echter niet geschikt, zie bijlage H waarin de analyse is opgenomen.

4.2 ATENA 2D

4.2.1 *Uitgangspunten*

In de ATENA-analyses zijn de volgende uitgangspunten gehanteerd:

- Het eindige-elementen netwerk (de “mesh”) is gesimuleerd door middel van de vierkante elementen (“quadrilaterals”) “CCIsoQuad”.
- De elementgrootte is per analyse zo gekozen dat de verschillen in uitkomsten nihil zijn wanneer wordt gekozen voor een fijnmazigere mesh.
- De mesh is verfijnd in gebieden waar spanningsconcentraties worden verwacht.
- Het waterafdichtingsprofiel, waarvan de constructieve bijdrage verwaarloosbaar wordt geacht, is in de modelleringen achterwege gelaten. De doorsnede is ter plaatse van de afdichting continue verondersteld.
- In het geval van discrete wapening is een aanhechtingsrelatie met het beton gebruikt.
- In de modellen is de constructie los van de omgeving (bedding en omliggende grondlagen) beschouwd, gezien de optredende krachten op de constructie het resultaat zijn van de resulterende belasting (zie ook paragraaf 3.1).
- Bij analyses waar de belasting bestaat uit meerdere gevallen, wordt deze gefaseerd aangebracht. Dit houdt in dat de eindsituatie van een belastinggeval (de vervormde toestand met bijbehorende spanningstoestand), de beginsituatie is voor een nieuw belastinggeval.
- Bij aanvang van de analyses is uitgegaan van een ongescheurde constructie.

4.2.2 *Gehanteerde bezwijkcriteria*

In principe wordt de constructie geacht niet meer te voldoen aan de eisen met betrekking tot de uiterste grenstoestand in de volgende gevallen:

1. Het bereiken van de grenswaarde van de betonstuik, ofwel de uiterste drukrek van beton: ε_{cu3} .
2. Het bereiken van de maximaal toelaatbare rek in het betonstaal (de rek bij maximale belasting): ε_{uk} .
3. Het ontstaan van een doorgaande scheur, waarbij als eis voor de scheurwijdte w over de volledige scheur wordt gesteld: $w \geq 0,15^{10} \text{ mm}$.
4. Het weglopen van de verplaatsing in het last-verplaatsingsdiagram. Hieronder wordt verstaan dat de belasting afneemt of niet of nauwelijks

¹⁰ Bij de vorming van een scheur in beton valt de spanning niet direct terug tot 0, maar pas bij een scheurwijdte van ongeveer 0,15 mm [2].

meer toeneemt bij doorgaande verplaatsing (van een bepaald punt in de constructie).

Bij de opgestelde bezwijkcriteria moet worden opgemerkt dat deze niet blindelings kunnen worden toegepast. De reden hiervoor is dat een bezwijkcriterium (bijvoorbeeld het bereiken van de grenswaarde van de materiaalsterkte) lokaal kan optreden zonder globale gevolgen. Het al dan niet bezwijken van de constructie dient te worden vastgesteld aan de hand van 'engineering judgement'. Bij bezwijkcriterium 4 is geen concreet faalmechanisme aan te geven. Het 'weglopen' van de belasting duidt in de meeste gevallen op grote vervormingen welke worden veroorzaakt door grote rekken in het wapeningsstaal na het bereiken van de vloeispanning. Na het optreden van bezwijkcriterium 4 treedt daarom bij verder belasten een ander bezwijkcriterium op.

4.2.3 *Materiaalmodellen*

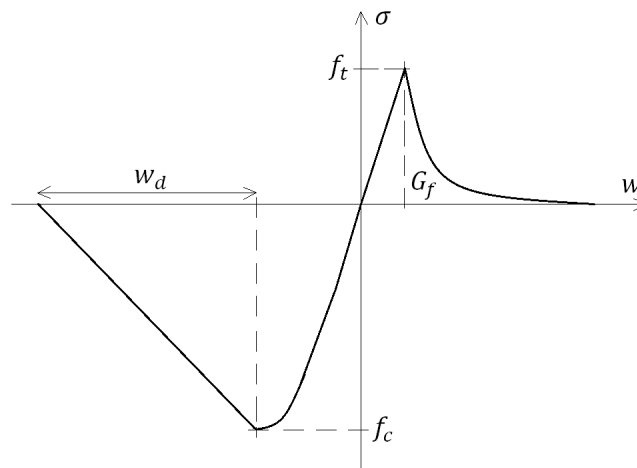
4.2.3.1 *Beton*

Voor beton is het *SBeta* materiaalmodel gebruikt, waarbij een spanning-rek relatie conform Figuur 30 wordt aangehouden. Hierin is w_d de plastische drukverplaatsing¹¹, voor welke een waarde van 0,5 mm (standaard waarde¹²) wordt aangehouden. Het bereiken van de plastische drukverplaatsing komt overeen met het bereiken van de breukstuk van het beton. Een reductie r_c van de druksterkte (na het ontstaan van scheuren) in de richting parallel aan de scheuren wordt aangehouden met een maximale reductie tot 60% ($c = 0,6$) van de oorspronkelijke waarde, zie Figuur 31. Voor ongescheurd beton onder trek wordt een lineaire spanning-rek relatie aangehouden. Na bereiken van de maximale betontreksterkte wordt het softening¹³ gedrag voorgesteld als een exponentiële afname van de treksterkte (het "Hordijk"-model) waarin voor de breukenergie G_f de standaardwaarde voor de gekozen betonsterkteklasse is gekozen.

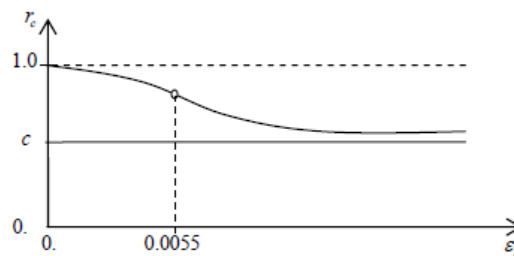
¹¹ De drukverplaatsing wordt gemeten op een vlak loodrecht op de richting van de hoofddrukspanningen.

¹² De standaard waarde is aangehouden aangezien de breukstuk afhankelijk is van de hoofdspansingsrichting.

¹³ Dit brengt de bijdrage van ongescheurd beton aan de (trek)stijfheid van wapening en scheur-cohesie (de mogelijkheid om trekkrachten over te brengen bij een niet volledig doorgaande scheur) in rekening.

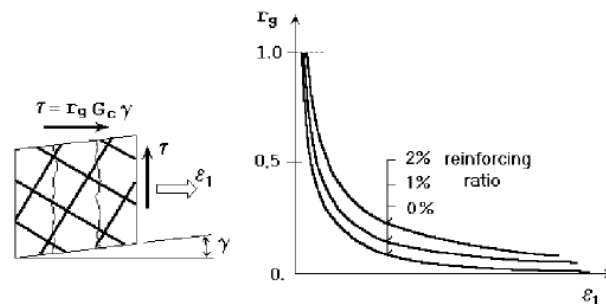


Figuur 30: Spanning-verplaatsing relatie van beton.



Figuur 31: Reductie van de druksterkte parallel aan de scheurrichting. [23]

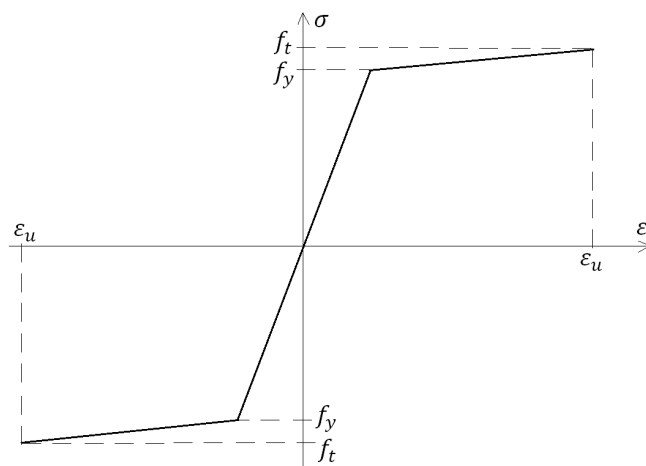
Gezien er conform de verwachting grote scheuren optreden in de constructie is het 'fixed-crack model' aangehouden. Bij dit model blijft de scheurrichting onveranderd bij het veranderen van de hoofdspanningen. Hierdoor worden schuifspanningen (welke in een werkelijke situatie ontstaan ten gevolge van (voornamelijk) 'aggregate interlock') geïntroduceerd welke in rekening worden gebracht met het model conform Figuur 32. Wanneer een scheur verder opent (toenemende rek loodrecht op de scheur) neemt de schuifweerstand af. De schuifspanning is tevens gebonden aan een maximum; de treksterkte van het beton.



Figuur 32: Schuifspanningsretentie. Links: toegepaste relatie. Rechts: gebruikte retentiefactor. [23]

4.2.3.2 Wapeningsstaal

De gebruikte spanning-rek relatie voor wapeningsstaal is bilineair met een verstevigingsgebied (zowel voor trek als druk), zie Figuur 33.



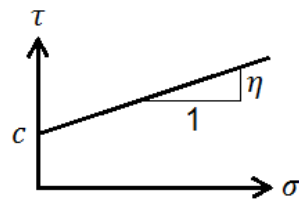
Figuur 33: Spanning-rek relatie van wapeningsstaal.

4.2.3.3 Aanhechting voor wapeningsstaal

Voor de aanhechting tussen beton en wapening is voor alle modellen gekozen voor een “bond-slip model” welke uitgaat van de kubusdruksterkte behorende bij het desbetreffende beton, het type en de diameter van de wapeningsstaven, de aanhechtingsomstandigheden van het wapeningsstaal en het al dan niet “opgesloten” zijn van het beton. Met inachtnaam van het nazakken van beton door volumevermindering na het storten classificeert Eurocode 2 de aanhechtingsomstandigheden bij een constructiehoogte groter dan 600 mm in de bovenste 300 mm als ‘slecht’, in het gedeelte daaronder als ‘goed’. Gezien de wapeningsconfiguratie, wordt in de modellering uitgegaan van goede omstandigheden in de vloerkraag en slechte omstandigheden in de dakkraag. Het effect van twee-assig omsloten beton in de betondrukzone in beschouwing genomen door te kiezen voor “confined concrete”. Het beton is daardoor in staat hogere spanningen te weerstaan dan de in het materiaalmodel opgegeven één-assige drukspanning. Daarnaast wordt er van uitgegaan dat wapeningsstaven over de gehele lengte ‘slip’ kunnen ondergaan.

4.2.3.4 Interface

De contactaansluiting tussen de segmenten is gesimuleerd door middel van een “interface” materiaalmodel. De dikte van de interface is gekozen conform die van de hechtlaag; 2 mm. Voor het faalcriterium van de interface wordt de theorie van *Mohr-Coulomb* gehanteerd, zie Figuur 34.



Figuur 34: *Mohr-Coulomb* criterium

Hierbij geldt:

- σ Normaaldrukspanning (de spanning loodrecht op het voegvlak)
- τ Schuifspanning (de spanning parallel aan het voegvlak)
- c Cohesie
- η Wrijvingscoëfficiënt

Zoals in hoofdstuk 2 beschreven, is het horizontale voegvlak van de kraagconstructie in de vloer voorzien van een hechtlaag plus 2 mm asfaltbitumen en zijn alle voegvlakken van de kraagconstructie in het dak ingewassen met cementspecie. Deze voegvlakken worden een interface met een treksterkte van 1 MPa toegewezen. Bij overschrijding van dit spanningscriterium i.e. falen van de interface, reduceert de stijfheid tot nul waardoor de krachtopwekking dan beperkt blijft tot wrijvingskrachten. De overige voegvlakken worden gemodelleerd zonder treksterkte. Voor de cohesie wordt in [24] de volgende eis gesteld: $c \geq f_t \cdot \eta$. Voor de cohesie is daarom een waarde van $c = 1,0$ aangehouden. Voor de normale stijfheid, minimale stijfheid en de glijdingsmodulus van de interface zijn waarden aangehouden conform paragraaf 4.4.3.2 van [24].

Tijdens het onderzoek zijn uiteenlopende waarden van de wrijvingscoëfficiënt van beton op beton gebruikt; verschillend van 0,5 – 1,0. De waarden zijn gebaseerd op Tabel 9. De spreiding is aangehouden, aangezien over de uitvoeringswijze van de segmentvoegen geen gegevens beschikbaar zijn.

Bron	η
Portland Cement Industries Design Handbook	0,8
BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE, ACI-318-05 (American Concrete Institute)	
- Monoliet beton	1,4
- Beton tegen verhard beton, doelbewust ruw gemaakt oppervlak	1,0
- Beton tegen verhard beton, niet doelbewust ruw gemaakt oppervlak	0,6
ATENA-handleiding (indien er geen betere informatie beschikbaar is)	0,3-0,5
Interviews met ingenieurs	0,5-1,0

Tabel 9: Waarden voor de wrijvingscoëfficiënt van beton op beton.

4.2.4 Topologie

De constructie-invoer in ATENA bestaat uit zogenaamde macro-elementen, welke gedefinieerd zijn door lijnen die een gesloten regio vormen. De macro-elementen kenmerken zich door de volgende eigenschappen:

- Eindige elementen mesh: type mesh en elementgrootte
- Eigenschappen: het gebruikte materiaal, dikte van het element (loodrecht op het vlak van tekening)
- Uitgesmeerde wapening (optioneel)

4.2.5 Oplossingsmethoden

In de berekeningen zijn twee verschillende oplossingsmethoden gebruikt:

- *'Newton-Raphson'*: Deze methode analyseert belastingsgestuurd. Dit houdt in dat de belastingtoename onveranderd blijft en verplaatsingen worden geïtereerd tot de evenwichtssituatie wordt gevonden binnen de opgegeven tolerantie. Deze methode is geschikt wanneer belastingwaarden exact gehaald moeten worden.
- *'Standart Arc Length'*: Deze methode analyseert verplaatsingsgestuurd. Dit houdt in dat zowel kracht als verplaatsing worden geïtereerd. Deze methode is daarom geschikt voor analyses om de maximale belasting te bepalen en nabij globale pieken (gevolgd door belastingafname) in het last-verplaatsingsdiagram wanneer de belasting is voorgeschreven.

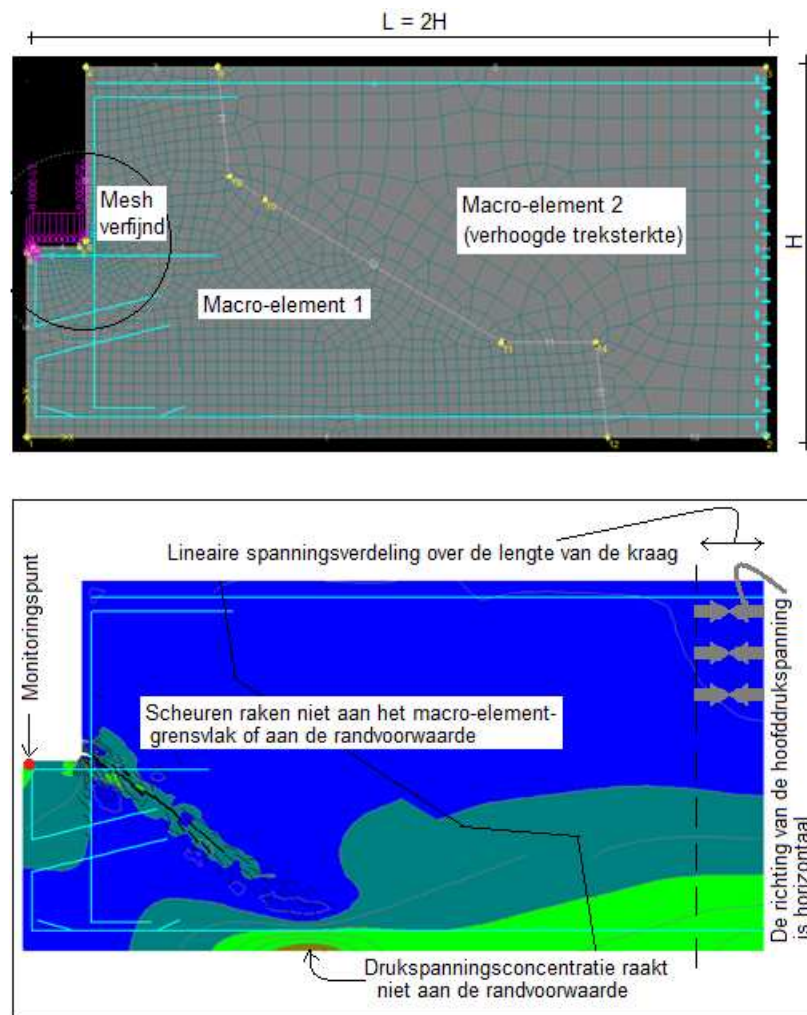
4.3 Kraag bij veldoverspanning

4.3.1 ATENA-model

De kragen bij veldoverspanning zijn geanalyseerd door een 'plak' uit de '3D-plaat' te modelleren waarbij voor de dikte van de macro-elementen is gekozen voor 200 mm. Dit komt overeen met de hart-op-hart afstand van de wapening in de kraagconstructie. Hiernavolgend wordt, aan de hand van Figuur 35, de opbouw van het ATENA-model van de onderkraag in de vloer toegelicht. Voor de andere kragen geldt hetzelfde principe.

De kraagconstructies zijn gemodelleerd als ingeklemde uitkragende liggers met lengte $L = 2H$. Deze afstand is zo gekozen dat inleidingseffecten niet merkbaar zijn ter plaatse van de randvoorwaarden. Hiermee wordt bedoeld dat de spanningsverdeling over de lengte van de ligger nabij de randvoorwaarde bij benadering lineair is verdeeld en drukspanningsconcentraties de randvoorwaarde niet raken waardoor een overschatting van de tandcapaciteit door "drukopsluiting" wordt geminimaliseerd. In het 2D model kan de kraagconstructie geen krachten afdragen loodrecht op het vlak van tekening. De plaat in dak en vloer kan dit in werkelijkheid wel. Het is daardoor mogelijk dat (vroegtijdig) buigscheuren in het balkgedeelte optreden, welke in werkelijkheid minder waarschijnlijk zijn. Om de buigscheuren te vermijden is plaatselijk de treksterkte van het beton verhoogd naar 15 MPa (ceteris paribus) door de kragen op te delen in twee macro-elementen. Uiteraard geldt bij de analyses te allen tijden dat scheuren niet mogen raken aan het (fictieve) grensvlak tussen de macro-elementen om het verloop van het scheurenpatroon niet te beïnvloeden. Ook mogen scheuren niet raken aan de randvoorwaarde.

De elementgrootte van de mesh in macro-element 1 bedraagt $0,05\text{ m}$. Om de analysetijd gunstig te beïnvloeden is in macro-element 2 de elementgrootte verhoogd tot $0,10\text{ m}$. Ter plaatse van de keel van de tand is de mesh in een straal van $0,4\text{ m}$ verfijnd tot een elementgrootte van $0,01\text{ m}$. De wapening is ingevoerd als discrete wapening. Gezien de capaciteit achterhaald dient te worden, is gekozen voor een verplaatsingsgestuurde oplossingsmethode waarbij de aangebrachte tandbelasting in het model de arbitrair gekozen waarde van $0,08\text{ MN/m}$ (gelijkmatig verdeeld) heeft. Op het uiterste punt van de tand zijn monitoringspunten aangebracht om de verplaatsing en de externe belasting te monitoren tijdens de analyse.

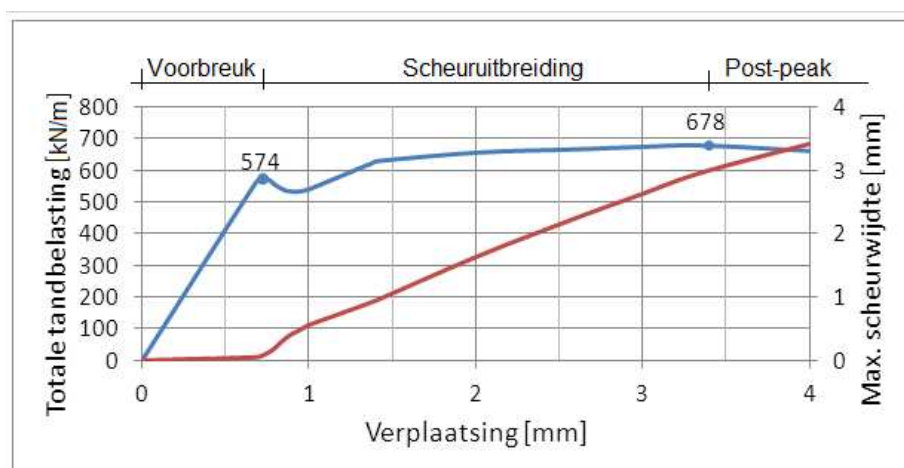


Figuur 35: ATENA-model van de onderkraag in de vloer (boven) en een voorbeeld van contourplots van de hoofddrukspanningen (onder).

