

Dynamica Berekeningen Boortunnel Groene Hart

Geotechniek, cyclisch belasten

Projectorganisatie HSL-Zuid, Projectbureau Noordelijk
Holland
ir. P. Jovanovic
Holland Railconsult
Drs. W. Gardien
Kenmerk GMV-WG-000027964 - Versie 1.0

Utrecht, 9 januari 2001
vrijgegeven

Samenvatting

Voor de HSL Boortunnel onder het Groene Hart is onderzocht wat voor invloed niet-lineaire geotechnische aspecten hebben op de zakking van de tunnel. Uit modellen met een grondopbouw waarbij de stijfheid constant per laag is, blijkt dat de statische spanningen in de grond ten gevolge van de zwaartekracht veel groter zijn dan de spanningen als gevolg van een treinbelasting.

De stijfheid van grond is afhankelijk van de effectieve spanning. Om deze stijfheid te bepalen is alleen van een zwaartekracht belasting uitgegaan. Deze stijfheid afhankelijk van de effectieve isotrope spanning is gebruikt als referentie voor de berekeningen met een treinbelasting. Volgens het bezwijkcriterium van Mohr Coulomb zal de grond rondom de tunnel op sommige plaatsen bezwijken. Hierdoor zal de statische spanningsverdeling in werkelijkheid iets anders zijn dan uit de berekening volgt.

Eerst is onderzocht hoe de stijfheid varieert bij een verandering van de afschuifhoek tijdens een treinpassage. De G modulus blijkt hierdoor iets te verminderen. De zakking die optreedt als er een trein passeert blijft echter zeer gering.

Verder is onderzocht of er op de lange duur extra zettingen optreden door herhaalde treinbelastingen. Dit blijkt niet het geval te zijn omdat de spanningsrimpel tijdens een treinpassage hiervoor te klein is en ook de afschuifhoek te klein is.

Inhoudsopgave

| | |
|--|----|
| Samenvatting | 1 |
| Inleiding | 3 |
| 1 De stijfheid van grond | 4 |
| 2 Werkwijze | 5 |
| 2.1 Modelling | 6 |
| 2.2 Verschillende soorten grondopbouw | 7 |
| 3 G modulus constant per laag | 8 |
| 4 Stijfheid afhankelijk van isotrope spanning | 11 |
| 5 Stijfheid afhankelijk van afschuifrek | 15 |
| 6 Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen | 19 |
| 6.1 Eerste controle: grootte van de afschuifrek | 19 |
| 6.2 Tweede controle: grootte van de spanningsrimpel | 20 |
| 7 Resultaten | 22 |
| 7.1 Situatie bij km 22.8. | 22 |
| 7.1.1. Stijfheid afhankelijk van effectieve spanning | 23 |
| 7.1.2. Stijfheid afhankelijk van afschuifhoek | 26 |
| 7.1.3. Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen | 28 |
| 7.2 Situatie bij km 28.2. | 30 |
| 7.2.1. Stijfheid afhankelijk van effectieve spanning | 30 |
| 7.2.2. Stijfheid afhankelijk van afschuifhoek | 32 |
| 7.2.3. Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen | 34 |
| 7.3 Situatie bij km 28.4. | 36 |
| 7.3.1. Stijfheid afhankelijk van isotrope spanning | 37 |
| 7.3.2. Stijfheid afhankelijk van afschuifhoek | 38 |
| 7.3.3. Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen | 40 |
| 8 Conclusies | 42 |
| 9 Literatuur | 43 |
| Colofon | 44 |

Bijlage I: Aslastenstels

Inleiding

Een belangrijk aspect van de boortunnel is wat de invloed van treinpassages is op de geotechniek. Grond wordt tijdelijk slapper als er grote rekken in optreden. Dit zou kunnen gebeuren op het moment dat er een trein passeert. Als gevolg van de minder stijve grond zou de tunnel onder een trein dan verder dan gewenst kunnen zakken. Verder kunnen er permanente extra zettingen optreden als grond langdurig cyclisch belast wordt. Dit is eveneens een ongewenst effect.

In Hoofdstuk 1 wordt kort besproken waar de stijfheid van grond van afhangt en in Hoofdstuk 2 wordt besproken welke aspecten er onderzocht worden en hoe er gemodelleerd wordt.

In Hoofdstuk 3 is de G modulus constant per grondlaag. Hier wordt het effect van de statische zwaartekracht belasting vergeleken met het effect van de dynamische treinbelasting. Hoe de referentie G modulus afhankelijk van de zwaartekracht belasting wordt bepaald, staat in hoofdstuk 4.

Met de referentie G modulus zoals bepaald in Hoofdstuk 4 als uitgangspunt wordt in Hoofdstuk 5 de stijfheid afhankelijk van de afschuifrek bepaald en in Hoofdstuk 6 de stijfheid afhankelijk van het aantal belastingcycli. In Hoofdstuk 7 staan de resultaten voor drie situaties: km22.8, km28.2 en km28.4. In Hoofdstuk 8 staan de conclusies.

1 De stijfheid van grond

De stijfheid van grond is van veel parameters afhankelijk. Voor de G modulus kan de volgende functie worden opgesteld:

$$G = f(\bar{\sigma}_0, e, H, S, \tau_0, c, \gamma, f, t, v, T, m) \quad (1)$$

waarbij:

| | |
|------------------|---|
| $\bar{\sigma}_0$ | : effectieve isotrope spanning |
| e | : poriën getal |
| H | : spanningshistorie (o.a. OCR) |
| S | : verzadigingsgraad |
| τ_0 | : schuifspanning |
| c | : korrel eigenschappen |
| γ | : Amplitude van de rek |
| f | : frequentie van de trilling |
| t | : secundaire effecten die een functie zijn van de grootte van de belastingtoename |
| v | : structuur van de grond |
| T | : Temperatuur |
| m | : graad van cementatie |

Als al deze afhankelijkheden in één materiaal model worden gestopt is het zeer moeilijk te onderzoeken hoe alle afhankelijkheden doorwerken in het resultaat. Het is ook niet nodig om alle parameters te onderzoeken omdat veel parameters al verwerkt zijn in de referentie G_{ref} volgt uit bodemonderzoek en geldt bij constante e, H, S, c, v, T en m . In het vervolg wordt gewerkt met de volgende functie:

$$G = G_{ref} f(\bar{\sigma}_0, \tau_0, \gamma)$$

2 Werkwijze

Er wordt begonnen met een lineair elastisch model waaraan steeds meer niet-lineaire aspecten worden toegevoegd. Lang niet alle aspecten van (1) zullen worden onderzocht. In dit onderzoek wordt met de volgende stappen van complexiteit gewerkt:

1. Berekening met maximale G modulus. Deze G modulus is ook voor de dynamische berekeningen gebruikt. Deze berekening wordt gedaan om een globale vergelijking te maken tussen het effect van de statische zwaartekrachtbelasting en de dynamische treinbelasting. Deze G modulus volgt uit dynamische sonderingen.

$$G = G_{\max}$$

2. Berekening met G modulus afhankelijk van de effectieve isotrope spanning $\bar{\sigma}_0$. Uit deze berekening volgt na een aantal iteraties de statische spanningsverdeling, waarbij de G modulus van de effectieve isotrope spanning afhangt.

$$G = G_{\max} \cdot f(\bar{\sigma}_0)$$

Deze statische spanningsverdeling wordt gebruikt om (zonder iteraties) de dynamische referentie G modulus te bepalen.

$$G = G_{\max} \cdot f(\bar{\sigma}_1)$$

Hierbij is $\bar{\sigma}_1$ de minst negatieve hoofdspansing (in horizontaal gelaagde grond de horizontale spanning). Dit is de G modulus die gebruikt wordt als referentie G bij de volgende (dynamische) berekeningen.