4.3.2 Resultaten

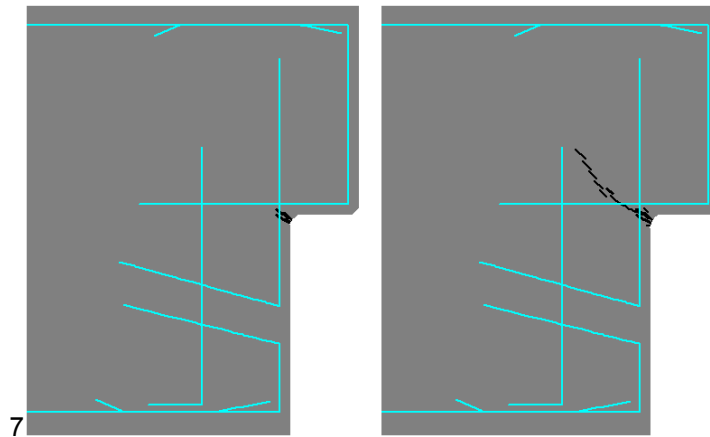
De resultaten worden toegelicht aan de hand van de bovenkraag in de vloer voor analyse 1A. In Figuur 73, Figuur 74 en Figuur 75 in bijlage F zijn voor de verschillende kragen dezelfde figuren weergegeven voor analyse 1A. Voor analyse 1B is eenzelfde scheurenpatroon en eenzelfde relatie waarneembaar tussen tandbelasting, verplaatsing en maximale scheurvorming als bij analyse 1A.

In Figuur 36 zijn de tandbelasting per strook van 1 m in dwarsrichting (blauwe grafiek) en de maximale scheurwijdte (rode grafiek) als functie van de verplaatsing van het monitoringspunt (zie paragraaf 4.3.1) geplot voor de VBK.



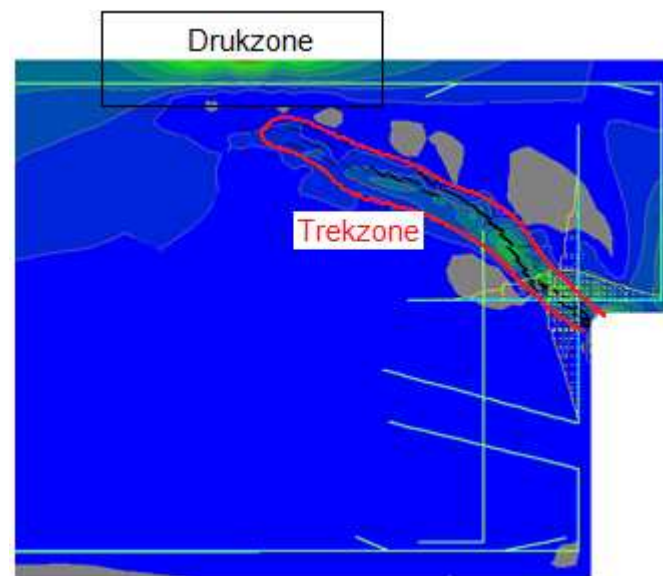
Figuur 36: Last-verplaatsingsdiagram en ontwikkeling van de maximale scheurwijdte van VBK (analyse 1A)

Er worden twee globale belastingpieken onderscheiden. Tot aan de eerste piek ($F_{\text{lineair}} = 0,6 \text{ MN/m}$) beschrijft de grafiek een lineair verband tussen de tandbelasting en de verplaatsing. In de lineaire tak bevindt de kraag zich in het stadium van voorbreuk; in dit stadium ontstaat een aanzienlijke hoeveelheid haarscheuren in de trekzone van de tand. De staalspanning in de trekband- en ophangwapening is dan reeds verhoogd door een beginnende scheur in de keel van de tand. Bij het bereiken van F_{lineair} hebben de haarscheuren zich samen tot één grote scheur (de tandscheur) gevormd. De scheur ontstaat plotseling en onder een hoek van ongeveer 45° in de keel van de tand, zie Figuur 37. In de figuur zijn de haarscheuren achterwege gelaten.



Figuur 37: Scheurvorming net voor (links) en net na (rechts) het bereiken van $F_{lineair}$. Scheurwijdte $\geq 0,05 \text{ mm}$.

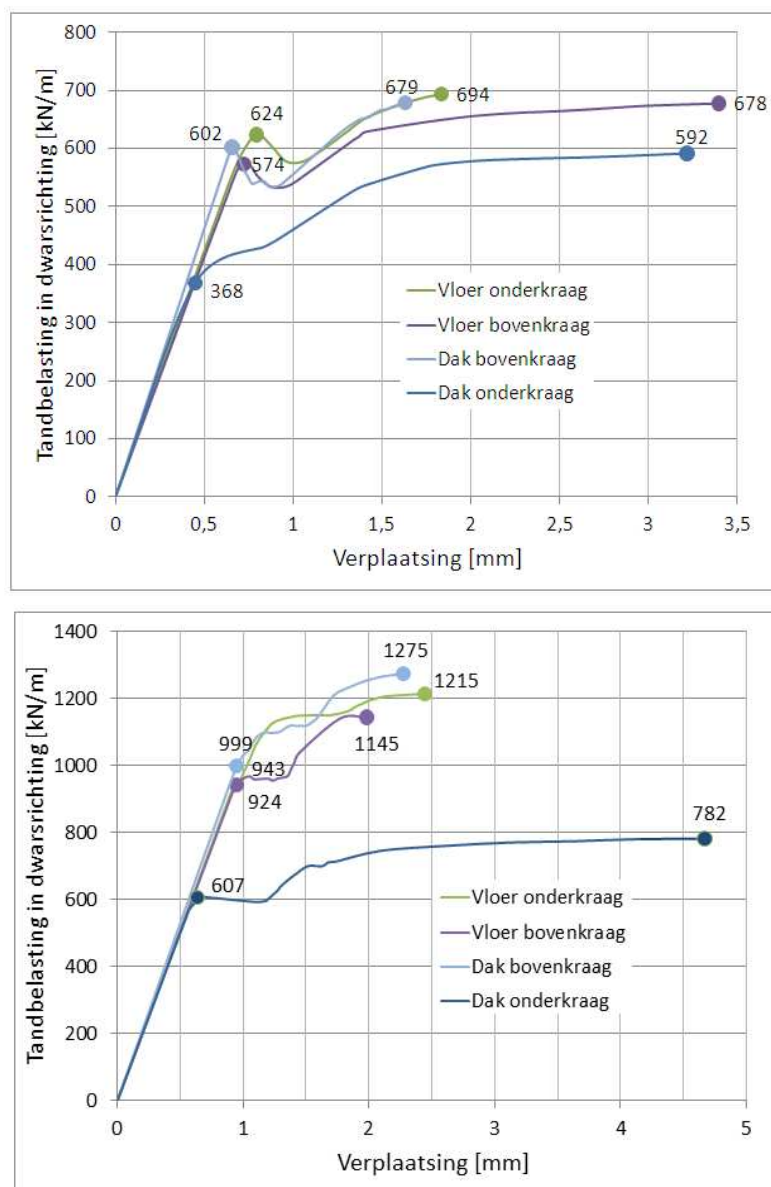
Na het 'dal' in de belastinggrafiek neemt de belasting weer toe. Dit gaat gepaard met relatief grote verplaatsingen. In dit stadium van scheuruitbreiding (zie Figuur 36) wordt een aanzienlijke toename van de maximale scheurwijdte geconstateerd waarbij de tandscheur afbuigt onder de drukzone. Uiteindelijk wordt de tweede globale piek bereikt. Het post-peak stadium (na de tweede piek) wordt gekarakteriseerd door afnemende belasting bij toenemende verplaatsing. De belasting bij de tweede piek wordt daarom als maximale belasting (de capaciteit) beschouwd en bedraagt $F_{max} = 0,7 \text{ MN/m}$. In Figuur 38 is de VBK weergegeven bij het bereiken van de capaciteit. De constructieve bijdrage van de wapening wordt vrijwel geheel geleverd door de trekband- en ophangwapening.



Figuur 38: Contourplot van de hoofddrukspanningen in VBK bij het bereiken van de maximale tandbelasting (Analyse 1A). Staalspanning (geel), scheurwijdte $> 0,15 \text{ mm}$ (zwart) en rotatiecentrum RC (rood). (legenda: laag hoog).

In Figuur 39 is het last-verplaatsingsdiagram van de verschillende tanden bij analyse 1A en 1B te zien. De piek $F_{lineair}$ is voor VOK, VBK en DBK nagenoeg gelijk. Voor DOK ligt deze piek lager, wat zijn verklaring vindt de kleinere hoogte van DOK ten opzichte van de andere kragen. De trekzone is daardoor ook kleiner, waardoor de tandscheur bij een lagere belasting wordt gevormd. DOK heeft tevens de kleinste capaciteit, wat ook logisch verklaarbaar is door de kleinere tandhoogte. De helling van de lineaire tak, welke hoofdzakelijk wordt bepaald door de elasticiteitsmodulus van het beton, is logischerwijs voor alle kragen hetzelfde. Bij een verhoging van de waarde van de materiaalkarakteristieken van beton en wapeningsstaal neemt de capaciteit logischerwijs toe.

Bij analyse 1A vertonen DOK en VBK een maximale verplaatsing in dezelfde orde van grootte. Hetzelfde geldt voor de DBK en de VOK, alleen dan een factor twee keer zo laag. Een mogelijke verklaring is dat bij de twee laatstgenoemde kragen de ophangwapening vanuit de tand doorloopt (deze is verankerd) in het volledige balkgedeelte (zie ook Figuur 8). Bij analyse 1B verschilt alleen de verplaatsing van DOK van de rest van de kragen. Dat VBK een in verhouding tot de andere kragen kleinere verplaatsing vertoont bij 1B dan bij 1A wordt verklaard door de verhoging van de vloeisterkte van het wapeningsstaal. Bij analyse 1A vloeit de wapening al voordat $F_{lineair}$ wordt bereikt, bij analyse 1B niet. In tegenstelling tot analyse 1A ontstaat de scheur in de keel van de tand bij analyse 1B niet meer plotseling. Het dal in het last-verplaatsingsdiagram (na het bereiken van $F_{lineair}$) is dan ook vrijwel verdwenen.



Figuur 39: Last-verplaatsingsdiagram voor de verschillende tanden bij analyse 1A (boven) en 1B (onder).

In Tabel 10 en Tabel 11 zijn extreme waarden van belasting, rek, en spanning weergegeven. Uit de waarden in de tabel wordt geconcludeerd dat bij het bereiken van de capaciteit voor alle vier de kragen geen van de gehanteerde bezwijkcriteria is overschreden.

Bij alle kragen wordt de vloeispanning in de ophangwapening (bij een kracht $F_{\sigma=f_y}$) eerder bereikt dan in de trekbandwapening. Bij het bereiken van de capaciteit zijn de rekken in de ophangwapening dan ook van een orde 2 – 5 keer hoger dan in de trekbandwapening. Na het bereiken van de vloeispanning in de ophangwapening neemt de belasting nog toe met 2 – 14 %. De maximale drukspanning en -rek in het beton treedt op net boven (bij een bovenkraag) of onder (bij een onderkraag) het

rotatiepunt van de tand. Deze zijn echter niet van significante betekenis. De grotere staalrekken van DOK en VBK bij 1A en DOK bij 1B corresponderen met de eerder besproken grotere tandverplaatsingen.

		<i>Dak boven</i>	<i>Dak onder</i>	<i>Vloer boven</i>	<i>Vloer onder</i>
Belasting [kN/m]	$F_{lineair}$	602	368	574	624
	$F_{\sigma=f_y}$	665	520	630	645
	F_{max}	679	592	678	694
	$F_{max}/F_{\sigma=f_y}$	1,02	1,14	1,08	1,08
Rek [‰]	$\varepsilon_{c,max}$	2,7	1,6	2,2	1,5
	$\varepsilon_{oph,max}$	3,7	22,3	19,7	8,6
	$\varepsilon_{tb,max}$	1,9	7,1	14,4	1,8
Spanning [MPa]	$\sigma_{oph,max}$	350	385	381	360
	$\sigma_{tb,max}$	348	358	371	348

Tabel 10: Extreme waarden van belasting, rek en spanning (Analyse 1A)

		<i>Dak boven</i>	<i>Dak onder</i>	<i>Vloer boven</i>	<i>Vloer onder</i>
Belasting [kN/m]	$F_{lineair}$	999	607	943	924
	$F_{\sigma=f_y}$	1138	730	1024	1150
	F_{max}	1275	782	1145	1215
	$F_{max}/F_{\sigma=f_y}$	1,12	1,07	1,12	1,06
Rek [‰]	$\varepsilon_{c,max}$	0,35	0,58	0,52	1,25
	$\varepsilon_{oph,max}$	4,2	31,7	5,4	10,6
	$\varepsilon_{tb,max}$	3,3	11,7	2,5	5,6
Spanning [MPa]	$\sigma_{oph,max}$	443	488	445	454
	$\sigma_{tb,max}$	442	456	441	446

Tabel 11: Extreme waarden van belasting, rek en spanning (Analyse 1B)

Met de kennis van het punt waarom de tand roteert, het rotatiecentrum¹⁴ RC, kan de rotatie van de tanden bij maximale belasting (de rotatiecapaciteit) worden bepaald. In Tabel 12 en Tabel 13 is de rotatiecapaciteit van de kragen weergegeven. Hierbij dient opgemerkt te worden dat een voegrotatie niet hetzelfde is als een tandrotatie/kraagrotatie.

¹⁴ Het rotatiecentrum is bepaald op basis van vervormingswaarnemingen van de tanden. Hierdoor is het mogelijk een (kleine) afwijking wordt vertoond ten opzichte van het werkelijke rotatiecentrum.

		<i>Dak boven</i>	<i>Dak onder</i>	<i>Vloer boven</i>	<i>Vloer onder</i>
<i>Tandverplaatsing</i> [mm]	u_{max}	1,63	3,22	3,4	1,84
Afstand tand tot RC [mm]	$x_{RC-tand}$	990	1030	1410	1250
Rotatiecapaciteit [rad]	$\varphi_{F_{max}}$	1,6E-03	3,1E-03	2,4E-03	1,5E-03

Tabel 12: Rotatiecapaciteit (analyse 1A)

		<i>Dak boven</i>	<i>Dak onder</i>	<i>Vloer boven</i>	<i>Vloer onder</i>
<i>Tandverplaatsing</i> [mm]	u_{max}	2,28	4,67	1,99	2,44
Afstand tand tot RC [mm]	$x_{RC-tand}$	972	1000	1250	1250
Rotatiecapaciteit [rad]	$\varphi_{F_{max}}$	2,3E-03	4,7E-03	1,6E-03	2,0E-03

Tabel 13: Rotatiecapaciteit (analyse 1B)

N.B.:

De bezwijkcriteria van de kragen zijn vastgesteld door bij het bereiken van de capaciteit (zie Figuur 39), de belasting te laten toenemen en de analyse verplaatsingsgestuurd¹⁵ voort te zetten. Het resultaat is een last-verplaatsingsgrafiek die na het punt van maximale belasting globaal gezien wordt voortgezet door een lijn met een te verwaarlozen negatieve helling. De bezwijkcriteria zijn gecontroleerd door de belasting met zeer kleine stappen te laten toenemen en de analyse krachtsgestuurd (Newton-Raphson methode) voort te zetten. Bij alle vier de tanden bezwijkt uiteindelijk de ophangwapening op trek, met andere woorden; de breukrek wordt bereikt.

4.3.3 Conclusies

- De onderkraag in het dak heeft, gezien de kleinste tandhoogte, ook de kleinste capaciteit.
- Bij een  belasting wordt hoofdzakelijk de kraagconstructie in de vloer belast. De capaciteit van 1,2 MN/m wordt bepaald door VBK (tandhoogte 760 mm) waarvan de capaciteit 6 % lager ligt dan die van VOK (tandhoogte 800 mm).
- Bij een  belasting wordt de kraagconstructie in het dak belast. De capaciteit van 0,8 MN/m wordt bepaald door DOK (tandhoogte 500 mm), waarvan de capaciteit 60 % lager is dan die van DBK (tandhoogte 750 mm).
- De constructieve bijdrage van de wapening wordt vrijwel geheel geleverd door de trekband- en ophangwapening. Hierbij is de ophangwapening,

¹⁵ Zie paragraaf 4.2 voor informatie met betrekking tot oplossingsmethoden (verplaatsingsgestuurd en krachtsgestuurd).

waarin als eerste de vloeispanning wordt bereikt, maatgevend ten opzichte van de trekbandwapening.

- De scheur in de keel van de tand ontstaat onder een hoek van ongeveer 45° . Door de aanwezigheid van de betondrukzone buigt de scheur af en wordt een volledig doorgaande scheur voorkomen.

4.4 Kraag bij de middenwand

4.4.1 ATENA-model

4.4.1.1 Opbouw

De capaciteit van de voeg bij de middenwand is geanalyseerd door het reeds eerder besproken meewerkende-breedtemodel te modelleren. Er zijn vier soorten analyses uitgevoerd met betrekking tot alleen dwarskracht:

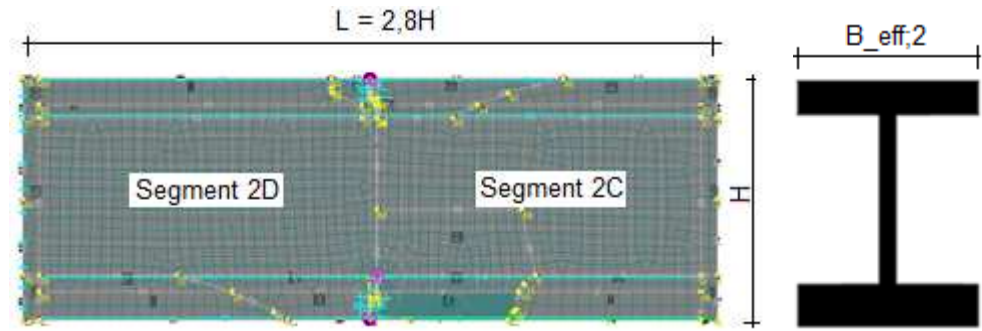
- Maximale dwarskracht volgens zettingslijn bij belasting 
- Maximale dwarskracht volgens zettingslijn bij belasting 
- Capaciteit bij belasting 
- Capaciteit bij belasting 

Voor de eerste twee analyses worden de materiaalkarakteristieken met betrekking tot de constructieve veiligheid aangehouden, bij verschillende waarden van R . Voor de capaciteitsanalyses wordt de al eerder genoemde $R = 60\%$ [16] aangehouden in combinatie met de verwachtingswaarde van de materiaalkarakteristieken.

Het ATENA-model bestaat uit op elkaar aangesloten segmenten (2D en 2C) van de probleemvoeg, zie Figuur 40 waarin links een zij aanzicht en rechts een doorsnede van het model is weergegeven. De doorsnede-afmetingen zijn bepaald in paragraaf 2.4. Voor de lengte van het model is $L \approx 2,8H$ aangehouden. Deze lengte is zo gekozen dat inleidingseffecten (zie paragraaf 4.3.1) niet merkbaar zijn ter plaatse van de randvoorwaarden en dat de randvoorwaarden zich buiten het invloedsgebied (zie paragraaf 3.2) van de voeg bevinden. Aan de linker- en rechterrاند van het model is een oneindig¹⁶ stijve plaat met afmetingen $A = B_{eff,2}H$ aangebracht. De plaat dient voor het inleiden van de aangebrachte belastingen.

De wapening in de dak- en vloerplaat evenals in de kraagconstructie zelf is ingevoerd als discrete wapening. De wapening in de wanden is ingevoerd als uitgesmeerde wapening (*Engels*: smeared reinforcement), welke doorloopt in de dak- en vloerplaat teneinde de aanwezige verankering te modelleren.

¹⁶ Oneindig in de zin dat de plaat een voldoende grote buigstijfheid EI bezit om kromming te voorkomen.



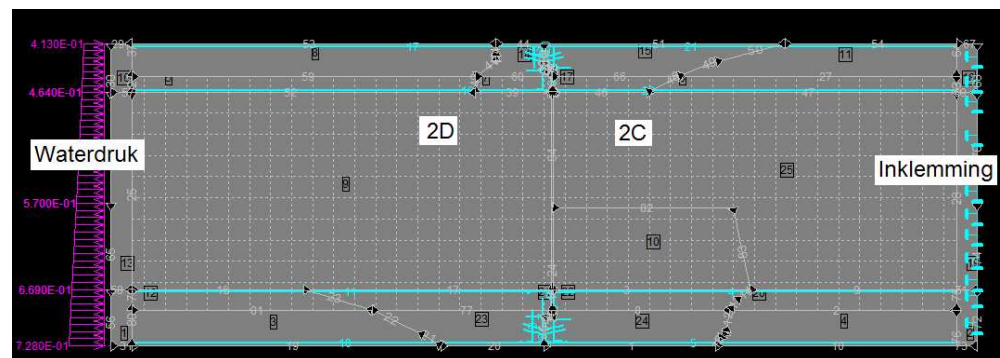
Figuur 40: Zijaanzicht (links) en dwarsdoorsnede (rechts) van het ATENA-model

4.4.1.2 Belastingen

Zoals in paragraaf 4.2.1 reeds aangegeven, worden de belastingen gefaseerd aangebracht. Onderstaand worden de verschillende fasen toegelicht.

Waterdruk

De eerste belastingstap bestaat uit de watervoorspanning. Hiertoe wordt de rechterrاند ingeklemd, de linkerrand vrijgelaten en op de linker plaat de watervoorspanning als drukbelasting aangebracht, zie Figuur 41. Er wordt aangenomen dat de watervoorspanning vanuit de bouwphase zich evenredig verdeelt over de breedte van de dwarsdoorsnede; het I-profiel wordt dus belast door waterdruk p op een oppervlak van $A = B_{eff,2}H$. In het 2D-model wordt de waterdruk als lijnbelasting aangebracht. De grootte van deze lijnbelasting volgt uit de deling van de waarde van de waterdruk door de breedte van de dwarsdoorsnede van het model: $p_{i,lijn} = p_i/B_{eff,2}$. In Tabel 14 is een overzicht van de waterdruk weergegeven bij verschillende waarden van R .



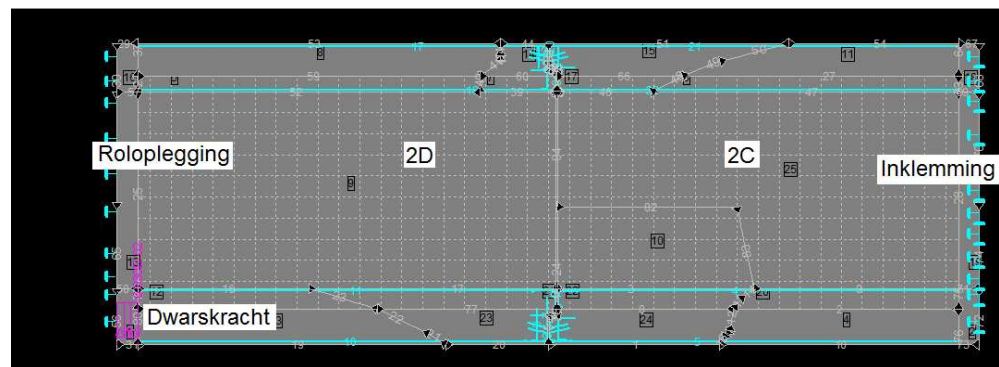
Figuur 41: Belastingstap 1; waterdruk

	R=50%		R=60%		R=75%	
	p_i	$p_{i,tijn}$	p_i	$p_{i,tijn}$	p_{dak}	$p_{i,tijn}$
$i = dak$	57,5	345	68,8	413	86,3	518
$i = vloer$	101,3	608	121,3	728	151,9	911

Tabel 14: Watervoorspanning p_i [kN/m^2] en $p_{i,tijn}$ [kN/m] bij verschillende waarden van R .

Dwarskracht

Na het aanbrengen van de waterbelasting heeft zich een bepaalde spanningsverdeling in de segmenten ingesteld. Nu wordt de linker plaat in horizontale richting gefixeerd, de segmenten roteren immers (nog) niet. De dwarskrachtbelasting is aangebracht als uitgesmeerde puntlast op de oneindig stijve plaat. Figuur 42 geeft de tweede belastingstap weer. Gezien de oneindig stijve plaat de gehele omtrek van de doorsnede beslaat, wordt de dwarskracht ingeleid over de gehele doorsnede en wordt deze gereflecteerd in de gehele voeg. Dezelfde resultaten (scheurenpatroon, capaciteit etc.) worden behaald bij aanbrengen van de dwarskracht op de linker plaat en de roloplegging op de rechter plaat of andersom.



Figuur 42: Belastingstap 2; dwarskracht

N.B.:

Uit analyses blijkt dat wanneer de dwarskracht als lijnbelasting op het dak van één van de segmenten wordt aangebracht, een ongelijkmatig verdeelde krachtsafdracht over de segmenten ontstaat. Een deel van de belasting wordt dan namelijk door buiging in de dakplaat overgebracht en een deel direct via de voeg naar het aangrenzende segment.

Bij de conservatieve aanname dat de volledige dwarskracht wordt opgenomen door de meewerkende-breedteprofielen, en ervan uitgaande dat deze belasting evenredig met de breedte wordt verdeeld over de twee hoekprofielen en het I-profiel, kan de waarde van de dwarskracht op de profielen worden bepaald:

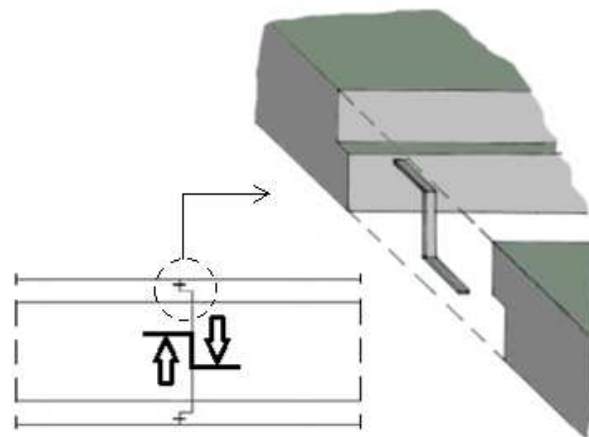
$$V_{I-profiel} = \frac{B_{eff,2}}{2 \cdot B_{eff,1} + B_{eff,2}} \cdot V_{max}, \quad V_{hoekprofiel} = \frac{B_{eff,1}}{2 \cdot B_{eff,1} + B_{eff,2}} \cdot V_{max}$$

Hierbij is V_{max} de waarde van de dwarskracht op de gehele voeg, welke is bepaald in hoofdstuk 3. Door de gevonden waarde van de dwarskracht te delen door de

breedte van de oneindig stijve plaat ($0,6\text{ m}$), verkrijgt men de waarde van de uitgesmeerde puntbelasting op de plaat. Een overzicht van de waarden is gegeven in Tabel 15. In de tabel is tevens de grootte van de aan te brengen voegrotatie weergegeven. Het vervormingsteken van de dwarskracht wordt verduidelijkt in Figuur 43.

Voegrotatie [rad]	V_{max} [MN]	Verv. teken	V_I -profiel		V_{hoek} profiel	
			Tot. [MN]	Plaat [MN/m]	Tot. [MN]	Plaat [MN/m]
$\varphi = 0$	6,3		2,9	4,9	1,7	2,8
$\varphi = 0$	7,6		3,5	5,9	2,1	3,4
$\varphi = 2,097 \cdot 10^3$	0,9		0,4	6,8	0,2	0,4
$\varphi = 2,097 \cdot 10^3$	2,5		1,1	1,9	0,7	1,1

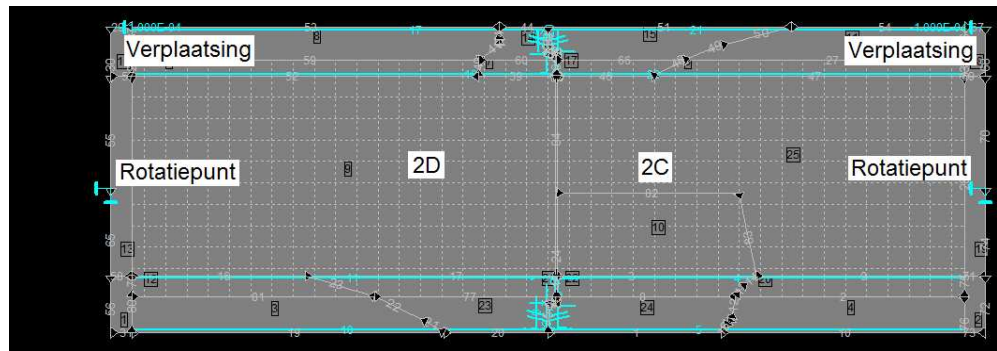
Tabel 15: Overzicht van de dwarskrachten



Figuur 43: Dwarskrachtvervormingsteken, verduidelijkt in een zijaanzicht van twee tunnelsegmenten bij belasting van de dakkraag (links) en een 3D figuur van de dakkraag (rechts).

Rotatie

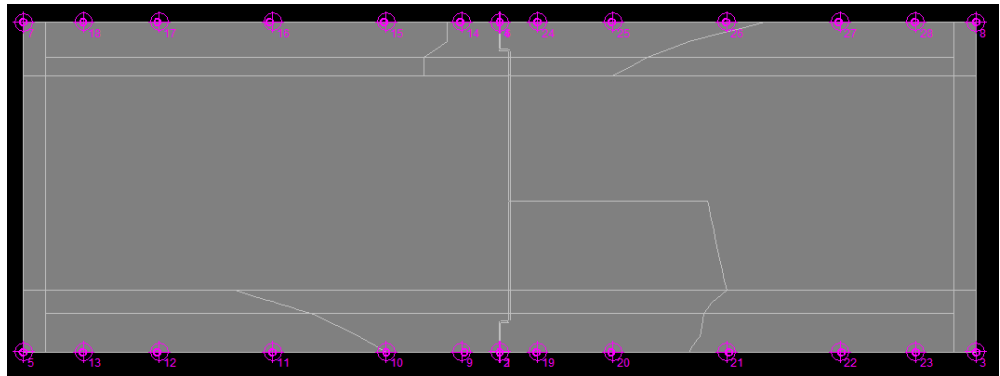
Nadat de dwarskracht is aangebracht, dient in de voegdoorsnede een rotatie te worden aangebracht. Hiertoe worden alle eerder gehanteerde opleggingen van de constructie afgehaald. Aan de linker- en rechterkant van de oneindig stijve plaat wordt nu het rotatiepunt (zie volgende alinea) in beide hoofdrichtingen opgelegd, zie Figuur 44. ATENA 2D beschikt niet over de mogelijkheid om direct een rotatie aan te brengen. Om de gewenste rotatie te kunnen realiseren is ervoor gekozen om de plaat bij de randvoorwaarden een inwaartse verplaatsing te geven. Gezien de stijfheid van de plaat, roteert deze in zijn geheel om het rotatiepunt.



Figuur 44: Belastingstap 3; rotatie

Door voortgaande rotatie van de segmenten verandert het spanningsdiagram (zie 3.2) van de voegdoorsnede en verschuift het rotatiepunt in de voegdoorsnede continue. Het rotatiepunt moet daarom op een zodanige afstand worden gekozen dat de verandering van de spanningsverdeling op deze locatie minimaal is. De invloedslengte waarover de rek optreedt ten gevolge van de voegrotatie is aan beide zijden van de voeg gelijk aan de hoogte van de doorsnede (zie ook 3.2). Er wordt dus verondersteld dat het rotatiepunt van doorsneden buiten het invloedsgedebiet niet afhankelijk is van rekken in het invloedsgedebiet en daarom bij doorgaande rotatie niet verschuift. De ligging van dit rotatiepunt wordt daarom bepaald ten gevolge van de beginspanningstoestand op de doorsnede, welke wordt veroorzaakt door de waterdruk. De waterdruk bestaat uit een excentrisch aangrijpende normaalkracht, of anders gezegd; een centrisch aangrijpende normaalkracht en een buigend moment. Een centrisch aangrijpende normaalkracht leidt tot een uniforme spanningsverdeling. Het rotatiepunt wordt daarom alleen bepaald door de spanningsverdeling ten gevolge van het buigende moment. Uit de mechanica is bekend dat bij buiging zonder normaalkracht (of buiging met normaalkracht aangrijpend in het normaalkrachtencentrum van de doorsnede), de neutrale lijn door het normaalkrachtencentrum van de doorsnede gaat. Het rotatiepunt ligt dus ter hoogte van het normaalkrachtencentrum en ligt op een hoogte van 4127 mm vanaf de onderkant van de tunneldoorsnede.

Om de verplaatsing en rotatie te meten is een reeks monitoringspunten aangebracht op locatie $(x; 0)$ en $(x; 8,75)$ waarbij $x = -12,6; -11; -9; -6; -3; -1; 0; 1; 3; 6; 9; 11; 12,6$. De punten zijn met roze aangegeven in Figuur 45. De rotatie in de segmenten is gemeten tussen monitoringspunten bovenin de voeg en bovenin ter plaatse van de randen van het model. Dit betreft de monitoringspunten op $(0^-; 8,75)$ en $(-12,6; 8,75)$ in segment 2D en $(0^+; 8,75)$ en $(12,6; 8,75)$ in segment 2C. De segmentrotatie volgt uit de deling van het verschil in verplaatsing in verticale richting van twee punten en de horizontale afstand tussen de punten. De segmentrotatie van 2D en 2C bij elkaar opgeteld is gelijk aan de voegrotatie.



Figuur 45: Monitoringspunten in segment 2D en 2C

Voor de waarde van de dwarskracht is de waarde volgens de *MatrixFrame* analyse aangehouden, zie hiervoor paragraaf 3.3. Bij de analyse worden onder andere de volgende waarden van rotatie in beschouwing genomen:

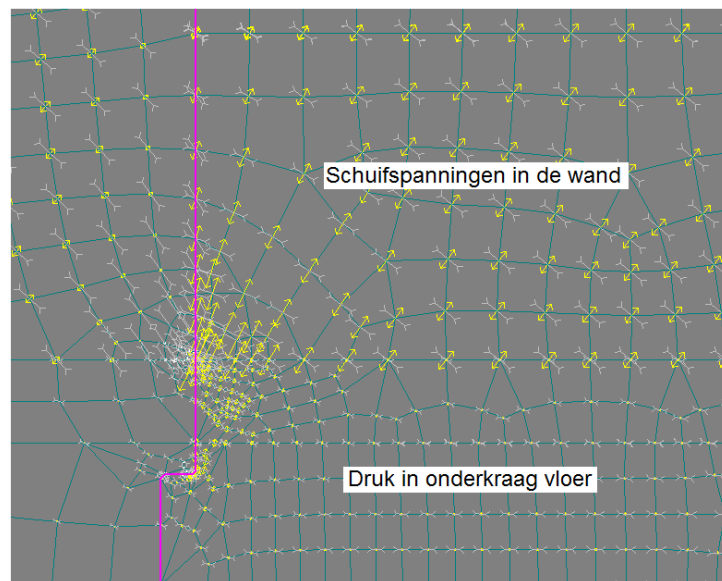
- I. Maximaal opgetreden rotatie volgens de zettingslijn: $2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$.
- II. Te verwachten rotatie bij een levensduur van 100 jaar: $2,529 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

4.4.2 Resultaten

4.4.2.1 Dwarskracht

Belasten tot 2,9 MN

Er zijn vier analyses uitgevoerd met verschillende waarden voor R (aandeel van de oorspronkelijke waterdruk in %) en η (wrijvingscoëfficiënt beton op beton). Uit de spanningstensorvelden blijkt dat de dwarskracht in de voeg in alle gevallen wordt afgedragen door een combinatie van druk in de vloerkraag en schuifkrachten in de verticale voegvlakken. Een voorbeeld van een spanningstensorveld is weergegeven in Figuur 46. De gele pijlen geven trektensoren aan, de grijze pijlen de druktensoren.

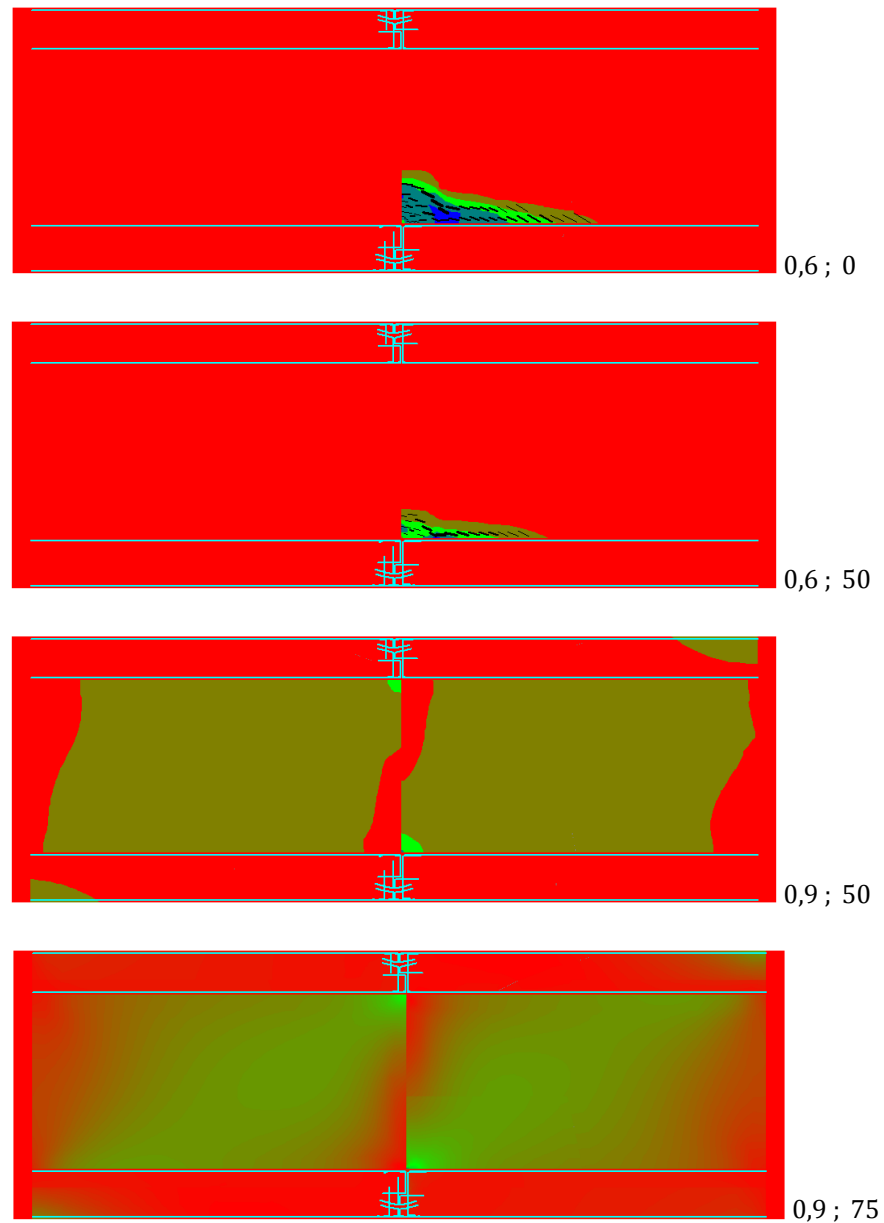


Figuur 46: Spanningstensorvelden in de voeg nabij en in de vloerkraag bij $(\eta; R) = (0,9; 50)$. Gele pijl: trektensor. Grijs pijl: druktensor.

In Figuur 47 is voor iedere combinatie een contourplot van de hoofdtrekspanningen weergegeven bij het bereiken van een dwarskrachtbelasting van $2,9 \text{ MN}$. In de plots is ook het scheurenpatroon weergegeven. Bij een lagere R of η worden minder hoge schuifspanningen in de voeg opgewekt. Hierdoor wordt een groter aandeel van de krachtsafdracht verzorgd door de vloerkraag. Dit komt tot uiting in het scheurenpatroon; de vloerkraag van het segment met buitenkraag wordt meer naar beneden getrokken en er ontstaat scheurvorming bij de aansluiting van de vloerkraag op de wand, zie de plots van $(\eta; R) = (0,6; 0)$ en $(\eta; R) = (0,6; 50)$. Bij $(\eta; R) = (0,9; 50)$ en $(\eta; R) = (0,9; 75)$ initiëren de scheuren zich op dezelfde plaats, echter de scheurvorming is nauwelijks waarneembaar. Uit de analyses blijkt dat de maximale scheurwijdte meer dan evenredig toeneemt bij lagere R of η . Dit is weergegeven in Tabel 16 waarin ook een overzicht van de maximale waarden van betondrukrek en staalspanning zijn weergegeven. Op de plaats van scheurinitiatie wordt uiteraard de hoogste staalspanning gevonden. In alle gevallen blijft deze echter ruim onder de vloeispanning. Ook de maximale betondrukrek neemt geen significante waarden aan. In geen van de gevallen ontstaat een tandscheur.

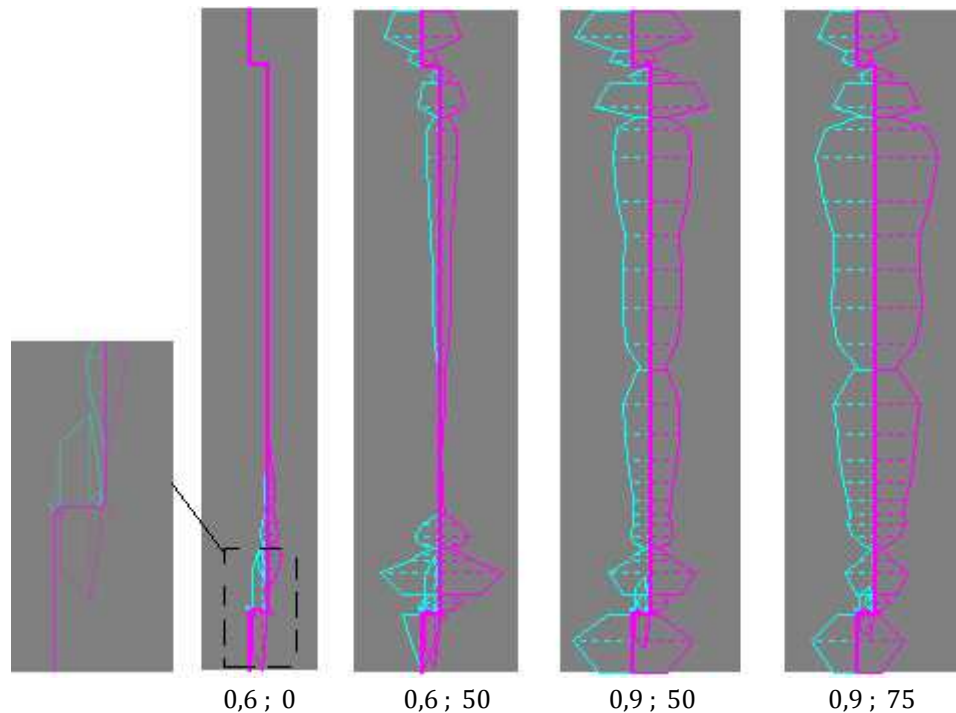
Analyse $\eta; R$	Scheurwijdte [mm]	Betondrukrek [%]	Staalspanning [MPa]
0,6 ; 0	0,88	0,19	245
0,6 ; 50	0,76	0,12	230
0,9 ; 50	0,0029	0,046	13
0,9 ; 75	0,0012	0,055	8

Tabel 16: Maximale waarden voor scheurwijdte, betondrukrek en staalspanning.