3. Berekening met G modulus afhankelijk van afschuiving γ ten gevolge van een treinpassage. Deze berekening wordt gedaan om een eventuele tijdelijke verslapping van de grond te modelleren bij een treinpassage. De oplossing wordt bereikt na een aantal iteraties.

$$G = G_{\max} \cdot f(\bar{\sigma}_0, \gamma)$$

4. Berekening met G modulus afhankelijk van het aantal belasting cycli N . Als de G op de lange duur verandert als gevolg van treinbelastingen zouden er extra zettingen kunnen optreden.

$$G = G_{\max} \cdot f(\bar{\sigma}_0, \gamma, N)$$

Binnen Ansys zijn er standaard geen materiaalmodellen die waarmee het niet-lineaire gedrag van grond te modelleren is. De mogelijkheid bestaat wel om na een berekening de materiaal eigenschappen aan te passen en vervolgens met de nieuwe materiaal parameters opnieuw een berekening te doen.

Uit een eerder onderzoek waarbij de tunnel als ligger gemodelleerd is, is gebleken dat massatraagheid bij de boortunnel geen grote invloed heeft (Kamp, 2000). De verplaatsingen onder een stilstaande trein zijn bijna hetzelfde als de verplaatsing onder een trein die met 300 km/uur rijdt. Er zijn daarom voor dit onderzoek alleen statische berekeningen gedaan

2.1 Modelling

Het eindige elementen model is gebaseerd op het GEOVIB voortplantingsmodel. Dit is een Ansys model dat onder andere gebruikt wordt om trillingshinder te voorspellen.

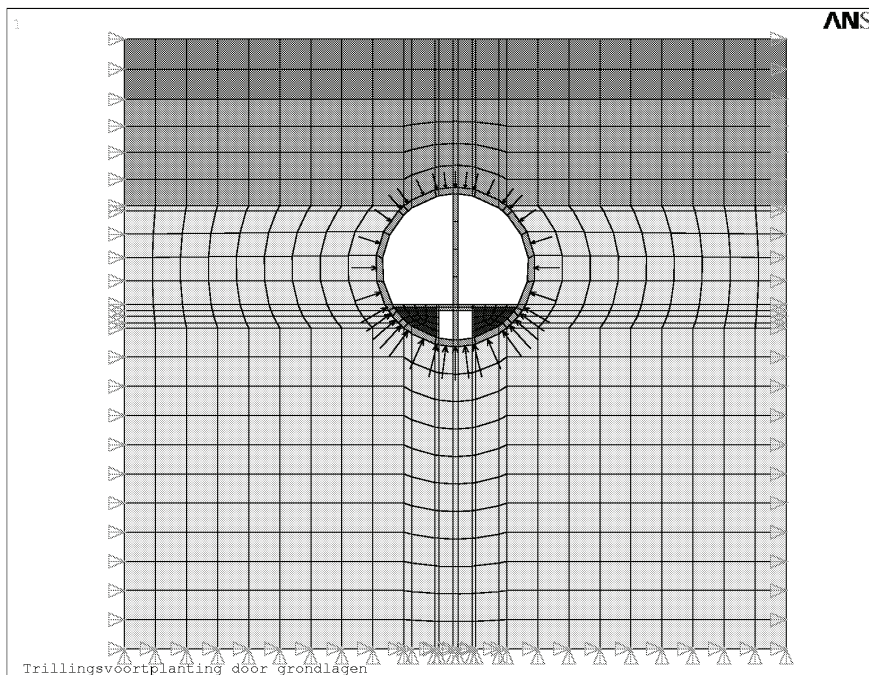
Voor geotechniek zijn de effectieve spanningen van belang. Dit is de totale spanning minus de waterspanning. De effectieve spanningen ten gevolge van de zwaartekracht kunnen normaal gesproken goed worden berekend door van de totale dichtheid van de grond, de dichtheid van het water af te trekken. Het betreft hier een lineair elastisch 1-fase model. Dit betekent dat de twee fasen die in werkelijkheid voorkomen (korrelskelet en water) in de modellering worden samen genomen. Voor de verticale effectieve spanning geldt dan bijvoorbeeld:

$$\bar{\sigma}_v = (\rho_{grond} - \rho_{water})gh$$

Als er een tunnel aanwezig is, dan geldt dit echter niet zonder meer, omdat in de tunnel geen water aanwezig is. Het opdrijvende effect van de tunnel door water wordt in dat geval niet goed gemodelleerd. Hiervoor kan worden gecorrigeerd door op de tunnelwand de hydrostatische waterdruk aan te brengen. Dit is wat in de gebruikte modellering gedaan is. In Figuur 1 is met de pijltjes rond de tunnel aangegeven hoe de hydrostatische druk rond de tunnel verdeeld is. De hydrostatische waterdruk is als volgt gedefiniëerd:

$$p_{water} = \rho_{water}gh$$

Het model is aan de onderzijde opgelegd in alle richtingen. Aan de zijwanden is het model opgelegd in horizontale richting en kan het in verticale richting vrij bewegen. Als het model dan met een zwaartekracht belasting wordt belast, kan het inzakken zonder dat het blijft "hangen" aan de zijranden. Deze randvoorwaarden zijn correct voor de modellering van grond als er geen sprake is van overconsolidatie. Als er wel sprake is van overconsolidatie moeten andere randvoorwaarden worden aangebracht.



Figuur 1: Eindige elementen model met randvoorwaarden en drukbelasting op tunnelwand.

2.2 Verschillende soorten grondopbouw

Er zijn drie verschillende geotechnische profielen die gemodelleerd worden. Het zijn de geotechnische profielen van km22.8, km28.2 en km28.4. Bij km22.8 ligt de tunnel in zijn geheel in het zand. Dit is de situatie die het meest voorkomt. Bij km 28.2 doorsnijdt de tunnel een pleistocene kleilaag die veel slapper is dan het pleistocene zand. De onderkant van de tunnel ligt echter nog steeds in het pleistocene zand. Waarschijnlijk is deze situatie ongunstiger dan wanneer de tunnel geheel in het zand ligt. De situatie bij km28.4 lijkt erg op de situatie van km28.2. Het verschil is dat de gehele onderkant hier in de pleistocene kleilaag ligt. De materiaal parameters die bij de berekeningen gebruikt zijn staan in Tabel 3 Tabel 4 en Tabel 5.