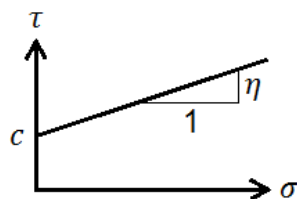
Figuur 47: Contourplot van de hoofdtrekspanningen (legenda: laag  hoog). Scheurvorming $\geq 0,15 \text{ mm}$. Schaalfactor voor vervormingen: 50.

In Figuur 48 zijn de krachten in verticale richting van de interface van de voeg weergegeven. De blauwe lijnen geven de krachten op het rechter segment (2C) weer, de roze lijnen op het linker segment (2C). De krachten in de verschillende afbeeldingen hebben niet dezelfde schaal. De afbeeldingen moeten de verhouding van krachtsafdracht tussen de kragen en de wand verduidelijken. Bij $R = 0$ gaat segment 2D aanliggen op de tand van segment 2C. Bijna de gehele kracht wordt via de vloerkraag afgedragen. Via de verticale voegvlakken worden nauwelijks krachten overgedragen. Bij verhogen van R of η wordt een steeds groter aandeel van de krachten via de wand en de verticale voegvlakken van de kraagconstructies afgedragen.



Figuur 48: Verhouding van interne interfacekrachten in verticale richting. Verschillende afbeeldingen zijn niet op dezelfde schaal.

De bovenbeschreven verschuiving van de krachtsafdracht valt tevens te verklaren met het gebruikte spanningscriterium van de interface. Volgens *Mohr-Coulomb* is de toename van de schuifspanning τ recht evenredig met de toename van de normaaldrukspanning σ , zie Figuur 49. De grootte van deze toename is afhankelijk van de wrijvingscoëfficiënt, in dit geval die van beton op beton. Bij een hoge wrijvingscoëfficiënt neemt de schuifspanning sneller toe ten opzichte van de normaalspanning dan bij een lage wrijvingscoëfficiënt. De normaalspanning σ op de segmentvoeg wordt bepaald door de grootte van de watervoerspanning R . Bij een lagere watervoerspanning worden dus ook lagere schuifspanningen opgewekt in de segmentvoeg.



Figuur 49: *Mohr-Coulomb* criterium

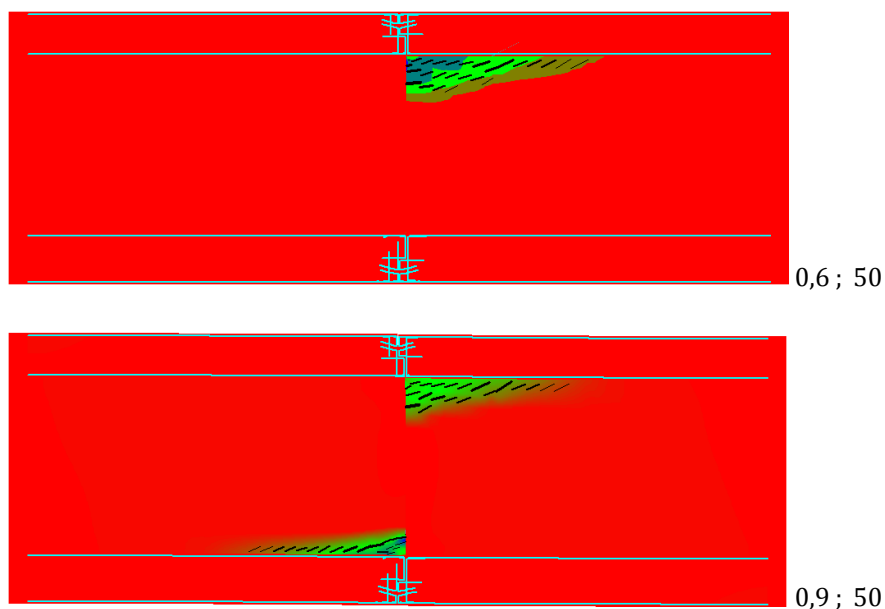
Belasten tot 3,5 MN

Het principe van de krachtsafdracht bij verschillende waarden van η en R is hetzelfde als beschreven in het voorgaande. In Figuur 50 is het scheurenpatroon en een contourplot van de hoofdtekspanningen weergegeven bij het bereiken van een belasting van 3,5 MN. Ook bij belasten wordt, net als bij belasten, de dwarskrachtafdracht in de voeg in alle gevallen verzorgd door een combinatie van

druk in de vloerkraag en schuifkrachten in de verticale voegvlakken. De dakkraag van het rechter segment wordt bij $(\eta; R) = (0,6; 50)$ omhoog getrokken waardoor scheurvorming ontstaat bij de aansluiting wand-dakkraag. Dat bij verhoging van de wrijvingscoëfficiënt bij $\neg$ belasting ook scheuren ontstaan ter plaatse van de aansluiting van de wand op de vloerplaat van het linker segment en bij $\neg$ belasten niet in het dak, is als volgt te verklaren:

- het oppervlak van het verticale voegvlak van de vloerkraag is 15 % groter dan het oppervlak van het verticale voegvlak in de dakkraag. De vloerkraag heeft daardoor een hogere schuifweerstand.
- De voorspanning door waterdruk is onderin de doorsnede (bij de vloer) groter dan bovenin de doorsnede (bij het dak). Ook hierdoor neemt de schuifweerstand in de vloer toe ten opzichte van de schuifweerstand in het dak.

Bij $\neg$ dwarskrachtbelasting wordt de onderkraag wordt dus meer vastgehouden dan de bovenkraag bij $\neg$ belasten. Wanneer de wand wordt meegetrokken ontstaat dan scheurvorming bij de aansluiting vloerplaat-wand 2D.



Figuur 50: Contourplot van de hoofdtrekspanningen (legenda: laag hoog).
Scheurvorming $\geq 0,15 \text{ mm}$. Schaalfactor voor vervormingen: 50.

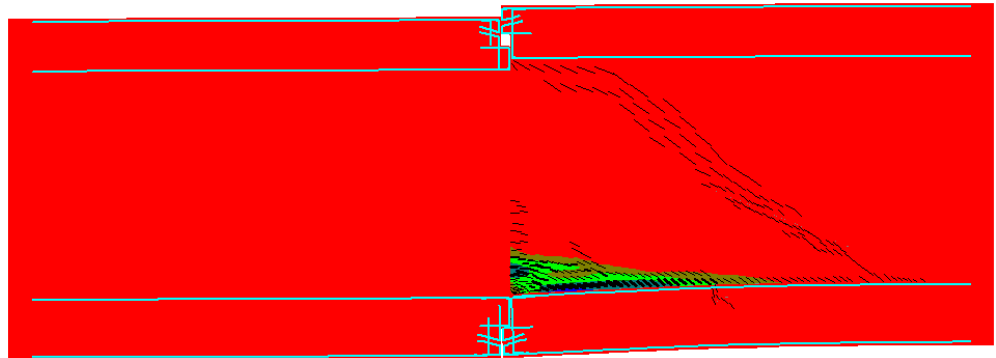
Tabel 17 laat zien dat de maximale betondrukrek en staalspanning ver onder de kritieke waarden blijven. De maximale scheurwijdte neemt relatief hoge waarden aan in vergelijking met $\neg$ belasten. Ook hier blijft een tandscheur bij beide analyses uit.

Analyse $\eta; R$	Scheurwijdte [mm]	Betondrukrek [‰]	Staalspanning [MPa]
0,6 ; 50	0,90	0,65	235
0,9 ; 50	0,60	0,20	233

Tabel 17: Maximale waarden voor scheurwijdte, betondrukrek en staalspanning

Dwarskrachtcapaciteit

Zoals reeds eerder gezegd, initiëren de scheuren zich bij de aansluiting wand-vloer van het rechter segment. Bij een belasting van 9,9 MN ontstaat een buigscheur in de vloerplaat van dit segment. Bij een belasting van 11,0 MN ontstaat een scheur in de wand, welke zich tot een doorgaande scheur (afschuifscheur) ontwikkelt bij afnemende belasting. In Figuur 51 is het scheurenpatroon en een contourplot van de hoofdtrekspanningen weergegeven bij het bereiken van deze belasting. Na het ontstaan van de afschuifscheur neemt de belasting in de ATENA-analyse nog toe. De verwachting is echter dat de belasting in werkelijkheid niet meer zal toenemen. Het toenemen van de belasting in de analyse wordt toegeschreven aan de aanwezigheid van de oneindig stijve plaat die verhindert dat de delen aan beide kanten van de breuk langs elkaar gaan schuiven. Door de aanwezigheid van de oneindig stijve plaat wordt het segment in het model als het ware bij elkaar gehouden, ook na het ontstaan van excessieve scheurvorming.



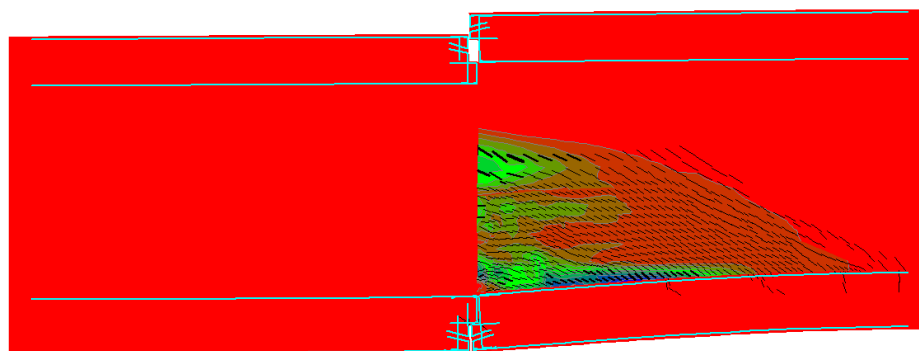
Figuur 51: Contourplot van de hoofdtrekspanningen bij een belasting van 11,0 MN (legenda: laag  hoog). $\eta = 0,9$. Scheurvorming $\geq 0,15$ mm. Schaalfactor voor vervormingen: 25.

Vlak voor het ontstaan van de afschuifscheur bereikt de maximale staalspanning bij wand-vloerplaat in het rechter segment een waarde van 476 MPa. Bij het ontstaan van de afschuifscheur wordt de krachtsafdracht herverdeeld; de staalspanning bij wand-vloerplaat neemt af, de spanning van de verticale wapening in de afschuifscheur neemt toe. De staalspanning in de kragen komt niet boven de 80 MPa. De langswapening in de vloerplaat ter plaatse van de buigbreuk bereikt een spanning van 330 MPa.

Op enkele haarscheurtjes (orde 0,05 mm) in de tanden in de onderkraag na, blijven de tanden ongescheurd. De betondrukrek wordt nergens in de segmenten overschreden. In een te verwaarlozen klein gebied bij de aansluiting wand-vloerplaat wordt een maximale waarde van 3,25 ‰ bereikt. Bij het bereiken van de

capaciteit bedraagt de maximale scheurwijdte $5,67\text{ mm}$ bij de aansluiting van de wand op de vloerplaat.

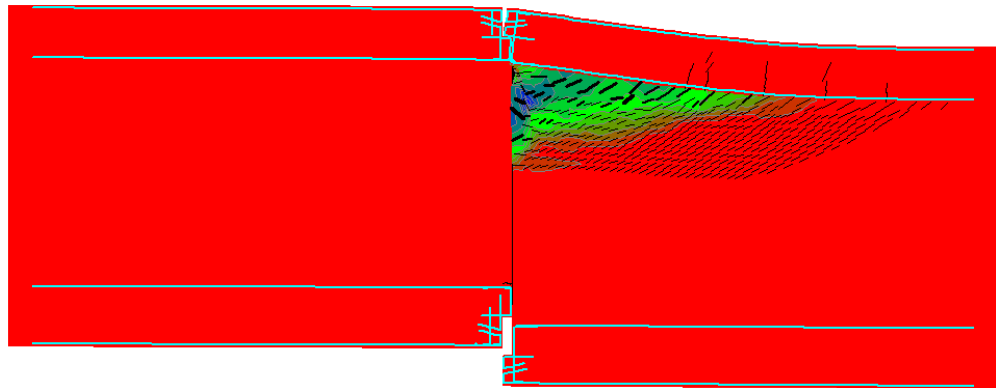
Bij $\eta = 0,5$ wordt ceteris paribus een capaciteit van 20 MN gevonden, zie Figuur 52. Ook hier blijven de tandconstructies ongescheurd. Door de lagere wrijvingscoëfficiënt wordt er minder kracht afgedragen door wrijving in de voegvlakken. Hierdoor ontwikkelt zich geen afschuifscheur in de wand, maar breiden de scheuren zich uit vanaf de aansluiting wand-vloerplaat. Er worden wel grotere verplaatsingen gevonden dan bij gebruik van een wrijvingscoëfficiënt van $\eta = 0,9$. Hierdoor is het mogelijk dat bruikbaarheidseisen reeds voor het bereiken van de capaciteit zijn overschreden.



Figuur 52: Contourplot van de hoofdtrekspanningen bij een belasting van 20 MN (legenda: laag hoog). $\eta = 0,5$. Scheurvorming $\geq 0,15\text{ mm}$. Schaalfactor voor vervormingen: 25.

Dwarskrachtcapaciteit

Scheuren initiëren zich bij de aansluiting wand-dakplaat van het rechter segment. Bij een belasting van ongeveer $9,3\text{ MN}$ ontstaat een buigscheur in de dakplaat. Onder toenemende belasting ontstaat meerdere buigscheuren in de dakplaat. De scheuren in de wand breiden zich uit tot ongeveer één derde van de wandhoogte onder de dakplaat. De belasting bereikt zijn maximum bij $12,3\text{ MN}$, waarna de belasting afneemt bij doorgaande verplaatsing. In Figuur 53 is het scheurenpatroon en een contourplot van de hoofdtrekspanningen weergegeven bij het bereiken van deze belasting. De gevonden bezwijkbelasting is hoger dan de bezwijkbelasting wanneer volgens  wordt belast. Echter, door de optredende buigscheuren treedt waarschijnlijk bij een lagere belasting reeds verlies van functionaliteit op. Toetsing aan de bruikbaarheidsgrenstoestand maakt geen deel uit van de onderhavige onderzoek. De tanden in de dakkragen blijven ongescheurd. De betondrukrek wordt nergens in de segmenten overschreden. Een maximale scheurwijdte van 19 mm wordt gevonden bij de aansluiting wand-dakplaat 2C. Hier wordt tevens de maximale spanning in het wapeningsstaal gevonden van 492 MPa .



Figuur 53: Contourplot van de hoofdtrekspanningen bij een belasting van $12,3 \text{ MN}$ (legenda: laag ■ ■ ■ ■ ■ hoog). $\eta = 0,9$. Scheurvorming $\geq 0,15 \text{ mm}$. Schaalfactor voor vervormingen: 25.

Conclusies

- De waarde van de wrijvingscoëfficiënt van beton op beton en de waarde van de reductie door watervoorspanning zijn bepalend voor de capaciteit en het scheurenpatroon dat in de segmentvoeg ontstaat. Bij een lagere R of η worden minder hoge schuifspanningen in de voeg opgewekt waardoor een groter aandeel van de krachtsafdracht wordt verzorgd door de vloer- of dakkraag. Bij een gelijke procentueelsgewijze verandering heeft de wrijvingscoëfficiënt van beton op beton meer invloed op de mate van scheurvorming en de grootte van de optredende rekken en spanningen in staal en beton dan de watervoorspanning.
- De dwarskrachtcapaciteit van de voegen voldoet aan de maximale dwarskrachtbelasting volgens de zettingslijn, gezien er bij geen van de analyses een bezwijkcriterium is opgetreden. Om deze reden is analyse 4B dan ook niet uitgevoerd.
- Bij een wrijvingscoëfficiënt van $\eta = 0,9$ wordt de kleinste dwarskrachtcapaciteit van het meewerkende breedte model gevonden:
 - $1,8 \text{ MN/m}$ ┐ waarbij het bezwijkmechanisme wordt gevormd door een afschuifscheur in de wand 2C
 - $2,1 \text{ MN/m}$ └ waarbij geen concrete bezwijkmechanisme optreedt, maar de belasting afneemt onder toenemende verplaatsing.

Het verschil in dwarskrachtcapaciteit bij de verschillende belastingrichtingen wordt waarschijnlijk veroorzaakt doordat de vloerplaat gezien de grotere dikte meer weerstand biedt tegen buiging dan de dakplaat. Gevolg is dat bij ┐ belasten successieve buigscheuren worden voorkomen en een bezwijkmechanisme in de wand ontstaat. Gezien de lagere buigstijfheid van de dakplaat, wordt er bij └ belasten meer energie opgenomen in de vervorming van de plaat waardoor zich geen afschuifscheur in de wand ontwikkelt. Er ontwikkelen zich hier buigscheuren in de dakplaat.

- Vanwege het lage wapeningspercentage in de wand (en aansluiting wand-vloer) ontstaan scheuren bij de aansluiting van wand-vloerplaat (┐) en wand-dakplaat (└) en blijven de kraagconstructies zelf ongescheurd.

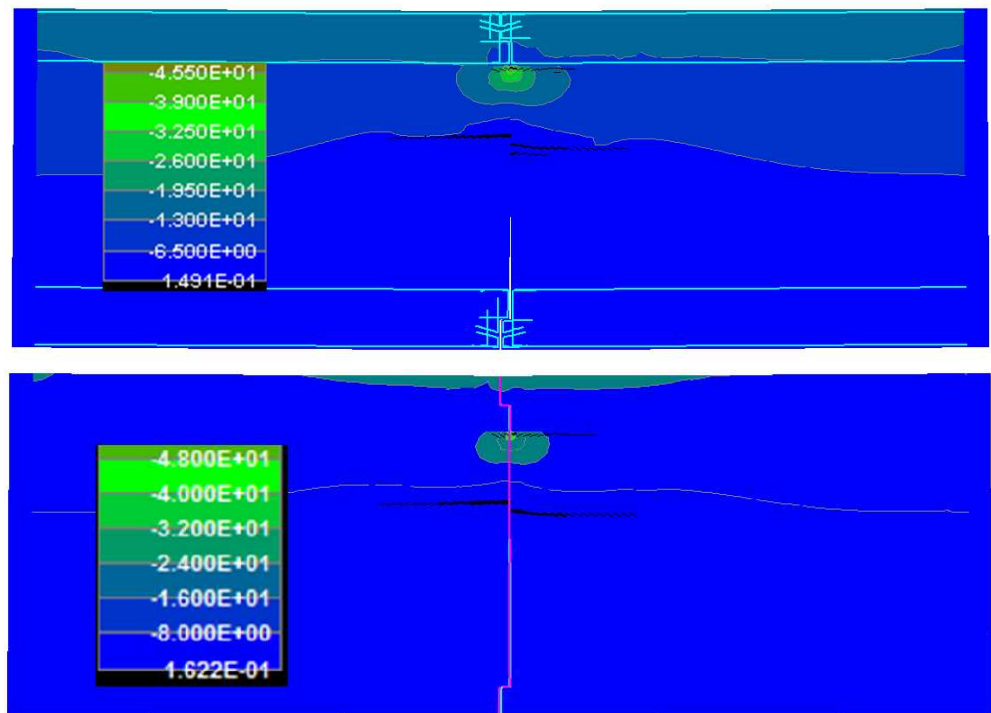
- Uit de capaciteitsanalyses blijkt dat het segment met de buitenkraag maatgevend is ten opzichte van het segment met binnenkraag, ongeacht de richting van de dwarskracht. Het segment met binnenkraag blijft op een enkele haarscheur na ongescheurd. Het volledige bezwijkmechanisme ontwikkelt zich in het segment met de buitenkraag.
- Met betrekking tot de wapening zoals toegepast in de kraagconstructies van de Kiltunnel wordt geconcludeerd dat deze voldoende is om de optredende dwarskrachten te weerstaan. Bij alle uitgevoerde dwarskrachtanalyses is de scheurvorming in de tandconstructies beperkt gebleven tot haarscheuren. Zelfs in het onrealistische geval van afwezigheid van de watervoorspanning ($R = 0$), waarbij er nauwelijks schuifspanningen worden opgewekt, treedt er geen noemenswaardige scheurvorming in de tandconstructie op.

4.4.2.2 Dwarskracht $\perp$ met rotatie¹⁷

Tijdens de analyses is de segmentrotatie op verschillende plaatsen gemeten met behulp van de monitoringspunten (zie paragraaf 4.4.1). Het blijkt dat de rotatie verder van de voeg af toeneemt en dat de rotatie bovenin de doorsnede (op $y = 8,75$) kleiner is dan onderin de doorsnede (op $y = 0$). Bovenstaande heeft de logische verklaring dat de betondrukzone zich bovenin de voeg concentreert waardoor de segmenten op die plaats door samendrukking tegen elkaar minder rotatie ondergaan dan doorsneden buiten de betondrukzone. Uit bovenstaande volgt dat de voegrotatie in het ATENA-model niet exact gelijk is aan de voegrotatie volgens de zettingslijn. Er dient daarom rekening gehouden te worden met de locatie van de monitoringspunten en de afstand waarover de rotatie wordt berekend.