3 G modulus constant per laag

In eerste instantie is de G modulus constant per laag genomen. De gebruikte G moduli zijn de dynamische G moduli. Met deze berekeningen kan gekeken worden hoe groot het effect van de treinbelasting op de spanningen is ten opzichte van de zwaartekracht belasting. Als gevolg van het gewicht van de tunnel wil de tunnel gaan opdrijven in het grondwater.

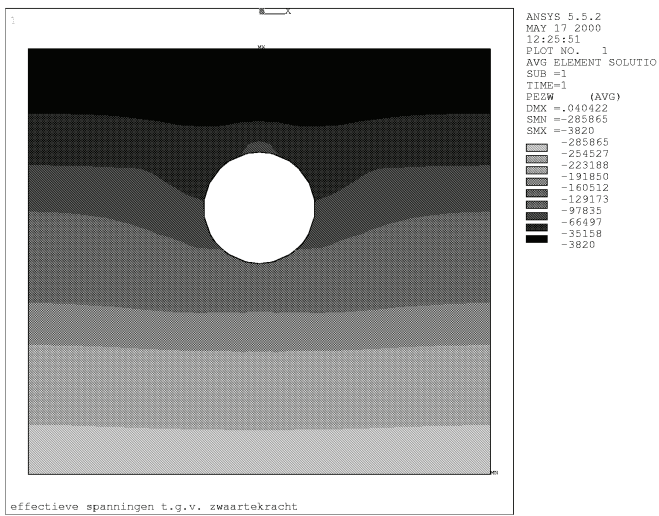
De effectieve spanningen ten gevolge van de zwaartekracht hebben rondom de tunnel een gemiddelde waarde van ongeveer 70000 N/m^2 en variëren tussen 40000 en 100000 N/m^2 (Figuur 2). De bijdrage aan de effectieve spanningen ten gevolge van de treinbelasting is echter veel kleiner. De maximale waarde is hier ongeveer 470 N/m^2 en de minimale waarde -1600 N/m^2 (Figuur 3).

Omdat de bijdrage van de treinbelasting aan de effectieve spanning zeer klein is, zal de effectieve spanning afhankelijke G modulus bijna alleen bepaald worden door de zwaartekrachtbelasting. Het is daarom verantwoord voor de berekening met een van de effectieve spanning afhankelijke G modulus de treinbelasting buiten beschouwing te laten.

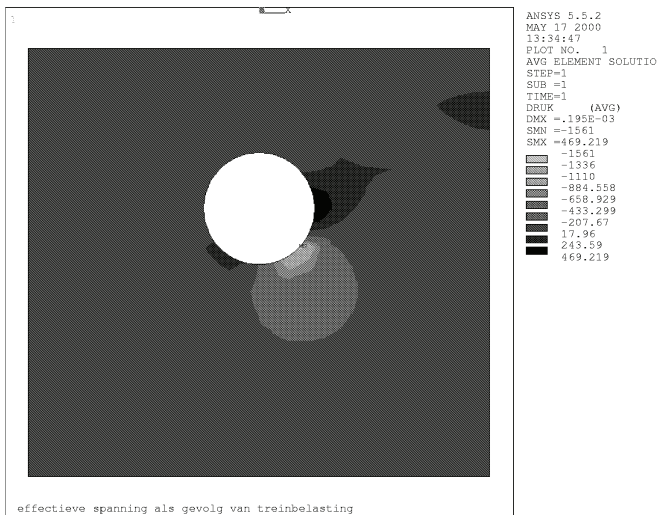
In Figuur 4 is de schuifspanningsverdeling ten gevolge van een treinbelasting te zien. Hierbij is geen rekening gehouden met een eventuele stootfactor. Net als de effectieve spanningsverdeling ten gevolge van een trein is de schuifspanningsverdeling asymmetrisch verdeeld rond de tunnel. Dit is uiteraard een gevolg van de asymmetrische belasting van een trein. Alleen in het geval dat twee treinen elkaar in de tunnel passeren is er een symmetrische spanningsverdeling rond de tunnel te verwachten.

Als alleen de zwaartekracht van belang is voor de waarde van de G modulus is het niet nodig een lang 3D model te gebruiken. De zwaartekracht grijpt immers langs de lengte van de tunnel overal even sterk aan. Een 2D plane strain model is daarom voldoende.

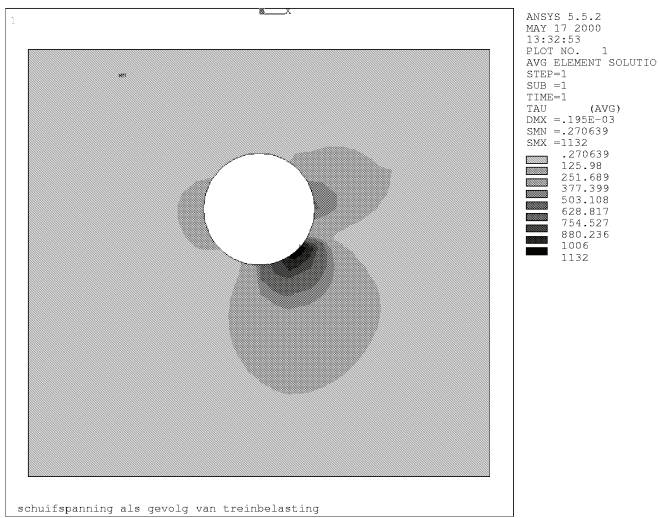
De treinbelasting is belangrijk bij een G modulus die afhangt van de afschuifhoek en bij een G modulus die afhangt van het aantal belastingscycli. De zwaartekracht is immers constant en zal niet voor een cyclische belasting zorgen.



Figuur 2: effectieve spanningen ten gevolge van de zwaartekracht



Figuur 3: effectieve spanning t.g.v. treinbelasting



Figuur 4: schuifspanning t.g.v. treinbelasting

4 Stijfheid afhankelijk van isotrope spanning

In de literatuur wordt de relatie tussen de G modulus en de isotrope spanning vaak beschreven met de volgende relatie:

$$G = G(Pa) \left(\frac{-\bar{\sigma}_0}{Pa} \right)^m \quad (2)$$

Hierbij is:

$G(Pa)$: Referentie waarde G modulus bij 100 kPa.

$\bar{\sigma}_0$: effectieve spanning. Dit is de isotrope spanning min de waterspanning.

Pa : een druk van 100 kPa.

m : een materiaal afhankelijke waarde tussen 0.4 en 0.8. In dit geval wordt een waarde van 0.8 genomen overeenkomstig Tabel 3 uit memo hbr/m/20000417/3.1. van Hans Brinkman (Brinkman, 2000)

Dit betekent dat de stijfheid binnen een grondlaag toeneemt met de diepte omdat de isotrope effectieve spanning zal toenemen met de diepte.

Als er cohesieve kleilagen aanwezig zijn verandert (2) echter. In dat geval geldt::

$$G = G(Pa) \left(\frac{C_0 \cot \phi - \bar{\sigma}_0}{C_0 \cot \phi + Pa} \right)^m \quad (3)$$

Waarbij:

C_0 : Cohesie

ϕ : Hoek van inwendige wrijving

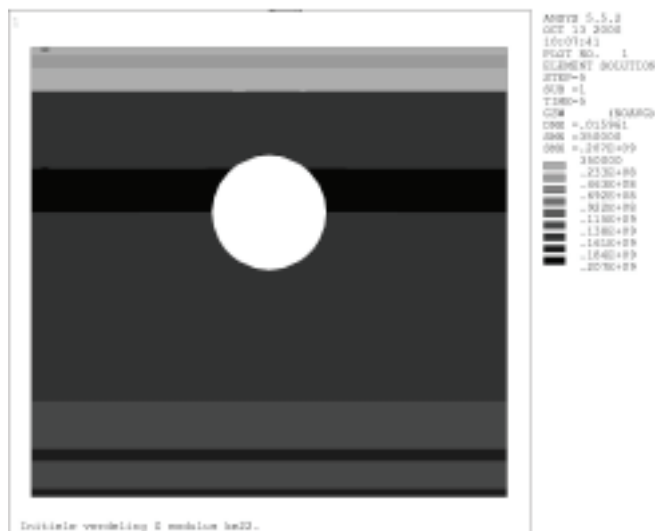
De referentie waarden van de G modulus $G(Pa)$ volgen uit de dynamische sonderingen. Omdat het spanningsniveau in de meeste grondlagen geen 100 kPa is, zijn de waarden die uit de dynamische sondering volgden eerst met behulp van (3) teruggerekend naar een spanningsniveau van 100 kPa. Hierbij is uitgegaan van horizontaal gelaagde grond zonder tunnel.

Uit hoofdstuk 3 bleek dat de isotrope spanning ten gevolge van de zwaartekracht vele malen groter is dan de isotrope spanning ten gevolge van de treinbelasting. Daarom is het voldoende om voor deze berekeningen alleen de zwaartekracht belasting te beschouwen. Een 2D plane strain modellering is in dat geval voldoende.

Vergelijking (3) wordt gebruikt bij de statische spanningssituatie in de bodem. Voor het vervolg, waarbij een treinbelasting wordt gebruikt, is sprake van een unload - reload situatie. In dat geval geldt voor de G modulus (Duncan, 1970):

$$G = G(Pa) \left(\frac{C_0 \cot \phi - \bar{\sigma}_1}{C_0 \cot \phi + Pa} \right)^m \quad (4)$$

Waarbij $\bar{\sigma}_1$ de minst negatieve waarde is van de hoofdspansingen. In horizontaal gelaagde grond is dit de horizontale effectieve spanning. De spanningssituatie die gebruikt is om met vergelijking (4) een verdeling van de G modulus te bepalen, is de statische spanningssituatie berekend met een G modulus verdeling volgens vergelijking (3).



Figuur 5: G modulus constant per grondlaag.

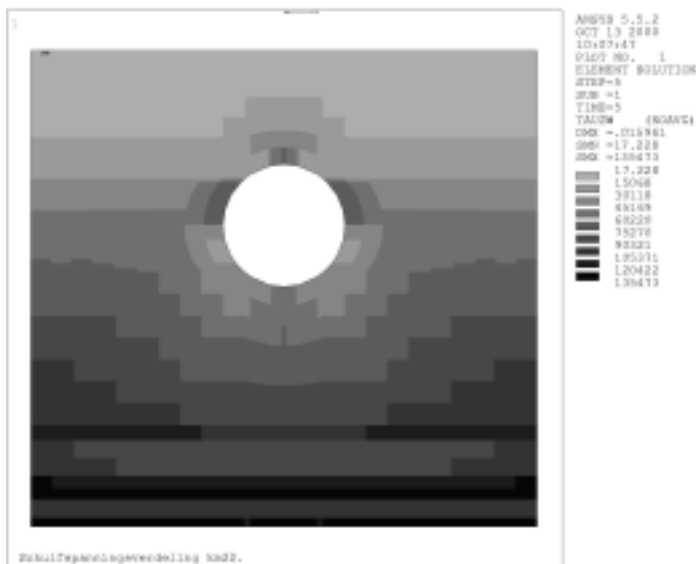
Er is begonnen met een grondopbouw zoals getekend in Figuur 5 waarbij de stijfheid per grondlaag overal dezelfde waarde heeft. De materiaal parameters van deze grondlagen opbouw bij km22.8 staan in Tabel 3. Hierbij is de statische waarde van de dwarscontractie coëfficiënt gebruikt. Met dit model is een zwaartekrachtberekening gedaan waar een isotrope spanningsverdeling uit volgde. Met (3) is vervolgens de G verdeling in het model aangepast en met dit nieuwe model is weer een zwaartekracht berekening gedaan. Dit proces is net zo lang herhaald tot de verdeling van de G modulus niet meer veranderde. Er waren meestal 5 iteraties nodig om tot het eindresultaat te komen.

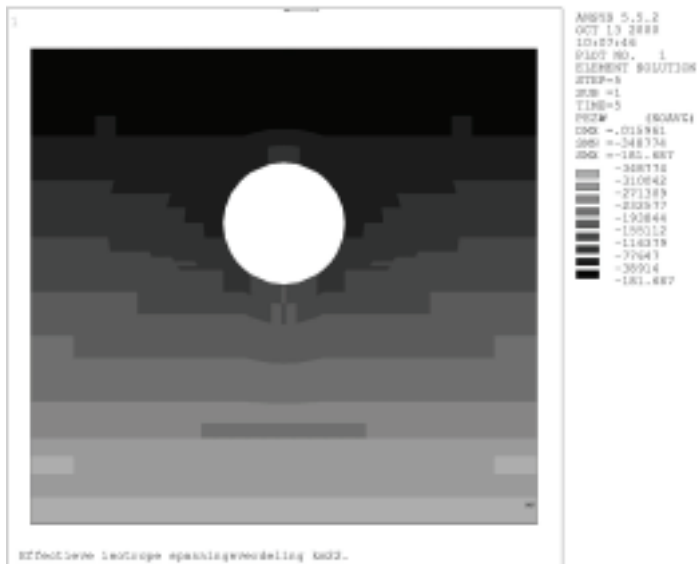
De uiteindelijke spanningsverdeling is gebruikt om met (4) een verdeling van de G modulus in het model te bepalen. Dit is in één keer gedaan, zonder iteraties. In een horizontaal gelaagde grond zou de G verdeling overeen moeten komen met een seismische sondering. Door het opdrijvend effect van de tunnel is de verdeling niet precies horizontaal gelaagd.



Figuur 6: Verdeling G modulus afhankelijk van de effectieve spanning

Het blijkt dat op sommige plaatsen dichtbij de bovenrand van de tunnel de afschuifspanning in de grond ongeveer even groot is als de effectieve spanning (Figuur 7). Volgens het bezwijkcriterium van Mohr Coulomb zou de grond in dat geval bezwijken. Hierdoor zal er een herverdeling van de spanning plaatsvinden en zal ook de uiteindelijke verdeling van de G modulus iets anders zijn in die gebieden. Omdat er gebruik gemaakt is van een lineair elastisch materiaal model wijkt de spanning in de berekeningen hier dus iets af van de werkelijkheid.





Figuur 7 : Verdeling schuifspanningsverdeling (boven) en effectieve spanning (onder).