In Figuur 23 is een contourplot van de hoofddrukspanningen weergegeven bij het bereiken van een voegrotatie van $2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ en een dwarskracht van $0,9 \text{ MN}$ $\perp$ bij een wrijvingscoëfficiënt $\eta = 0,5$ en $\eta = 0,9$. De grootste drukspanningen treden op in de dakplaat en bovenin de wand. Nabij de voeg concentreert de drukspanning zich. Verder van de voeg af zijn de drukspanningsvelden meer uitgesmeerd over de hoogte van de doorsnede. In bijlage G is het verloop van het scheurvormingsproces bij gegeven rotatie weergegeven bij $\eta = 0,9$. Scheurvorming ontstaat bij de aansluiting van de linker wand op de dakplaat. Terwijl deze scheur zich verder uitbreidt, ontstaan achtereenvolgens scheuren onder de drukzone in beide wanden. Onder toenemende rotatie breiden de horizontale scheuren zich verder uit en ontwikkelt zich ook een scheur bij de aansluiting van de rechter wand op de dakplaat. Bij $\eta = 0,5$ ontwikkelt zich een soortgelijk scheurenpatroon.

¹⁷ De analyse bij rotatie met dwarskracht met het vervormingsteken $\perp$ is vergelijkbaar met de in deze paragraaf gepresenteerde analyse. De conclusies zijn hetzelfde. Om deze reden wordt slechts de analyse bij $\perp$ belasting gepresenteerd.



Figuur 54: $\eta = 0,5$ Contourplot van de hoofddrukspanningen bij een rotatie van $2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ en een dwarskracht van $0,4 \text{ MN}$. $\eta = 0,5$ (boven) en $\eta = 0,9$ (onder). Schaalfactor voor vervormingen: 5, waarden in MPa .

In Tabel 18 zijn waarden voor scheurwijdte en staalspanning weergegeven bij de verschillende analyses. Hieruit blijkt dat een verhoging van de wrijvingscoëfficiënt geen significante invloed heeft. De tanden van de linker en rechter vloerkraag drukken op elkaar, zie Figuur 55. De linker tand draagt direct krachten af naar de wand. Het donker gearceerde gebied geeft de verhoogde drukspanning in verticale richting weer. Deze blijft beperkt tot een maximale waarde van $1,2 \text{ MPa}$. De rechter tand kan niet naar de wand afdragen, daardoor ontstaan trekspanningen in de keel van de tand. De verhoogde betontrekspanning (orde 1 MPa) is niet van significante betekenis. De kraagwapening wordt minimaal geactiveerd. De tand blijft dan ook ongescheurd.

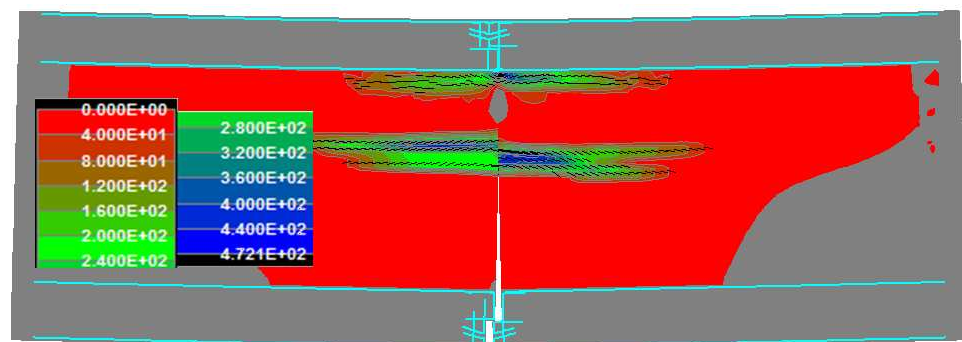
Rotatie [rad]:	$2,097 \cdot 10^{-3}$ $\eta = 0,5$	$2,097 \cdot 10^{-3}$ $\eta = 0,9$	$3,9 \cdot 10^{-3}$ $\eta = 0,9$
Max. scheurwijdte bij aansluiting dakplaat [mm]	0,49	0,46	0,5
Max. scheurwijdte onder drukzone [mm]	0,90	1	2
Max. staalspanning [MPa]	441 (in de wand)	442 (in de wand)	472 (in de wand)
Max. staalspanning in kraagwapening [MPa]	28 (dakdraag)	27 (dakdraag)	37 (dakdraag)

Tabel 18: Maximale waarden voor scheurwijdte en staalspanning



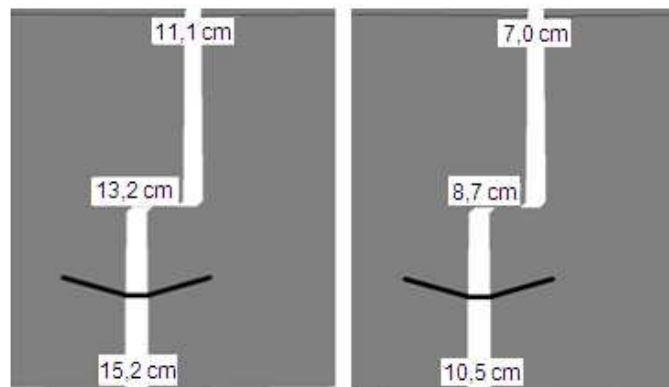
Figuur 55:.. Contourplot van spanningen in verticale richting bij de vloerkraag. Schaalfactor voor vervormingen: 1

In Figuur 56 is een contourplot van de staaltrekspanningen in verticale richting weergegeven. Hierin is goed te zien dat maxima van de staalspanning onder de dakplaat en onder de drukzone worden bereikt.



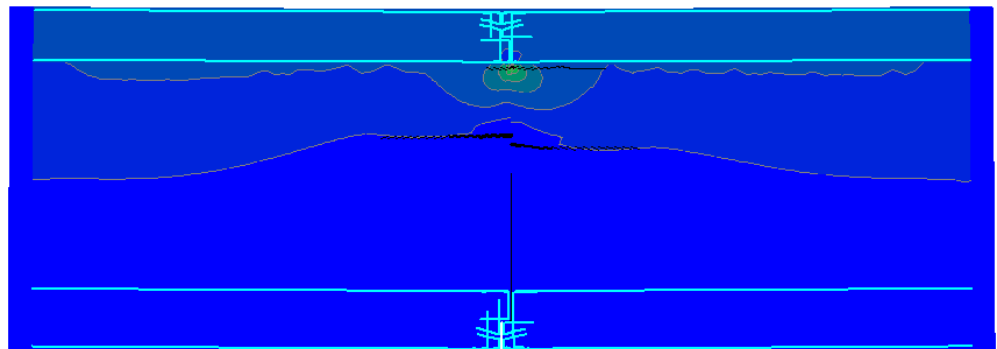
Figuur 56: Contourplot van de staalspanningen (trek) in y-richting in de wand bij een voegrotatie van $3,9 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ en een dwarskracht van $0,4 \text{ MN}$. $\eta = 0,9$, schaalfactor voor vervormingen: 15, waarden in MPa.

In Figuur 57 is de voegopening in de vloer weergegeven bij een voegrotatie van $2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$. In de figuur is tevens het waterafdichtingsprofiel weergegeven. Bij de lagere wrijvingscoëfficiënt is de voegopening het grootst. Dit wordt verklaard doordat de horizontale voegvlakken bij $\eta = 0,5$ een lagere schuifweerstand hebben dan bij $\eta = 0,9$ en dus sneller een openstand optreedt.



Figuur 57: Voegopening in de vloerkraag bij een dwarskracht van 410 kN en een rotatie van $2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$. $\eta = 0,5$ (links) en $\eta = 0,9$ (rechts)

Nadat de dwarskracht van $0,4 \text{ MN}$ en de rotatie van $2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ zijn aangebracht, is de voeg belast met een extra dwarskracht van $2,1 \text{ MN}$. De maximale scheurwijdte wordt hierdoor vergroot van $1,0 \text{ mm}$ naar $1,1 \text{ mm}$. In de tand van de vloerkraag komt de drukspanning echter nog steeds niet boven de 1 MPa uit. In Figuur 57 is het scheurenpatroon weergegeven. Ook nu blijft de kraagconstructie ongescheurd. De verhoging van de dwarskracht brengt geen significante veranderingen teweeg.



Figuur 58: Contourplot van de hoofddrukspanningen bij een rotatie van $2,097 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$ en een extra dwarskracht van $2,1 \text{ MN}$. $\eta = 0,9$, schaalfactor voor vervormingen: 5

Conclusies

- De capaciteit van het meewerkende breedte profiel van de doorsnede nabij de middenwand voldoet aan de maximaal opgetreden rotatie volgens de zettingslijn, gezien er geen bezwijkcriterium is opgetreden bij de betreffende analyses.
- Scheuren ontstaan bij de aansluiting van de wanden op de dakplaat en onder de betondrukzone. De kraagconstructies zelf blijven ongescheurd.
- De waarde van de rotatie van een segment verloopt in grootte over de lengte van het segment. Bij het bepalen van de voegrotatie dient hier terdege rekening mee gehouden te worden.

- De invloed van de wrijvingscoëfficiënt is niet van significante betekenis op de maximale staalspanningen, scheurwijdte en betondrukspanning. De wrijvingscoëfficiënt is wel bepalend voor de grootte van de voegopening.

5 Conclusies en aanbevelingen

5.1 Conclusies

- *Er bestaat geen eenduidige relatie tussen de opgetreden voegrotatie en de dwarskrachtbelasting op de voeg.*

De dwarskracht in een voeg is niet alleen afhankelijk van de eigen voegrotatie, maar ook van de rotaties van de overige voegen. De dwarskracht op een segmentvoeg verschilt daarom bij iedere zettingslijn, ook al blijft de rotatie van deze voeg onveranderd.

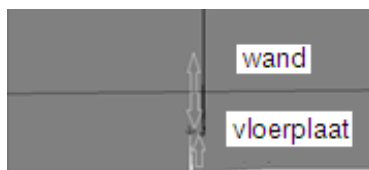
- *De wrijvingscoëfficiënt van beton op beton en de voorspanning door waterdruk (in de vorm van een normaalkracht) zijn bepalend voor de capaciteit van en de krachtsafdracht in de segmentvoeg.*

De grootte van de normaalkracht heeft een significante invloed op de voegstijfheid. Dit blijkt uit de moment-rotatiediagrammen. Bij een hogere normaalkracht reageert de voeg stijver en trekt deze meer dwarskrachten en momenten naar zich toe.

De krachtsafdracht in de segmentvoeg wordt verzorgd door (1) schuifspanningen in de verticale voegvlakken en (2) rechtstreeks door de kraagconstructie. Bij een lagere waarde van de watervoorspanning of een lagere wrijvingscoëfficiënt, worden minder hoge schuifspanningen in de voeg opgewekt waardoor een groter aandeel van de krachtsafdracht wordt verzorgd door de vloer- of dakkraag. Een kleinere dwarskrachtcapaciteit wordt gevonden bij een wrijvingscoëfficiënt van $\eta = 0,9$ dan bij $\eta = 0,5$.

- *Nabij de middenwand ontwikkelt het bezwijkmechanisme bij dwarskrachtbelasting zich volledig in het segment met de buitenkraag.*

Bij de middenwand is een binnenkraag in staat om krachten direct (via druk) naar de wand af te dragen, een buitenkraag niet, zie Figuur 59.



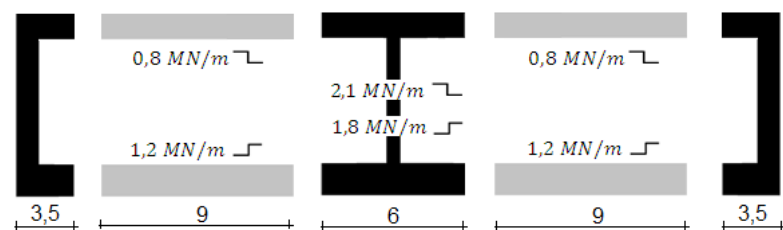
Figuur 59: Krachtsafdracht in de kraagconstructie

- *De aansluitingen middenwand-dakplaat en middenwand-vloerplaat zijn zwakke schakels in de segmentvoeg.*

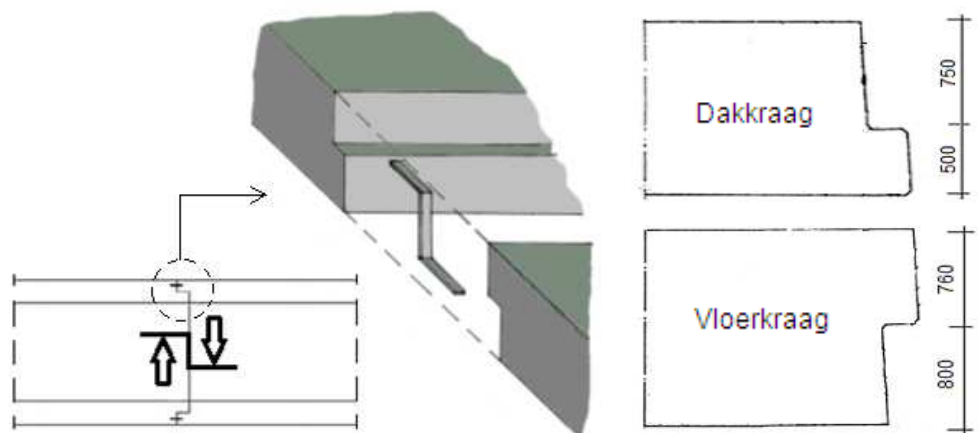
Zowel bij dwarskracht- als rotatieanalyses initieert de scheurvorming zich ter plaatse van deze aansluitingen en breidt deze zich hier ook verder uit. De verankeringswapening/stekwapening van de middenwand in de dak- en vloerplaat wordt dan ook als onvoldoende aangemerkt. De tandconstructies zelf blijven hierdoor bij alle analyses op enkele haarscheuren na ongescheurd.

- **Voegcapaciteit**

Een dwarskracht is altijd aanwezig in de voegen, ongeacht de voeg een rotatie heeft ondergaan of niet. Er kan dus worden gesproken over dwarskrachtcapaciteit van de segmentvoeg (bij een rotatie die gelijk is aan nul). Gezien de rotatie altijd in combinatie met dwarskracht optreedt, kan niet eenduidig worden gesproken van de rotatiecapaciteit van de segmentvoeg. In Figuur 60 is per profiel de dwarskrachtcapaciteit per strekkende meter van de dwarsdoorsnede aangegeven. Het aangegeven vervormingsteken werkt in lengterichting van de tunnel, dit wordt verduidelijkt in Figuur 61 waarin tevens de kraagafmetingen worden aangegeven.



Figuur 60: Dwarsdoorsnede van de Kiltunnel met verdeling van kragen bij veldoverspanning en meewerkende breedteprofielen van de doorsnede nabij de wanden. Maten in *m*.



Figuur 61: Dwarskrachtvervormingsteken, verduidelijkt in een zijaanzicht van twee tunnelsegmenten bij belasting van de dakkraag (links) en een 3D figuur van de dakkraag (midden). Kraagafmetingen met maten in *mm* (rechts).

In Tabel 19 is de voegcapaciteit weergegeven. Bij het optreden van volledige buigvervorming¹⁸, is de voegcapaciteit gelijk aan de capaciteit van de meewerkende breedteprofielen. Zonder optreden van buigvervorming wordt de voegcapaciteit bepaald door de kraag met de kleinste capaciteit; bij $\lrcorner$ belasten is dit de bovenkraag in de vloer, bij $\llcorner$ belasten is dit de onderkraag in het dak. Er moet worden opgemerkt dat het aandeel van de

¹⁸ Met volledige buigvervorming wordt bedoeld dat de dak- en vloerplaat aanzienlijk minder stijf reageren dan de meewerkende breedteprofielen en dat ze zonder verandering vervormen.

meewerkende breedteprofielen van de zijwanden (gezien de 3D geometrie) niet is meegenomen in de berekening van de capaciteit. De hier gepresenteerde capaciteit wordt daarom als conservatief beschouwd.

Volledige buigvervorming		Geen buigvervorming	
			
10,8 MN	12,6 MN	28,8 MN	19,2 MN
$(1,8 \frac{MN}{m} \cdot 6 m)$	$(2,1 \frac{MN}{m} \cdot 6 m)$	$(1,2 \frac{MN}{m} \cdot 24 m)$	$(0,8 \frac{MN}{m} \cdot 24 m)$

Tabel 19: Dwarskrachtcapaciteit van de segmentvoeg

5.2 Aanbevelingen

- *Om een realistischer beeld van het gedrag van de constructie te krijgen, wordt aanbevolen om berekeningen in een 3D eindige elementenprogramma uit te voeren.*

Een aantal voordelen van een 2D model ten opzichte van een 3D model is dat eerstgenoemde eenvoudiger en sneller is op te stellen en de kortere benodigde calculatietijd. In de 2D analyses zijn voor sommige 3D aspecten aannamen gedaan, echter bepaalde aspecten kunnen niet worden meegenomen. Analyses van de buitenwanden bijvoorbeeld, kunnen vanwege de 3D geometrie niet worden uitgevoerd in 2D. Ook met boogvervorming en schijfwerking van onder andere de dak- en vloerplaat wordt in 2D geen rekening mee gehouden.

- *Gezien de invloedrijkheid van de normaalkracht op de tunneldoorsnede, wordt aanbevolen om beter inzicht te verkrijgen in de grootte van zijn resulterende waarde.*

De normaalkracht afkomstig van de waterdruk, neemt af door effecten zoals kruip en krimp van het beton en relaxatie van de GINA-profielen. Door langsopsluiting/opspanning van de segmenten ontstaat een additionele normaaldrukkracht op de tunneldoorsnede. De grootte van deze normaalkracht is onder andere afhankelijk van de mate van vervormingsvrijheid in horizontale richting. De normaalkracht beïnvloedt onder andere de voegstijfheid en de manier van krachtsafdracht in de voeg.

- *Om een beter beeld te krijgen van de voegbelastingen en om rekening te houden met schadeaccumulatie, wordt aanbevolen om de krachtsverdeling over de lengtes van de Kiltunnel bij verschillende zettingslijnen te onderzoeken.*

De voegbelasting is bepaald vanuit de zettingslijn waarbij de rotatie in de probleemvoeg maximaal is. Bij iedere zettingslijn hoort een unieke krachtsverdeling. Het mogelijk is dat de probleemvoeg in voorgaande jaren (bij kleinere rotatie) is belast door grotere krachten en/of dat reeds schade aan de constructie is opgetreden.

- *Er wordt aanbevolen om de effecten van segmentrotaties om de lengteas op het gedrag van de segmentvoeg te onderzoeken.*

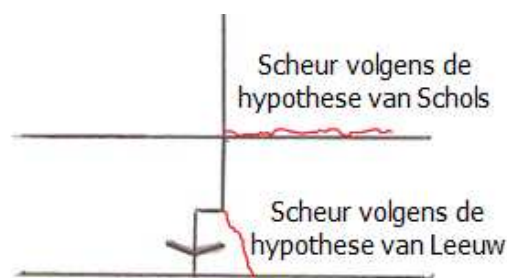
Uit [3] wordt geciteerd: De waargenomen lekkage is opgetreden in de vloer ter plaatse van een buitenwand. De tandbreuk hier zou zijn opgetreden ten gevolge van lijnbelasting op de tand.

Naar aanleiding van de analyses kan bovenstaande hypothese niet worden bevestigd, noch worden ontkracht. De reden is dat analyses van de buitenwanden, vanwege de 3D geometrie niet kunnen worden uitgevoerd in 2D. Door segmentrotaties om de lengteas (in combinatie met zettingsrotaties) ontstaan mogelijk spanningsconcentraties in de hoeken van de buitenwanden.

5.3 Hypothese

De hypothese van Leeuw [3] betreft een doorgaande scheur achter het waterafdichtingsprofiel in de vloerplaat ter plaatse van de zijwand van de Kiltunnel, zie Figuur 62. Ondergetekende acht het echter niet onwaarschijnlijk dat ter plaatse van de zijwanden géén tandbreuk is opgetreden, maar dat hier de aansluiting van de wand op de dak- en vloerplaat maatgevend is en dat de lekkage bij laatstgenoemde aansluiting is ontstaan. Dit gezien het volgende:

- Bij de buitenwanden ontstaan in de hoeken mogelijk spanningsconcentraties door torsie van de segmenten. In paragraaf 4.4 van *Deel 1* van het onderzoek werd door torderen van de segmenten, een opgelegde verplaatsing van 9 mm in de hoekpunten van de segmenten berekend.
- In het onderhavige onderzoek is geconcludeerd dat de aansluitingen van de middenwand op de dak- en vloerplaat, zwakke schakels zijn in de segmentvoeg van de tunnel. Het stekwapeningspercentage bij de middenwand betreft 0,60 %.
- Het stekwapeningspercentage bij de buitenwanden is met 0,43 % lager dan het stekwapeningspercentage bij de middenwand.



Figuur 62: Scheur volgens verschillende hypothesen

6 Referenties

Boeken

- [1] *Design applications of raft foundations* (2000). J.A. Hemsley.
- [2] *College Gewapend Beton* (2006). Prof. Dr. Ir. J.C. Walraven.
- [3] LEKKAGE in TUNNELS, Dilatatievoegen en beton (2008). Ing. L. Leeuw. Rijkswaterstaat Bouwdienst.