5 Stijfheid afhankelijk van afschuifrek

Behalve van de effectieve spanning is de G modulus ook van de afschuifrek γ afhankelijk. Het gaat dan om de afschuifrek bij een kortdurende belasting zoals een treinpassage. Bij toenemende afschuifrek zal de stijfheid afnemen. Hierdoor zou het mogelijk kunnen zijn dat de tunnel bij een treinpassage verder zakt dan op grond van een lineair elastische berekening wordt verwacht.

De relatie die hiervoor wordt gebruikt is (Vincent, 1972):

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_R}} \quad (5)$$

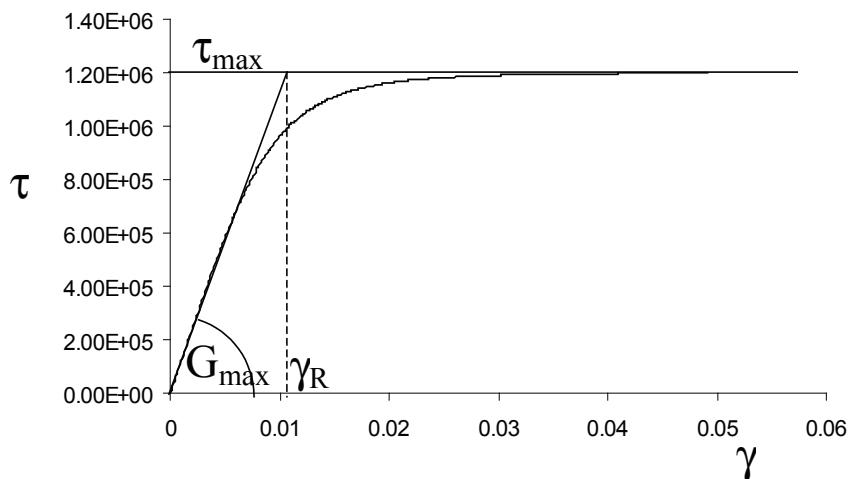
Hierbij is:

G_{\max} : G modulus bij een afschuifrek van 0
 γ : afschuiving

$\gamma_R = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$: referentie afschuiving

τ_{\max} : bezwijkspanning

In Figuur 8 is te zien dat G_{\max} de richtingscoëfficiënt is van de spanning - rek curve voor kleine rekken.



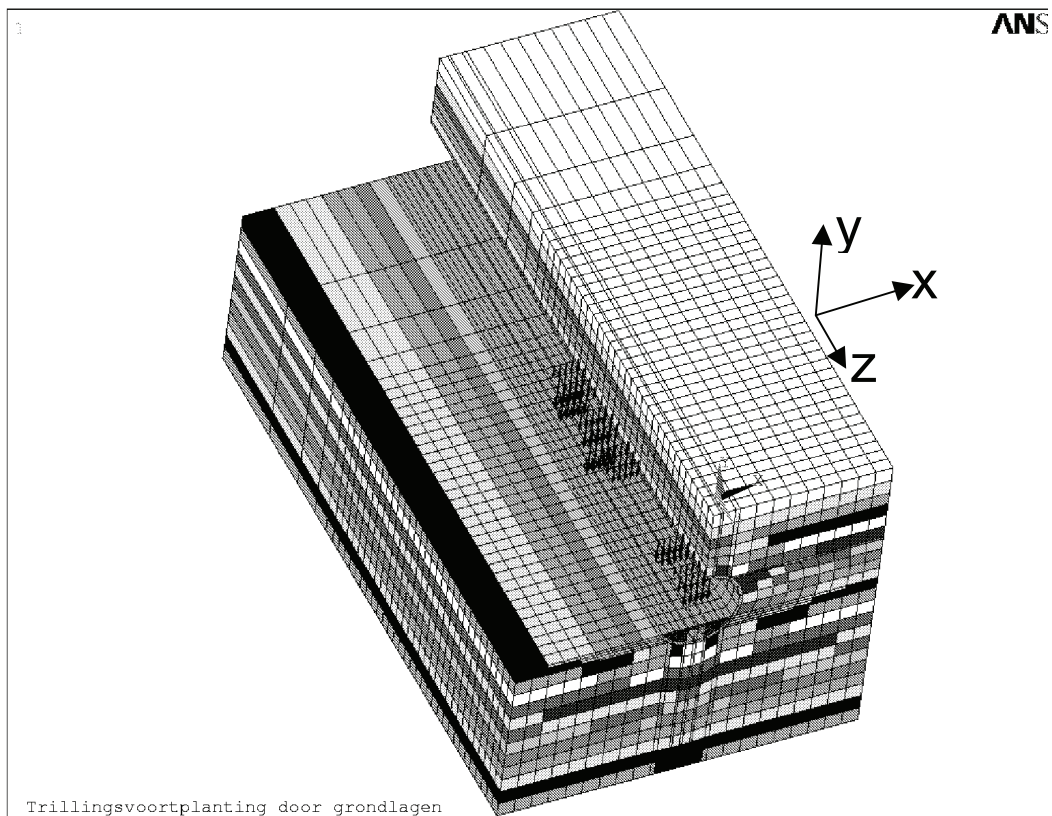
Figuur 8: Betekenis waarden G_{\max} en γ_R .

De hierboven genoemde τ_{\max} is afhankelijk van de statische spannings situatie. In hoofdstuk 1 staat hoe G_{\max} van de effectieve spanning afhangt. Voor τ_{\max} kan

bijvoorbeeld het bezwijkcriterium van Mohr Coulomb gebruikt worden. In dit geval is τ_{\max} de maximale spanning die bij de reeds aanwezige statische spanningssituatie nog kan worden opgenomen.

$$\tau_{\max} = \left\{ \left((\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3) \sin \phi + C_0 \cos \phi \right)^2 - \left(\tau_{\max,stat} \right)^2 \right\}^{1/2}$$

De afschuifrek waar het hier om gaat, is de afschuifrek ten gevolge van de treinbelasting. Aangezien de G modulus als gevolg van de treinbelasting in de lengterichting zal variëren moet voor dit probleem een 3D berekening worden gedaan. Een treinbelasting is slechts van korte duur. Er wordt daarom met de ongedraineerde waarde van de dwarscontractie coëfficiënt gerekend. De G modulus verandert hierdoor niet, de E modulus wel.

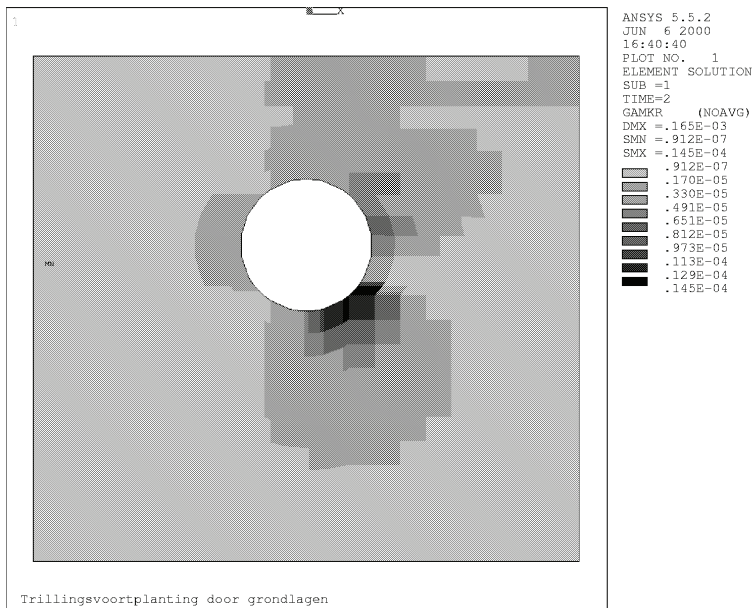


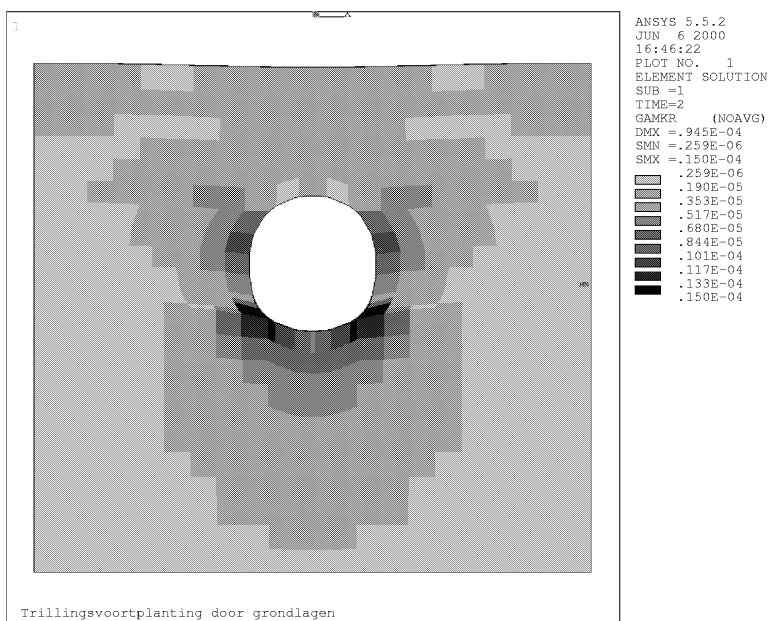
Figuur 9: Geometrie 3D model belast met shuttle trein.

De doorsnede van het 3D model heeft dezelfde geometrie als het uiteindelijke 2D model met een van de effectieve spanning afhankelijke G modulus. De verplaatsingen zijn langs alle verticale randen in horizontale richting opgelegd. Aan de onderzijde zijn de verplaatsingen in alle richtingen opgelegd. De treinbelasting wordt verdeeld over de

knopen die het dichtst in de buurt van de assen liggen en grijpen aan op de bovenkant van de inlay.

De verandering van G zal het grootst zijn bij de grootste afschuifrek. Daarom wordt eerst gekeken welke belasting de grootste afschuifrek tot gevolg heeft. Een Shuttle trein met een 1700 loc is zwaarder dan een Thalys. Om die reden wordt voor de belasting steeds een Shuttle trein gebruikt. Verder is er gekeken of de afschuifrekken veel groter worden als er twee treinen naast elkaar staan. Dit blijkt nauwelijks uit te maken, zoals in Figuur 10 te zien is. De grootste afschuifrek neemt slechts met 3 procent toe. De situatie waarbij twee treinen zich in de tunnel naast elkaar bevinden is echter veel zeldzamer. Daarom wordt in het vervolg met een enkele treinbelasting gerekend.





Figuur 10: Vergelijking afschuifrekverdeling bij enkele (boven) en dubbele (onder) treinbelasting.

6 Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen

Bij een herhaalde belasting kunnen de stijfheid van de grond om de tunnel en de permanente verticale verplaatsing veranderen. Voor de berekening van de statische zakking van de tunnel zullen de stijfheden afnemen. De stijfheden nemen echter toe voor de dynamische belastingen. De herhaalde belasting wordt uitsluitend door de treinbelasting veroorzaakt; de zwaartekracht verandert immers niet.

De referentie waarde van de G modulus voor deze berekeningen is de G modulus afhankelijk van de effectieve spanning zoals die in hoofdstuk 4 is bepaald.

De verwachting is dat het volgende aantal treinen per uur zal gaan rijden:

| periode | aantal treinen per richting per uur |
|---------------|-------------------------------------|
| 2005 - 2010 | 3 Hogesnelheidstreinen |
| | 2 Shuttle treinen |
| 2010 - 2020 | 4 Hogesnelheidstreinen (schatting) |
| | 4 Shuttletreinen (schatting) |
| 2020 en later | 4 Hogesnelheidstreinen (schatting) |
| | 4 Shuttletreinen (schatting) |

Dit resulteert in het volgende totaal aantal treinen.

| aantal dagen / jaren | aantal hsl's per uur | aantal shuffles per uur | aantal uur per dag | aantal hsl's | aantal shuffles |
|----------------------|----------------------|-------------------------|--------------------|--------------|-----------------|
| 10 / - | 3 | 2 | 20 | 600 | 400 |
| 100 / - | 3 | 2 | 20 | 6000 | 4000 |
| 1000 / 3 | 3 | 2 | 20 | 60000 | 40000 |
| 1825 / 5 | 3 | 2 | 20 | 109500 | 73000 |
| 10000 / 27.5 | 4 | 4 | 20 | 763500 | 727000 |
| 100000 / 275 | 4 | 4 | 20 | 7963500 | 7927000 |

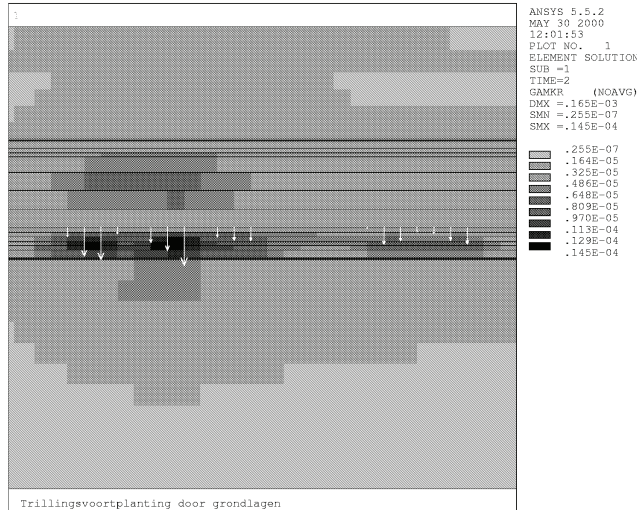
Tabel 1: Totaal aantal treinen na aantal dagen.

Er wordt vanuit gegaan dat de hogesnelheidstrein een thalys is en de shuttletrein een 1700 loc met 8 personenwagens. Per dag zal er twintig uur over het spoor gereden worden. Het lange duur gedrag wordt bepaald door de verandering in de stijfheid en daardoor een verandering van de schuifrek in de tijd.