Artikels en conferenties

- [4] *Betonstaal, overzicht van maten en eigenschappen* (1964). Ir. G.J. Gantvoort.
- [5] *Staalspanningen bij verschillende staalsoorten* (1969). Cement XXI (1969) nr. 8. P.J. van Tussenbroek, ing.
- [6] *Zo goed als nieuw* (2007). Betoniek september 2007.
- [7] *Buigtrekwapening en beugels* (2009). Ir. Pieter Houwen, prof. Ir. C.S. Kleinman.
- [8] *Gezonde tanden (3)* (2009). Ir. Wim de Bruijn, ir. Bart Slenders, prof.ir. Cees Kleinman, ir. Joop den Uijl.

Afstudeeronderzoeken

- [9] *Onderzoek naar het gedrag van tandopleggingen* (2008). P.G.M. Houwen.
- [10] *Liggerwerking van boortunnels* (1995). C.B.M. Blom. TU Delft.
- [11] *Behaviour of segment joints in immersed tunnels under seismic loading* (2010). R.S. van Oorsouw. TU Delft.

Onderzoeksrapporten

- [12] *Vallend anker op de Kiltunnel, Fase 1: Ontwerpwaarde belasting* (2008). Rapportnummer: 2008-D-R0768/B. TNO Bouw en Ondergrond.
- [13] *Vallend anker op de Kiltunnel, Fase 2: Sterkteberekening* (2008). Rapportnummer: 2008-D-R1091/B. TNO Bouw en Ondergrond.
- [14] *Analyse van de materiaaleigenschappen voor de bepaling van het afschuifdraagvermogen van bestaande betonnen kunstwerken* (2011).

Rapportnummer: TNO-060-DTM-2011-01450. TNO Bouw en Ondergrond.

- [15] *Bepaling van de betondruksterkte voor kunstwerken waarvan geen boorkernresultaten beschikbaar zijn* (2011). Rapportnummer: 2. TNO Bouw en Ondergrond.
- [16] *Zettingsgedrag van de Willemsspoortunnel* (2011). Dr. ir. K.J. Bakker, Ing. L. Leeuw. WAD43 bv IJsselstein.
- [17] *Afgezonden tunnels en zettingen* (2012). Rapportnummer: TNO-060-DTM-2012-00002.

Codes, normen en richtlijnen

- [18] *NEN EN 1992-1-1, Eurocode 2: Ontwerp en berekening van betonconstructies – Deel 1-1: Algemene regels en regels voor gebouwen.*
- [19] *NEN 6720, TGB 1990 - Voorschriften Beton - Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC 1995).*
- [20] *AS3600-2001: Concrete Structures.*
- [21] *Richtlijn Beoordelen Bestaande Kunstwerken* (2004).
- [22] *ACI-318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary* (2008).

Handleidingen

- [23] *ATENA Program Documentation, Part 1: Theory* (2011). Vladimír Červenka, Libor Jendele and Jan Červenka. Prague, Februari 23, 2011.
- [24] *ATENA Program Documentation, Part 2-1: User's Manual for ATENA 2D.* Vladimír Červenka and Jan Červenka. Prague, March 2010.

Technical drawing of a tunnel cross-section. The drawing shows a central rectangular area with rounded corners, surrounded by a thick concrete wall. The wall is divided into three vertical sections: 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (left), 'ST. BUIZEN VOOR CONTROLEPUNT' (middle), and 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (right). The central area is labeled 'SPARINGEN 100 x 82 x 30 (N° 3 K.T. 111)'. The wall thickness is indicated as 1512 mm. The total width of the tunnel is 2797 mm. The drawing includes various dimensions for the wall, the central area, and the surrounding structure. The bottom of the drawing shows a 'STALEN STORINAARDELAAT 300 x 4 mm' and a 'MAATVOEGING VOOR SPANKABELS' (joint for reinforcement bars). The top of the drawing shows a 'MAATVOEGING VOOR SPANKABELS' (joint for reinforcement bars) and a 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (left). The drawing is a detailed cross-section of a tunnel, showing the internal structure and the surrounding concrete wall. The dimensions are given in millimeters (mm). The drawing is a technical drawing of a tunnel cross-section. The drawing shows a central rectangular area with rounded corners, surrounded by a thick concrete wall. The wall is divided into three vertical sections: 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (left), 'ST. BUIZEN VOOR CONTROLEPUNT' (middle), and 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (right). The central area is labeled 'SPARINGEN 100 x 82 x 30 (N° 3 K.T. 111)'. The wall thickness is indicated as 1512 mm. The total width of the tunnel is 2797 mm. The drawing includes various dimensions for the wall, the central area, and the surrounding structure. The bottom of the drawing shows a 'STALEN STORINAARDELAAT 300 x 4 mm' and a 'MAATVOEGING VOOR SPANKABELS' (joint for reinforcement bars). The top of the drawing shows a 'MAATVOEGING VOOR SPANKABELS' (joint for reinforcement bars) and a 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (left). The drawing is a detailed cross-section of a tunnel, showing the internal structure and the surrounding concrete wall. The dimensions are given in millimeters (mm). The drawing is a technical drawing of a tunnel cross-section. The drawing shows a central rectangular area with rounded corners, surrounded by a thick concrete wall. The wall is divided into three vertical sections: 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (left), 'ST. BUIZEN VOOR CONTROLEPUNT' (middle), and 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (right). The central area is labeled 'SPARINGEN 100 x 82 x 30 (N° 3 K.T. 111)'. The wall thickness is indicated as 1512 mm. The total width of the tunnel is 2797 mm. The drawing includes various dimensions for the wall, the central area, and the surrounding structure. The bottom of the drawing shows a 'STALEN STORINAARDELAAT 300 x 4 mm' and a 'MAATVOEGING VOOR SPANKABELS' (joint for reinforcement bars). The top of the drawing shows a 'MAATVOEGING VOOR SPANKABELS' (joint for reinforcement bars) and a 'ST. BUIS VOOR ONDERSTROMING' (left). The drawing is a detailed cross-section of a tunnel, showing the internal structure and the surrounding concrete wall. The dimensions are given in millimeters (mm).

B. Effectieve breedte van wandprofielen

Berekening volgens Eurocode 2 [18] (zie Figuur 63)

Overspanning: $l_2 = 22,15 \text{ m}$
Lengte: $l_0 = 0,7l_2 = 15,5 \text{ m}$
Lijfdikte: $b_w = 0,7 \text{ m}$ (T-ligger), $b_w = 1,1 \text{ m}$ (L-ligger)
Vrije afstand: $b_1 = b_2 = 7,03 \text{ m}$
Eff. vrije afstand: $b_{eff,1} = b_{eff,2} = 0,2b_1 + 0,1l_0 = 2,96 \text{ m}$
Effectieve breedte

- T-balk : $b_{eff} = b_{eff,1} + b_{eff,2} + b_w = 6,61 \text{ m}$
- L-balk: $b_{eff} = b_{eff,1} + b_w = 4,06 \text{ m}$

Berekening volgens ACI-318-08 [22] (zie Figuur 64)

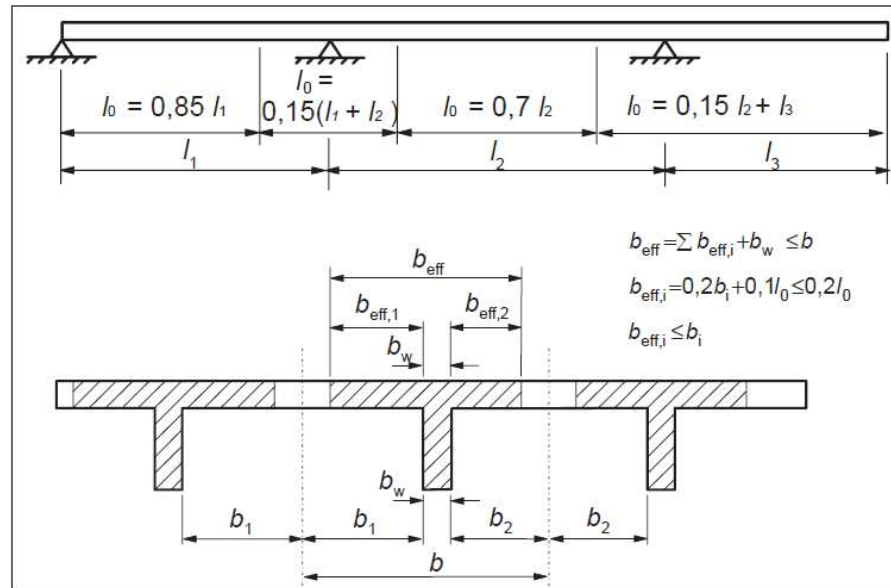
Plaatdikte: $t_s = 1,25 \text{ m}$
Lijfdikte: $b_w = 0,7 \text{ m}$ (T-ligger), $b_w = 1,1 \text{ m}$ (L-ligger)
Vrije afstand: $ClrDist1 = ClrDist2 = 14,05 \text{ m}$
Overspanning: $L = 22,15 \text{ m}$
Effectieve breedte

- T-balk: $b_{eff} = L/4 = 5,54 \text{ m}$
- L-balk: $b_{eff} = b_w + L/12 = 2,95 \text{ m}$

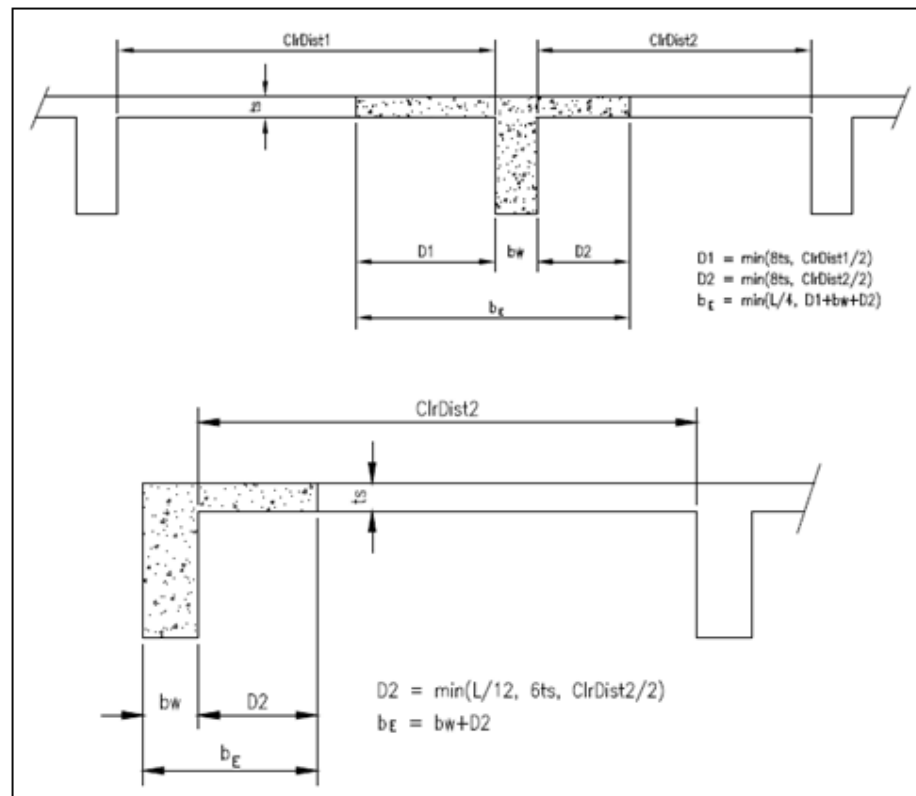
Berekening volgens Australian Standards [20] (geen figuur beschikbaar)

Lijfbreedte: $b_w = 0,7 \text{ m}$ (T-ligger), $b_w = 1,1 \text{ m}$ (L-ligger)
Balkoverspanning: $l_z = 22,15 \text{ m}$
Effectieve breedte

- T-balk : $b_{eff} = b_w + 0,2l_z = 5,13 \text{ m}$
- L-balk: $b_{eff} = b_w + 0,1l_z = 3,32 \text{ m}$

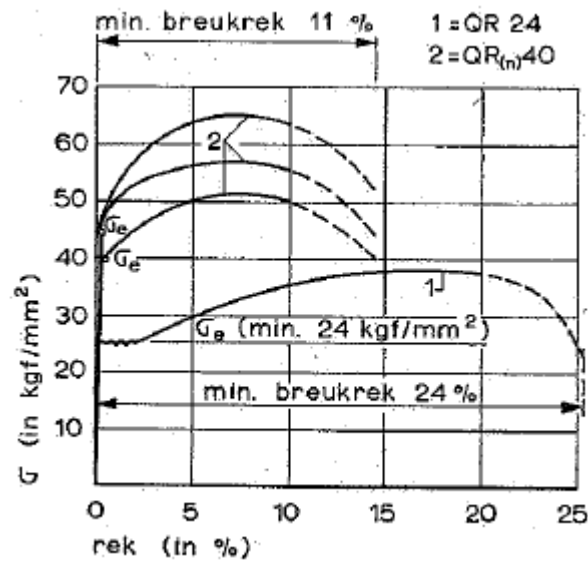


Figuur 63: Effectieve breedte volgens Eurocode 2 [18]

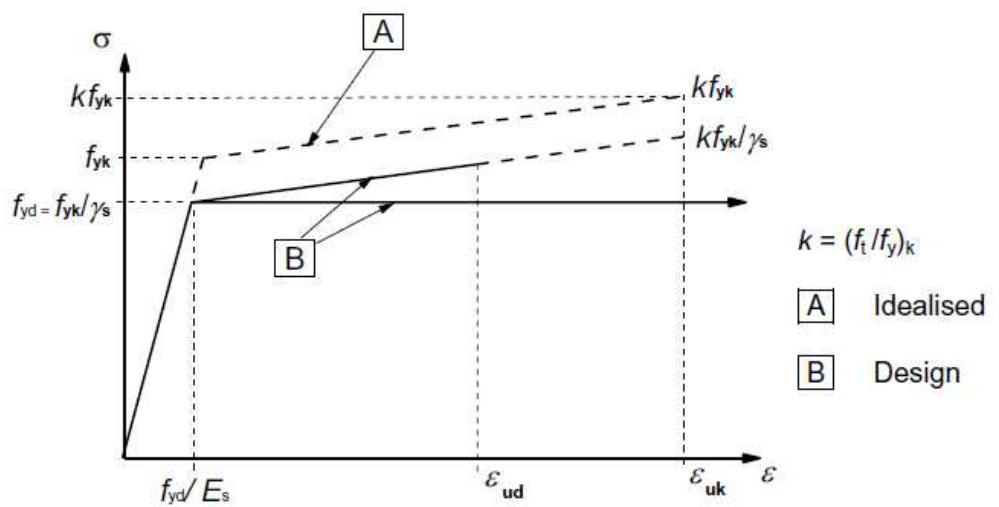


Figuur 64: Effectieve breedte volgens ACI-318-08 [22]

C. Spanning-rek diagrammen

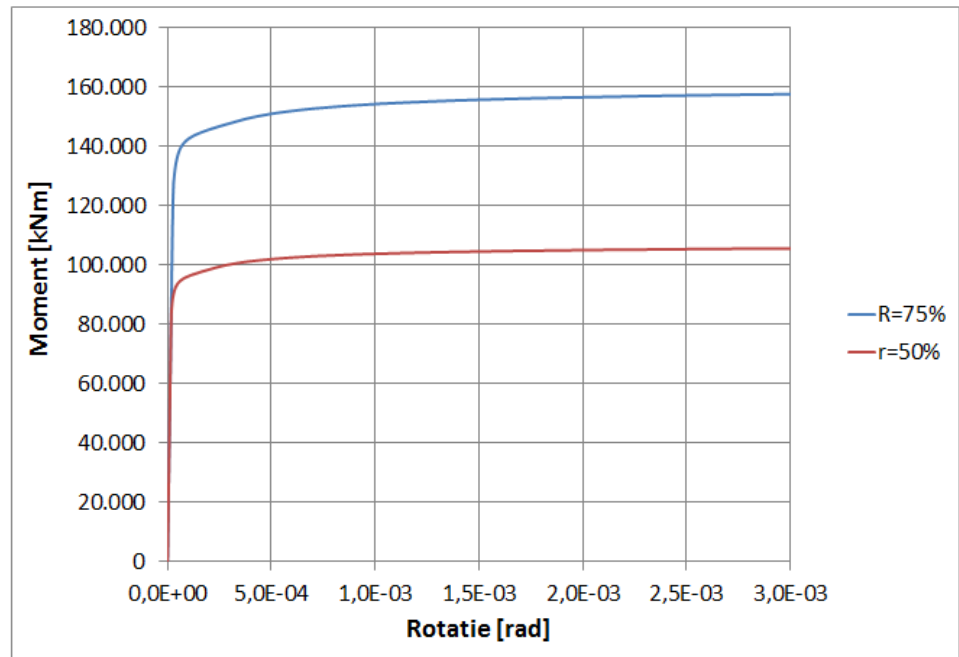


Figuur 65: Mogelijk spanning-rek diagram voor QRn40 volgens [4]

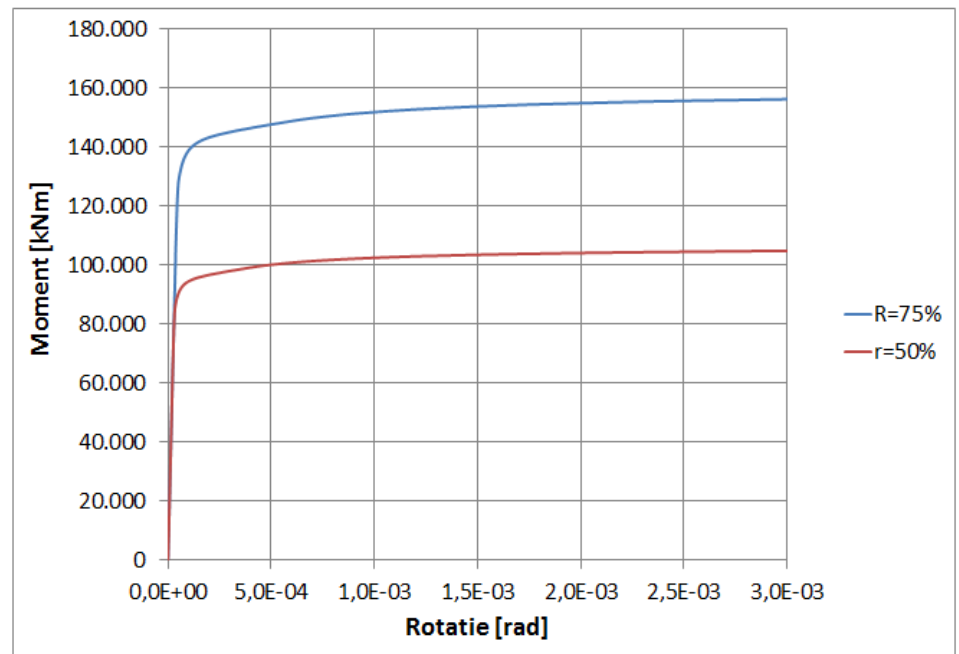


Figuur 66: Spanning-rekdiagrammen voor trek en druk volgens Eurocode 2 [18]

D. Stijfheidsrelaties van de segmentvoegen



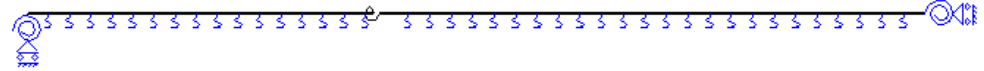
Figuur 67: $M - \varphi$ relatie mootvoegen bij $E = 34 \text{ GPa}$



Figuur 68: $M - \varphi$ relatie mootvoegen bij $E = 20 \text{ GPa}$

E. Dwarskrachten- en momentenlijnen

Analyse 1:



Bovengrens: $M = 159000 \text{ kNm}$, $V = -888 \text{ kN}$

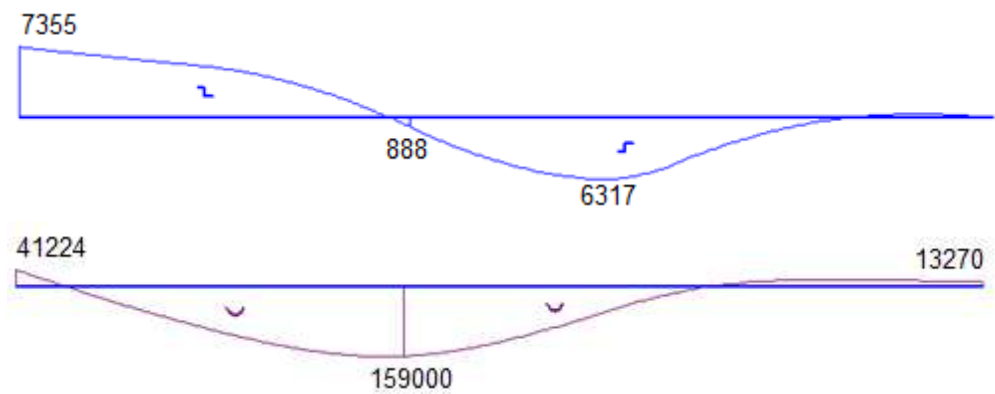
Ondergrens: $M = 106000 \text{ kNm}$, $V = -838 \text{ kN}$

Analyse 2:

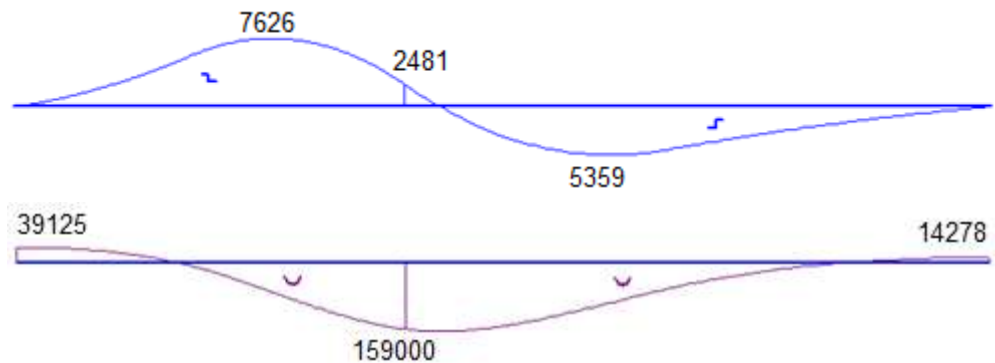


Bovengrens: $M = 159000 \text{ kNm}$, $V = 2481 \text{ kN}$

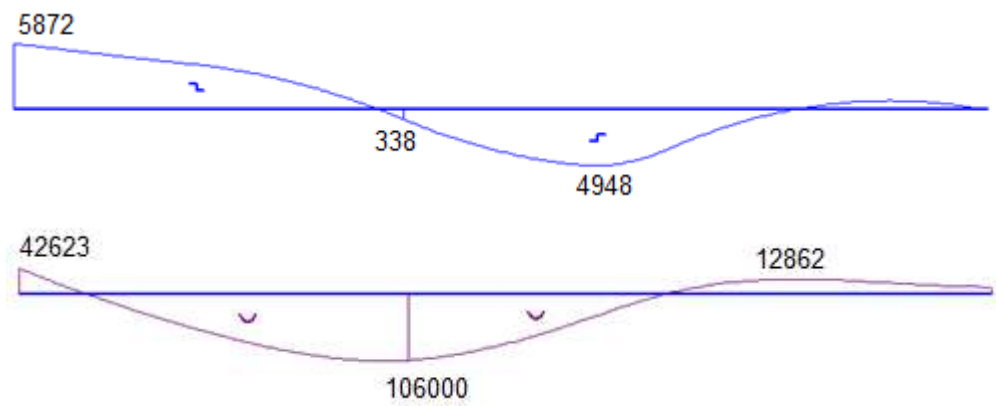
Ondergrens: $M = 106000 \text{ kNm}$, $V = 1567 \text{ kN}$



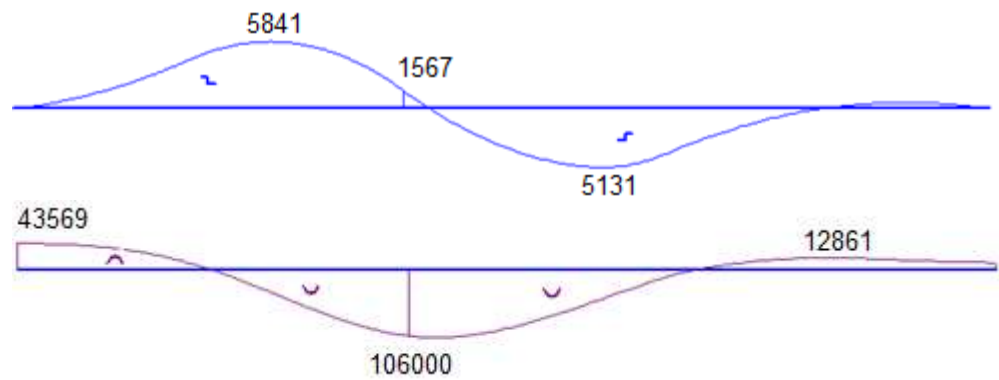
Figuur 69: Analyse 1 met bovengrens voor de $M - \varphi$ relatie, dwarskrachtenlijn (boven, kN) en momentenlijn (onder, kNm).



Figuur 70: Analyse 2 met bovengrens voor de $M - \varphi$ relatie, dwarskrachtenlijn (boven, kN) en momentenlijn (onder, kNm).

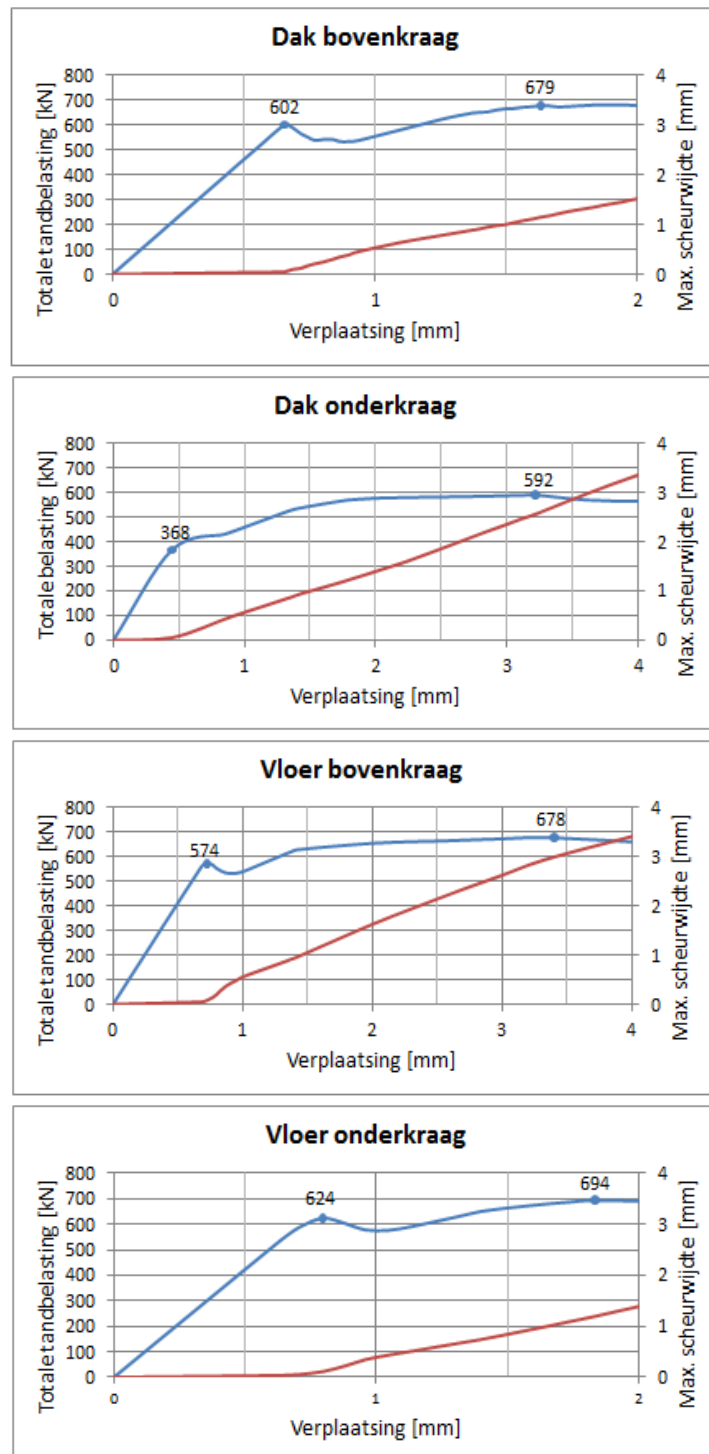


Figuur 71: Analyse 1 met ondergrens voor de $M - \varphi$ relatie, dwarskrachtenlijn (boven, kN) en momentenlijn (onder, kNm).

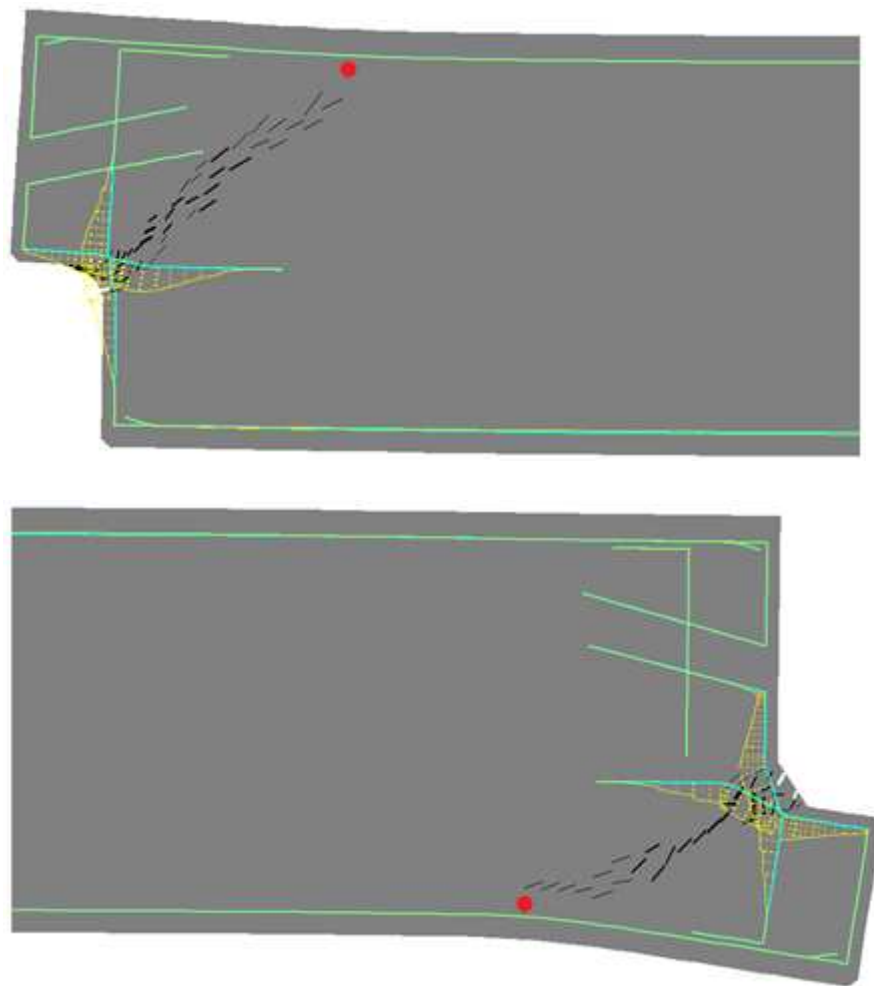


Figuur 72: Analyse 2 met ondergrens voor de $M - \varphi$ relatie, dwarskrachtenlijn (boven, kN) en momentenlijn (onder, kNm).

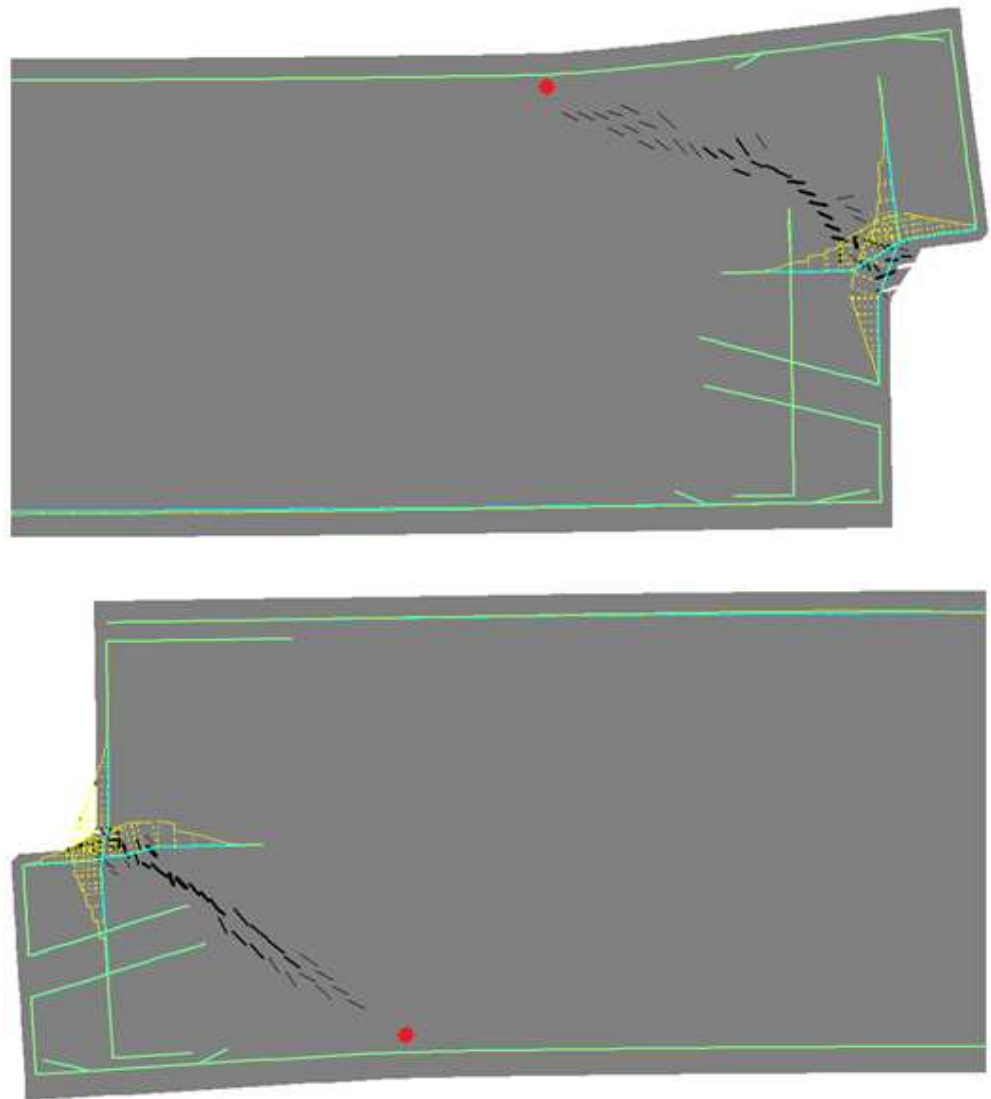
F. Analyse 1A: gelijkmatig verdeelde tandbelasting



Figuur 73: Last-verplaatsingsdiagrammen en ontwikkeling van de maximale scheurwijdte per kraag (analyse 1A)



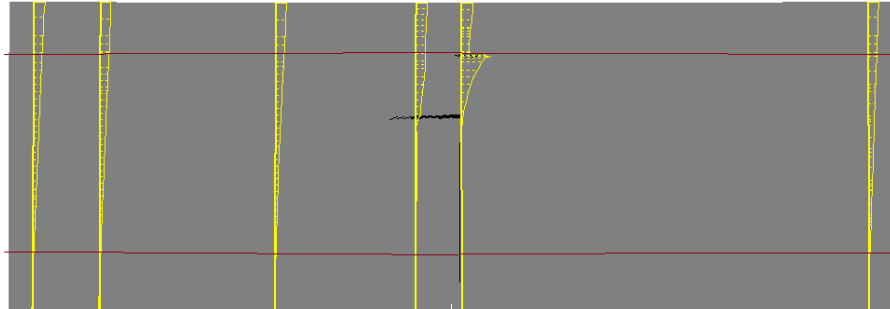
Figuur 74: Staalspanning (geel), scheurwijdte $> 0,15 \text{ mm}$ (zwart) en rotatiecentrum RC (rood) in de kragen in het dak bij het bereiken van de maximale tandbelasting. Schaalfactor voor vervormingen: 50. (Analyse 1A)



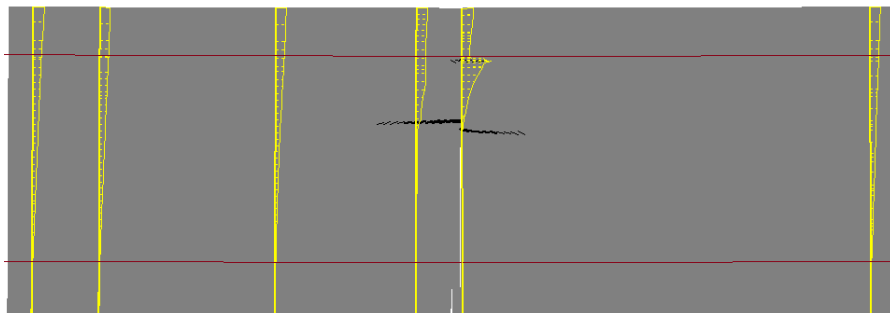
Figuur 75: Staalspanning (geel), scheurwijdte $> 0,15 \text{ mm}$ (zwart) en rotatiecentrum RC (rood) in de kragen in de vloer bij het bereiken van de maximale tandbelasting. Schaalfactor voor vervormingen: 50. (Analyse 1A)

G. Scheurvormingsproces bij gegeven rotatie ($\eta = 0,9$)

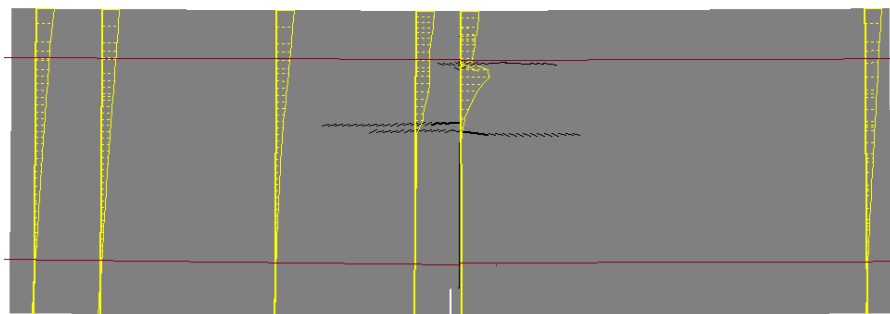
De bruine lijnen geven de fictieve scheidingslijn tussen dak- of vloerplaat en wand weer. Spanningsdiagrammen zijn in het geel weergegeven, een drukspanning wordt aan de rechterkant uitgezet. Schaalfactor voor vervormingen: 5.



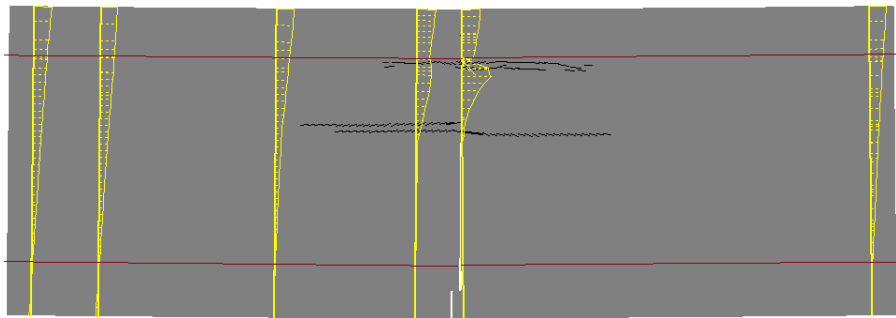
Stap 40: $1,08 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$



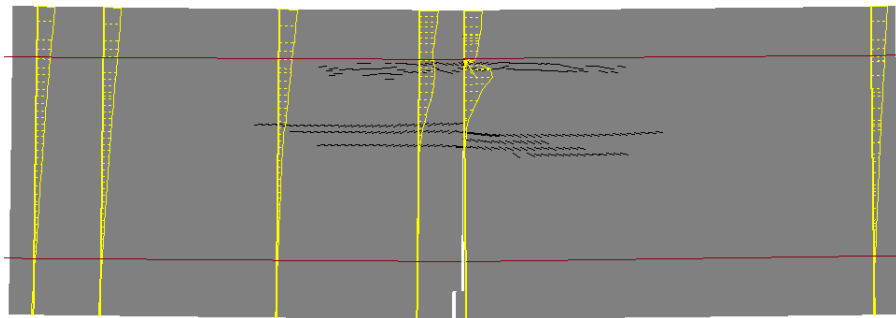
Stap 42: $1,20 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$



Stap 60: $2,35 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$



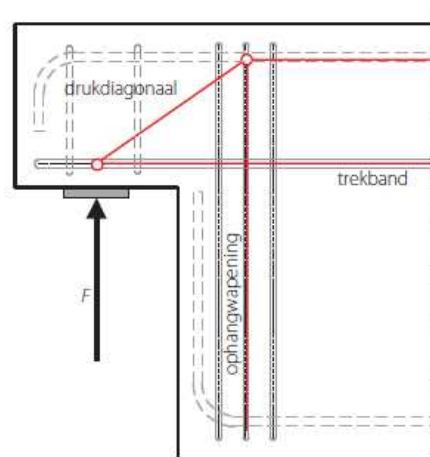
Stap 70: $2,96 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$



Stap 86: $3,90 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$

H. Analyse conform de vakwerkanalogie

De vakwerkanalogie gaat uit van staafwerkmodellen bestaande uit drukstaven die drukspanningsvelden vertegenwoordigen, trekstaven die de wapening weergeven en knopen die de druk- en trekstaven verbinden. In een staafwerkmodel wordt aangenomen dat zich een drukdiagonaal ontwikkelt tussen het aangrijpingspunt van de kracht op de tand en een punt op de hartlijn van de verticale ophangwapening, zie Figuur 76. De drukdiagonaal snijdt de ophangwapening in een 'knoop' waar krachterevenwicht wordt verkregen door de druk- en trekstaven. In het algemeen strekken staafwerkmodellen zich uit tot een afstand h (hoogte van het element) vanaf de discontinuïteit [18]. In artikel 6.5 van [18] worden diverse eisen gesteld voor een berekening met behulp van een staafwerkmodel. De belangrijkste eisen die hieruit naar voren komen zijn een voldoende verankering voor de trekstaven en krachterevenwicht in de knopen.

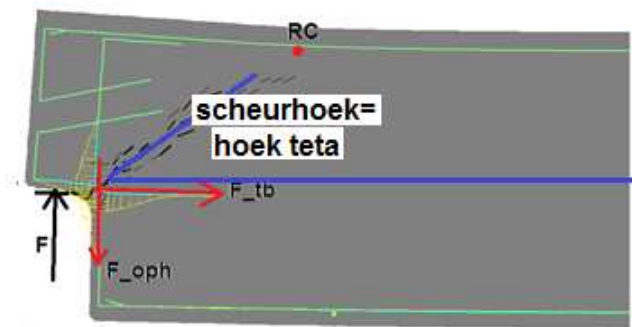


Figuur 76: Principe van het staafwerkmodel

Bij bezwijken roteert de tand om een punt achter de tand, net onder de drukzone waar de grootste horizontale spanningen optreden; het rotatiepunt. Het rotatiepunt volgt uit het snijpunt van de horizontale drukdiagonaal met het maatgevende breukvlak. Eurocode 2 geeft geen beperkingen van of regels voor de bepaling van de hoek θ tussen het maatgevende breukvlak en de as van het constructiedeel. Er wordt hier uitgegaan van in artikel 9.11.7.2 van NEN6720 voorgeschrevene; *voor θ mag een waarde tussen 30° en 60° worden gekozen*. Volgens [9] beschrijft Rosenbusch dat de hoek θ gelijk is aan de hoek die de drukdiagonaal maakt met de as van de ligger, wanneer de invloed van scheurwrijving achterwege wordt gelaten. Doordat de drukdiagonaal is begrensd tot een maximale hoek, nemen de hefboomsarmen boven een bepaalde hoogte h van de tand niet meer toe. Hierbij moet worden opgemerkt dat een grotere hoogte h wel een gunstige invloed heeft op de dwarskrachtweerstand. De momentcapaciteit van de tand in de uiterste grenstoestand wordt bepaald door de evenwichtssituatie te beschouwen na het ontstaan van een schuine scheur¹⁹, zie Figuur 77. Het uitwendige moment dient

¹⁹ Deze situatie komt overeen met die van een verschoven momentenlijn.

kleiner dan of gelijk aan de momentcapaciteit van de doorsnede te zijn: $F \cdot a_h + H \cdot a_v \leq R_H \cdot z_H + R_V \cdot z_V$.

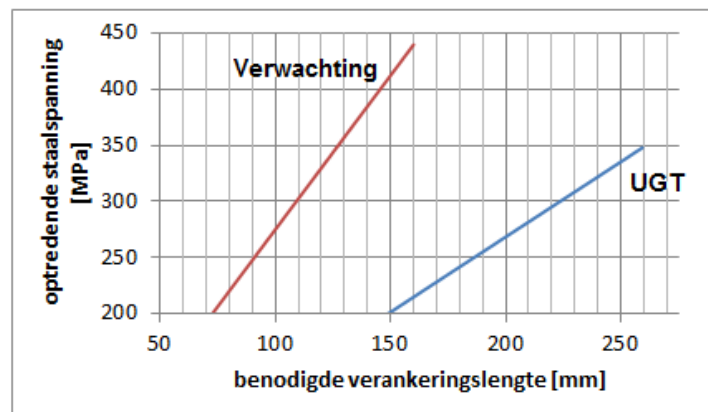


Figuur 77: situatie bij doorgaande scheur in tand

De verankeringslengte is bepaald aan de hand van artikel 8.4 van Eurocode 2, zie Tabel 20. Dit is gedaan voor de materiaalkarakteristieken m.b.t. de constructieve veiligheid (UGT) en de verwachtingswaarde (Verw.). Hierbij is de staalspanning gelijk gesteld aan de vloeispanning. Op basis hiervan is de benodigde verankeringslengte ten gevolge van de optredende staalspanning weergegeven in Figuur 78.

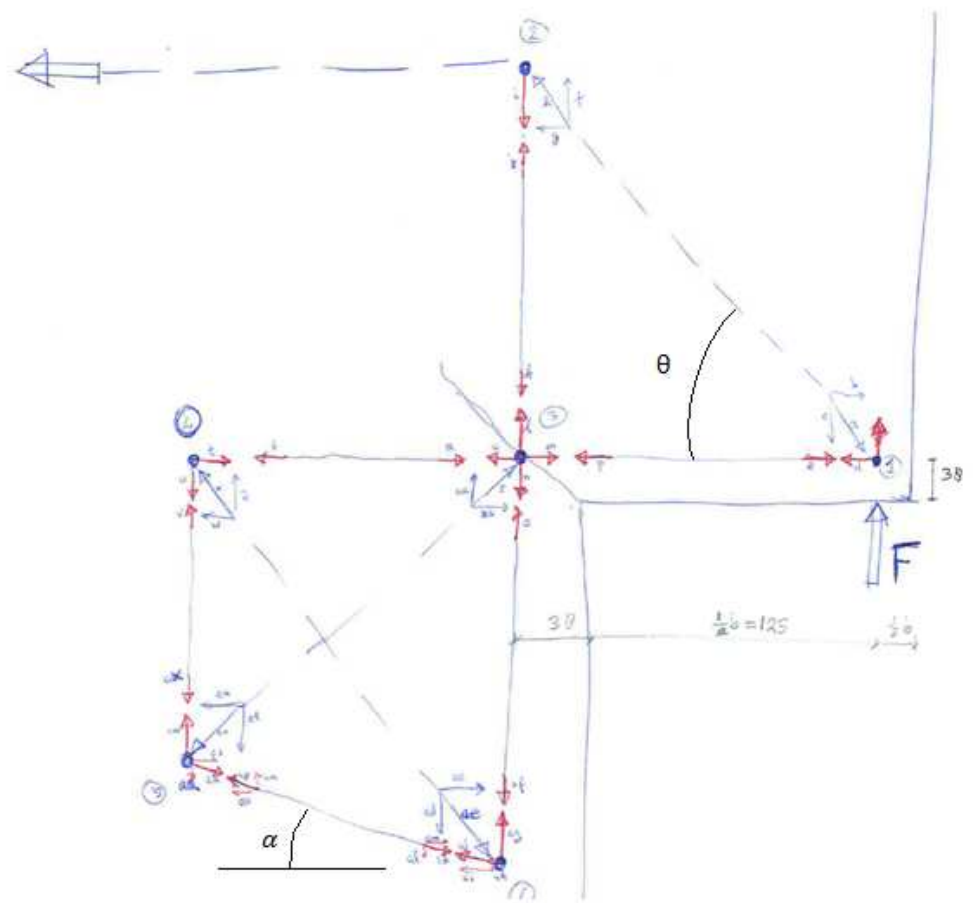
			UGT	Verw.
coëfficiënt m.b.t. aanhechtingscondities (goed)	η_1	-	1	1
coëfficiënt m.b.t. staafdiameter ($\leq 32 \text{ mm}$)	η_2	-	1	1
treksterkte van het beton	f_{ctd}	MPa	1,5	4
uiterst opneembare aanhechtspanning	f_{bd}	MPa	3,38	9
staafdiameter	$\emptyset$	mm	16	16
vloeigrens	f_y	MPa	348	440
basisverankeringslengte	$l_{b;rqd}$	mm	412	196
coëfficiënt (rechte staven)	α_1	-	1	1
coëfficiënt ($c_d = 30 \text{ mm}$ voor alle staven)	α_2	-	0,87	0,87
coëfficiënt (gemiddelde waarde aangenomen)	α_3	-	0,85	0,85
coëfficiënt (opsluiting door dwarswapening)	α_4	-	1	1
coëfficiënt (gemiddelde waarde aangenomen)	α_5	-	0,85	0,85
min. verankeringslengte voor trekverankeringen	$l_{b;min}$	mm	160	160
rekenw. verankeringslengte voor trekstaven	l_{bd}	mm	259	160

Tabel 20: Berekening verankeringslengte



Figuur 78: Verankeringslengte van trekstaven rond 16

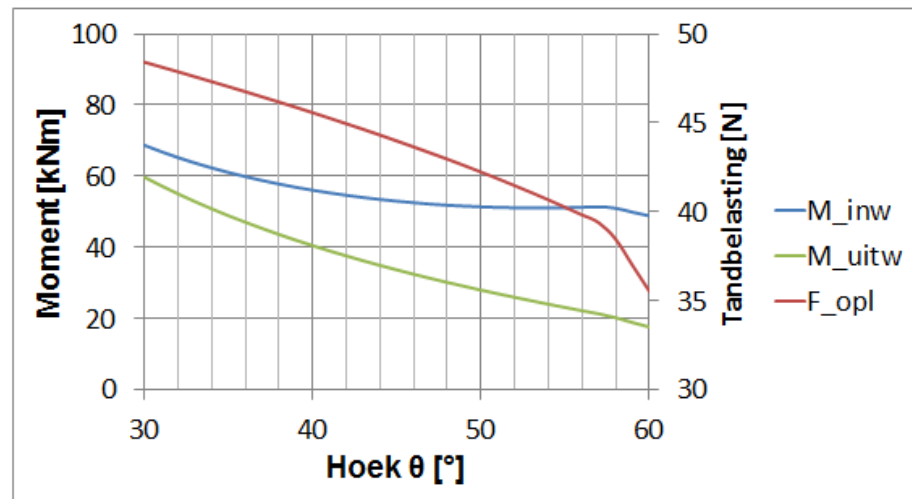
Gezien de afwezigheid van dwarskrachtwapening en de eisen met betrekking tot knoopenevenwicht is de keuze voor variatie in de staafwerkmodellen zeer beperkt. Voor de bovenkraag in de vloer blijkt het slechts mogelijk een staafwerkmodel te kiezen zoals weergegeven in Figuur 79. Bij een willekeurige hoek θ treedt een bepaalde verhoudingsverdeling van krachten tussen de wapeningsstaven in het vakwerkmodel op. Op basis van de beschikbare verankeringslengte per staaf, is de maximaal toelaatbare spanning in de maatgevende wapeningsstaaf bepaald bij $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$. Hieruit zijn ook de krachtsverhoudingen tussen de individuele wapeningsstaven bij het gekozen vakwerkmodel te bepalen. De berekeningsheets hiervan zijn weergegeven op de laatste drie pagina's van deze bijlage. Gezien de krachtsverhoudingen bekend zijn bij een bepaalde θ , kan de kracht in iedere druk- en trekstaaf worden bepaald als functie van θ . Het resultaat hiervan is weergegeven in Tabel 21. Bij een aangenomen hoogte van de betondrukzone van $0,12\text{ m}$ (gemeten vanaf de bovenkant van de vloer), kan bij elke θ de momentcapaciteit van de tandconstructie worden berekend. Bij de berekening is aangenomen dat er geen horizontale kracht als gevolg van wrijving op de tand werkt. Het resultaat is weergegeven in Figuur 80, waaruit af te lezen valt dat het uitwendige moment bij iedere hoek θ kleiner is dan de momentcapaciteit van de doorsnede. Een maximale tandbelasting van $35 - 49\text{ kN}$ wordt gevonden. Op basis van een vergelijking met de ATENA-analyses, wordt geconcludeerd dat een vakwerkanalyse niet geschikt is voor het bepalen van de maximaal toelaatbare tandbelasting.



Figuur 79: Staafwerkmodel voor de bovenkraag in de vloer

Aand.	Kracht	Aand.	Kracht
a	$\sqrt{F^2 + (F \tan \theta)^2}$	z	$\sqrt{F^2 + (F \tan \theta)^2}$
b	$F \tan \theta$	aa	F
c	F	ab	$F \tan \theta$
d	$F \tan \theta$	ac	$F \tan \theta$
e	$F \tan \theta$	ad	$F \tan \theta \tan \alpha + F$
f	F	ae	$\sqrt{(F \tan \theta)^2 + (F \tan \theta \tan \alpha + F)^2}$
g	$F \tan \theta$	af	F
h	$\sqrt{F^2 + (F \tan \theta)^2}$	ag	F
i	F	ah	$F \tan \theta \tan \alpha$
j	F	ai	$F \tan \theta$
k	F	aj	$F \tan \theta / \cos \alpha$
l	F	ak	$F \tan \theta / \cos \alpha$
m	$F \tan \theta$	al	$F \tan \theta \tan \alpha$
n	F	am	$F \tan \theta$
o	$F \tan \theta$	an	$F \tan \theta \tan \alpha$
p	$F \tan \theta$	ao	$F \tan \theta$
q	F	ap	$F \tan \theta / \cos \alpha$
r	$F \tan \theta$	aq	$F \tan \theta \tan \alpha$
s	$F \tan \theta$	ar	$F \tan \theta / \cos \alpha$
t	$F \tan \theta$	as	$F \tan \theta$
u	$F \tan \theta \tan \alpha + F$	at	F
v	$F \tan \theta \tan \alpha + F$	au	$F \tan \theta$
w	$F \tan \theta$	av	$\sqrt{F^2 + (F \tan \theta)^2}$
x	$\sqrt{(F \tan \theta)^2 + (F \tan \theta \tan \alpha + F)^2}$	aw	$F \tan \theta \tan \alpha + F$
y	$F \tan \theta \tan \alpha + F$	ax	$F \tan \theta \tan \alpha + F$

Tabel 21: Krachten van druk- en trekstaven in het staafwerkmodel van de bovenkraag in de vloer



Figuur 80: Momentcapaciteit, optredend moment en maximale tandbelasting als functie van de drukdiagonaalhoek (=scheurhoek) bij het gekozen vakwerkmodel

Hoek teta graden	Krachtsverhouding [-]				Aanwezige verankeringslengte [mm]				Spanning [MPa]			
	trekband	beugel	schuin	oph.wap	trekband	beugel	schuin	oph.wap	trekband	beugel	schuin	oph.wap
30	0,50	1,00	0,52	0,86	228	208	302	435	139	279	144	241
31	0,52	1,00	0,53	0,86	228	208	302	431	144	279	149	239
32	0,53	1,00	0,55	0,85	228	208	302	427	149	279	154	238
33	0,55	1,00	0,57	0,85	228	208	302	423	154	279	159	237
34	0,57	1,00	0,59	0,84	228	208	302	419	159	279	165	235
35	0,59	1,00	0,61	0,84	228	208	302	415	164	279	170	234
36	0,61	1,00	0,63	0,83	228	208	302	411	169	279	175	233
37	0,62	1,00	0,65	0,83	228	208	302	406	174	279	181	231
38	0,64	1,00	0,67	0,82	228	208	302	402	179	279	186	230
39	0,66	1,00	0,69	0,82	228	208	302	397	185	279	192	228
40	0,68	1,00	0,71	0,81	228	208	302	392	190	279	197	227
41	0,70	1,00	0,73	0,81	228	208	302	387	196	279	203	225
42	0,72	1,00	0,75	0,80	228	208	302	382	201	279	209	224
43	0,74	1,00	0,77	0,80	228	208	302	377	207	279	215	222
44	0,76	1,00	0,79	0,79	228	208	302	372	213	279	221	220
45	0,78	1,00	0,81	0,78	228	208	302	366	219	279	227	219
46	0,81	1,00	0,84	0,78	228	208	302	360	225	279	233	217
47	0,83	1,00	0,86	0,77	228	208	302	354	231	279	240	215
48	0,85	1,00	0,88	0,77	228	208	302	348	237	279	246	214
49	0,87	1,00	0,91	0,76	228	208	302	341	244	279	253	212
50	0,90	1,00	0,93	0,75	228	208	302	335	250	279	260	210
51	0,92	1,00	0,96	0,75	228	208	302	328	257	279	267	208
52	0,95	1,00	0,98	0,74	228	208	302	320	264	279	274	206
53	0,96	0,99	1,00	0,73	228	208	302	313	271	279	281	204
54	0,96	0,97	1,00	0,70	228	208	302	305	278	279	289	202
55	0,96	0,94	1,00	0,67	228	208	302	296	286	279	297	200
56	0,96	0,92	1,00	0,65	228	208	302	287	294	279	305	198
57	0,96	0,89	1,00	0,63	228	208	302	278	302	279	313	196
58	0,96	0,87	1,00	0,60	228	208	302	268	306	276	318	191
59	0,96	0,85	1,00	0,58	228	208	302	258	306	269	318	184
60	0,96	0,82	1,00	0,56	228	208	302	247	306	261	318	177

Hoek teta graden	Benodigde verankeringslengte [mm]					Extra verankeringslengte [mm]				
	trekband	beugel	schuin	oph.wap		trekband	beugel	schuin	oph.wap	
30	104	208	107	179		124	0	195	256	
31	107	208	111	178		121	0	191	253	
32	111	208	115	177		117	0	187	250	
33	115	208	119	176		113	0	183	247	
34	118	208	123	175		110	0	179	244	
35	122	208	127	174		106	0	175	241	
36	126	208	131	173		102	0	171	237	
37	130	208	135	172		98	0	167	234	
38	134	208	139	171		94	0	163	231	
39	138	208	143	170		90	0	159	227	
40	142	208	147	169		86	0	155	223	
41	146	208	151	168		82	0	151	220	
42	150	208	156	167		78	0	146	216	
43	154	208	160	165		74	0	142	212	
44	159	208	164	164		69	0	138	207	
45	163	208	169	163		65	0	133	203	
46	167	208	174	162		61	0	128	199	
47	172	208	179	160		56	0	123	194	
48	177	208	183	159		51	0	119	189	
49	182	208	188	158		46	0	114	184	
50	186	208	193	156		42	0	109	178	
51	191	208	199	155		37	0	103	173	
52	197	208	204	154		31	0	98	167	
53	202	208	210	152		26	0	92	161	
54	207	208	215	151		21	0	87	154	
55	213	208	221	149		15	0	81	147	
56	219	208	227	148		9	0	75	140	
57	225	208	233	146		3	0	69	132	
58	228	206	237	142		0	2	65	126	
59	228	200	237	137		0	8	65	121	
60	228	195	237	132		0	13	65	115	

Hoek teta graden	Hefboomsarmen tot RC [m]				Krachten [kN]			Momenten [kNm]		
	h_tb	h_oph	h_F	h_Feta	F_tb	F_oph	F_opl	M_inw	M_uitw	
30	0,60	1,07	1,23	0,64	27,9	48,4	48,4	68,6	59,7	
31	0,60	1,03	1,19	0,64	28,9	48,1	48,1	66,9	57,3	
32	0,60	0,99	1,15	0,64	29,9	47,9	47,9	65,2	55,0	
33	0,60	0,95	1,11	0,64	30,9	47,6	47,6	63,7	52,9	
34	0,60	0,91	1,07	0,64	31,9	47,3	47,3	62,3	50,8	
35	0,60	0,88	1,04	0,64	32,9	47,0	47,0	61,0	48,9	
36	0,60	0,84	1,01	0,64	34,0	46,7	46,7	59,8	47,0	
37	0,60	0,81	0,97	0,64	35,0	46,5	46,5	58,8	45,3	
38	0,60	0,78	0,94	0,64	36,1	46,2	46,2	57,8	43,6	
39	0,60	0,75	0,92	0,64	37,1	45,9	45,9	56,9	42,0	
40	0,60	0,72	0,89	0,64	38,2	45,6	45,6	56,0	40,5	
41	0,60	0,70	0,86	0,64	39,3	45,3	45,3	55,3	39,0	
42	0,60	0,67	0,84	0,64	40,5	44,9	44,9	54,6	37,6	
43	0,60	0,65	0,81	0,64	41,6	44,6	44,6	54,0	36,2	
44	0,60	0,62	0,79	0,64	42,8	44,3	44,3	53,4	34,9	
45	0,60	0,60	0,77	0,64	44,0	44,0	44,0	53,0	33,6	
46	0,60	0,58	0,74	0,64	45,2	43,6	43,6	52,5	32,4	
47	0,60	0,56	0,72	0,64	46,4	43,3	43,3	52,1	31,3	
48	0,60	0,54	0,70	0,64	47,7	43,0	43,0	51,8	30,1	
49	0,60	0,52	0,68	0,64	49,0	42,6	42,6	51,6	29,0	
50	0,60	0,50	0,66	0,64	50,3	42,2	42,2	51,4	28,0	
51	0,60	0,48	0,64	0,64	51,7	41,9	41,9	51,2	26,9	
52	0,60	0,46	0,63	0,64	53,1	41,5	41,5	51,1	25,9	
53	0,60	0,44	0,61	0,64	54,5	41,1	41,1	51,1	24,9	
54	0,60	0,43	0,59	0,64	56,0	40,7	40,7	51,1	24,0	
55	0,60	0,41	0,57	0,64	57,5	40,2	40,2	51,1	23,1	
56	0,60	0,39	0,56	0,64	59,0	39,8	39,8	51,2	22,2	
57	0,60	0,38	0,54	0,64	60,6	39,4	39,4	51,4	21,3	
58	0,60	0,36	0,52	0,64	61,5	38,5	38,5	51,0	20,2	
59	0,60	0,35	0,51	0,64	61,5	37,0	37,0	49,9	18,8	
60	0,60	0,33	0,49	0,64	61,5	35,5	35,5	48,8	17,6	