6.1 Eerste controle: grootte van de afschuifrek

Een eerste controle die bij de berekeningen gemaakt moet worden is of de afschuifhoek ten gevolge van een treinbelasting wel een bepaalde drempelwaarde overschrijdt. Als deze drempelwaarde niet wordt overschreden, zal de stijfheid op de lange duur constant blijven. Figuur 11 laat zien dat de grootste afschuiving precies onder de draaistellen

plaatsvindt. Vaak wordt in de literatuur als drempelwaarde van de maximale afschuifhoek $1e-4$ gebruikt (zie Tabel 2). Uit Figuur 11 blijkt dat de grootste maximale afschuifhoek hier ongeveer een factor 7 onder ligt.



Figuur 11: zijaanzicht van een doorsnede van de grond rond de tunnel bij km 22.8. De pijltjes geven aan hoe de treinbelasting is verdeeld. Duidelijk is te zien dat de grootste maximale afschuifhoek voorkomt onder de draaistellen van de locomotief.

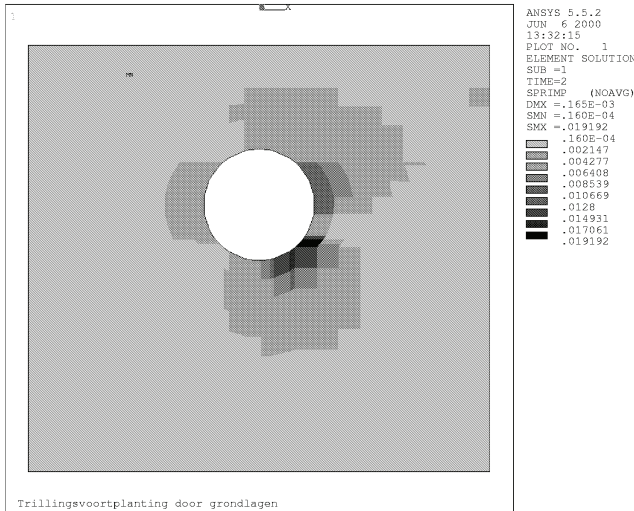
Tabel 2: drempelwaarde van afschuifrek waarbij de G modulus gaat afnemen.

| grondsoort | D_r (%) | type test | dempel van | γ (%) tot | opmerkingen | ref |
|------------|-----------|--------------|------------|------------------|------------------|--------------|
| zand | 77 | simple shear | 0.010 | 0.020 | | Youd (1972) |
| zand | 60 | triaxiaal | 0.012 | 0.028 | | Dobry (1981) |
| 3 zanden | 45-80 | triaxiaal | 0.010 | 0.015 | | Dobry (1982) |
| 2 zanden | 20-60 | triaxiaal | 0.007 | 0.015 | | Dyvik (1984) |
| 8 zanden | alle | triaxiaal | 0.010 | 0.015 | sommige met silt | Dorby (1985) |
| grind | 25-40 | triaxiaal | 0.005 | 0.020 | | Hynes (1988) |
| zanden | ? | | 0.035 | 0.05 | sommige met silt | Kim (1991) |

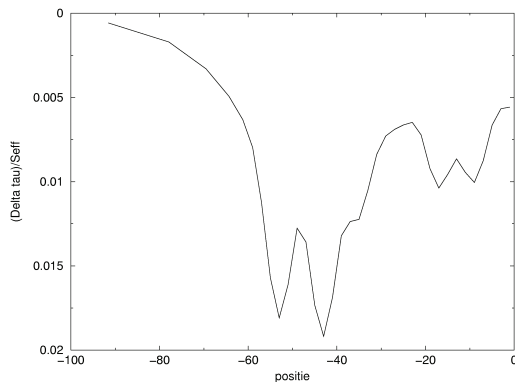
6.2 Tweede controle: grootte van de spanningsrimpel

De verslapping van de bodem op de lange duur is een functie van de wisseling in schuifspanning ten gevolge van de treinbelasting en de totale effectieve spanning. Uit de literatuur volgt dat er geen problemen te verwachten zijn, zolang het quotiënt $\frac{\Delta\tau_{\max}}{\bar{\sigma}_0}$

onder 0.10 blijft. In Figuur 12 is in een doorsnede deze waarde geplot bij het draaistel van de locomotief dat gekoppeld is met de eerste wagon. In Figuur 13 is de waarde geplot in de lengterichting van de tunnel op de plaats van waar de doorsnede (Figuur 12) de maximale waarde heeft.



Figuur 12: Quotiënt $\frac{\Delta\tau}{\sigma_0}$ bij doorsnede tunnel op positie van grootste waarde (dit is onder het draaistel van de locomotief dat met een wagon gekoppeld is).



Figuur 13: Verloop $\frac{\Delta\tau}{\sigma_0}$ langs de tunnel bij belasting door shuttle op plaats in doorsnede van maximale waarde (zie Figuur 12)

7 Resultaten

Er zijn drie verschillende geotechnische profielen die gemodelleerd worden. Het zijn de geotechnische profielen van km22.8, km28.2 en km28.4. De materiaal parameters die bij de berekeningen gebruikt zijn staan in Tabel 3, Tabel 4 en Tabel 5.

Voor grondlaag 38A (pleistocene klei) is een andere waarde van de dwarscontractie genomen dan volgde uit de memo van Hans Brinkman (Brinkman, 2000). In de memo van Hans Brinkman werd een waarde van 0.15 gegeven voor de dwarscontractie van deze laag. Bij deze waarde van de dwarscontractie zou deze grondlaag in zijn geheel bezwijken in de statische situatie op grond van het Mohr Coulomb bezwijk criterium. Dit wordt als niet realistisch beschouwd, Daarom is voor deze laag een dwarscontractie van 0.30 aangenomen.

7.1 Situatie bij km 22.8.

Bij km22.8 ligt de tunnel in zijn geheel in het zand. Dit is de situatie die het meest voorkomt.

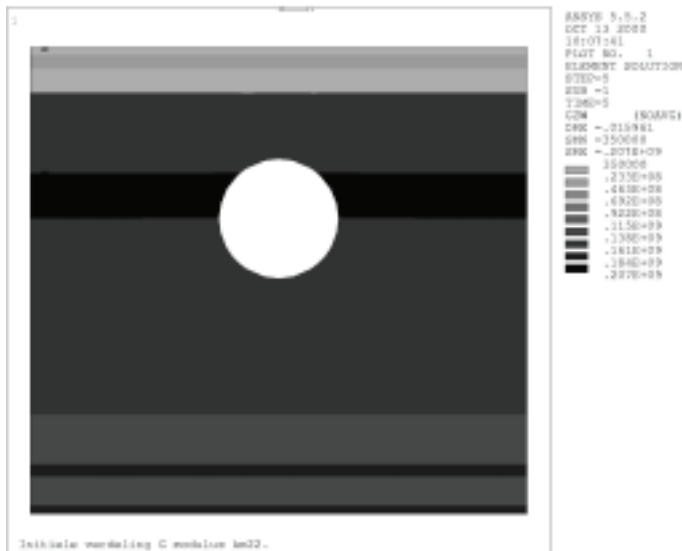
| diepte | dichtheid [kg/m ³] | referentie G modulus [N/m ²] | poisson ratio | poisson ratio ongedrai- neerd | gemiddelde hoek van inwendige wrijving [graden] | gemiddelde effectieve cohesie [N/m ²] | grondsoort | classificatie |
|--------------------|-----------------------------------|--|------------------|--|---|--|------------|---|
| maaiveld (-4.5) | 1050 | 3.50E+05 | 0.45 | 0.49 | 20 | 3000 | OC | Hoofdzakelijk veen |
| -5.5 | 1720 | 3.23E+07 | 0.38 | 0.45 | 28 | 1000 | 7 | Klei, siltig tot sterk siltig, tot zand kleilig |
| -7.1 | 1070 | 8.92E+06 | 0.45 | 0.49 | 20 | 2000 | 4 | Veen |
| -7.7 | 1460 | 2.14E+07 | 0.4 | 0.45 | 22.1 | 4100 | 6 | Klei, siltig, plaatselijk humeus |
| -10 | 1940 | 1.50E+08 | 0.33 | 0.4 | 32.1 | 0 | 8 | Zand, matig grof, siltig |
| -19.7 | 2010 | 1.64E+08 | 0.33 | 0.4 | 36.3 | 0 | 22 | Zand, matig fijn, siltig |
| -25.2 | 2040 | 1.21E+08 | 0.33 | 0.4 | 35 | 0 | 34 | Zand, uiterst grof, fijn grindig |
| -49 | 1960 | 1.13E+08 | 0.30 | 0.45 | 30.1 | 22100 | 38A | Klei, sterk siltig met zandlaagjes |
| -50.8 | 2010 | 1.12E+08 | 0.37 | 0.4 | 31 | 2000 | 38B | Zand, matig grof, siltig met kleilaagjes |
| -55 | 2010 | 9.46E+07 | 0.33 | 0.4 | 30.5 | 0 | 38 | Zand, matig grof, siltig |
| -56.5 | 1960 | 1.13E+08 | 0.30 | 0.45 | 30.1 | 22100 | 38A | Klei, sterk siltig met zandlaagjes |

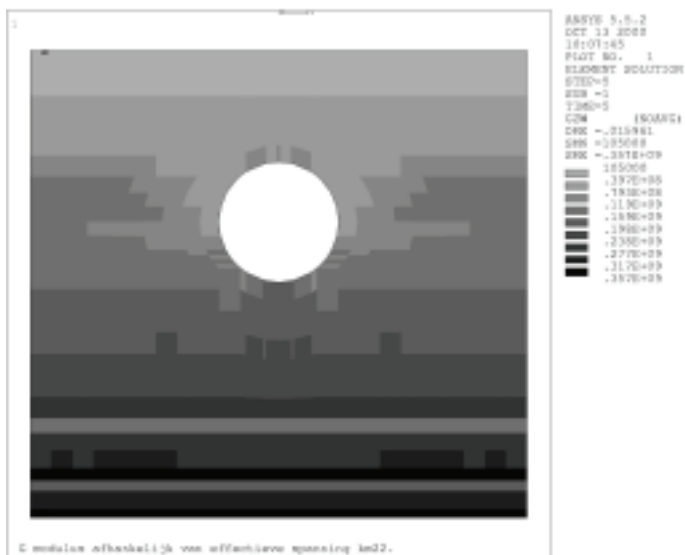
| | | | | | | | | |
|-------|------|----------|------|-----|------|------|-----|---|
| -57.8 | 2010 | 1.12E+08 | 0.37 | 0.4 | 31 | 2000 | 38B | Zand, matig grof, siltig met kleilaagjes |
| -60 | 2010 | 9.46E+07 | 0.33 | 0.4 | 30.5 | 0 | 38 | Zand, matig grof, siltig |

Tabel 3 : materiaal parameters gebruikt bij km 22.8 gebaseerd op HSL memo b/hbr/m/200000417/3.1 en geotechnisch lengteprofiel middenraai.

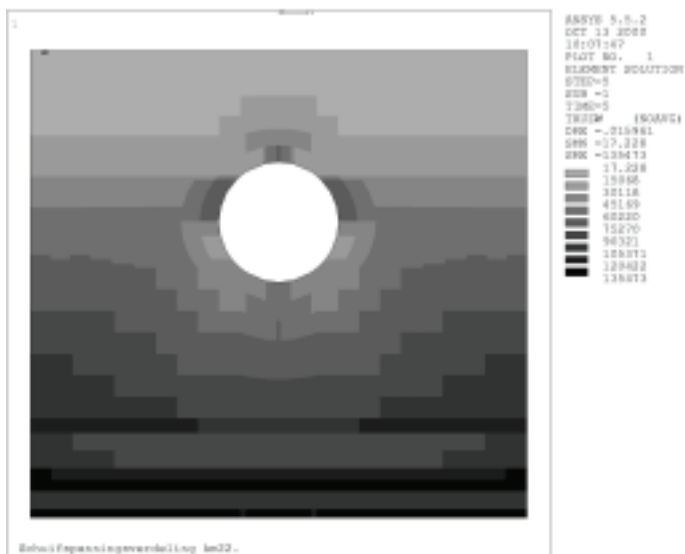
7.1.1. Stijfheid afhankelijk van effectieve spanning

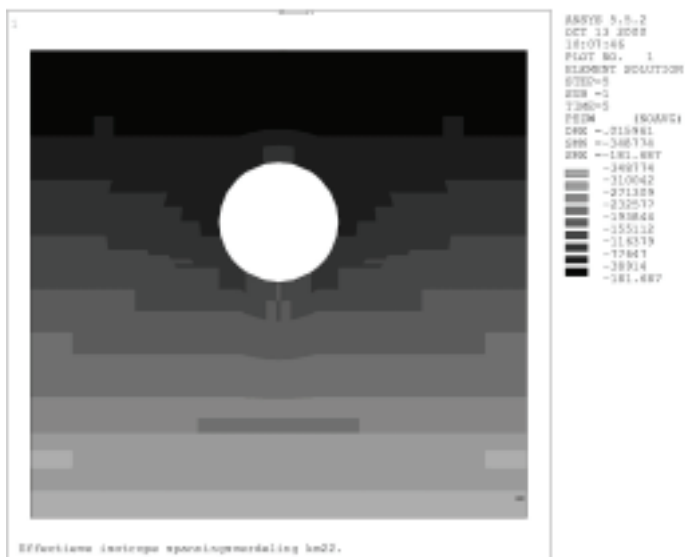
In Figuur 14 is te zien wat de verdeling van de G modulus in de uitgangssituatie en de eindsituatie is. Duidelijk is dat de tunnel er voor zorgt dat de stijfheidsverdeling niet zuiver horizontaal gelaagd is. Op grond van het Criterium van Mohr Coulomb zal de grond op enkele plaatsen rondom de tunnel bezwijken (zie Figuur 15). De werkelijke statische spanningsverdeling zal daarom iets anders zijn dan weergegeven





Figuur 14: Verdeling G modulus. Referentie G modulus (boven) en werkelijke G modulus zoals die in berekening is gebruikt (onder).

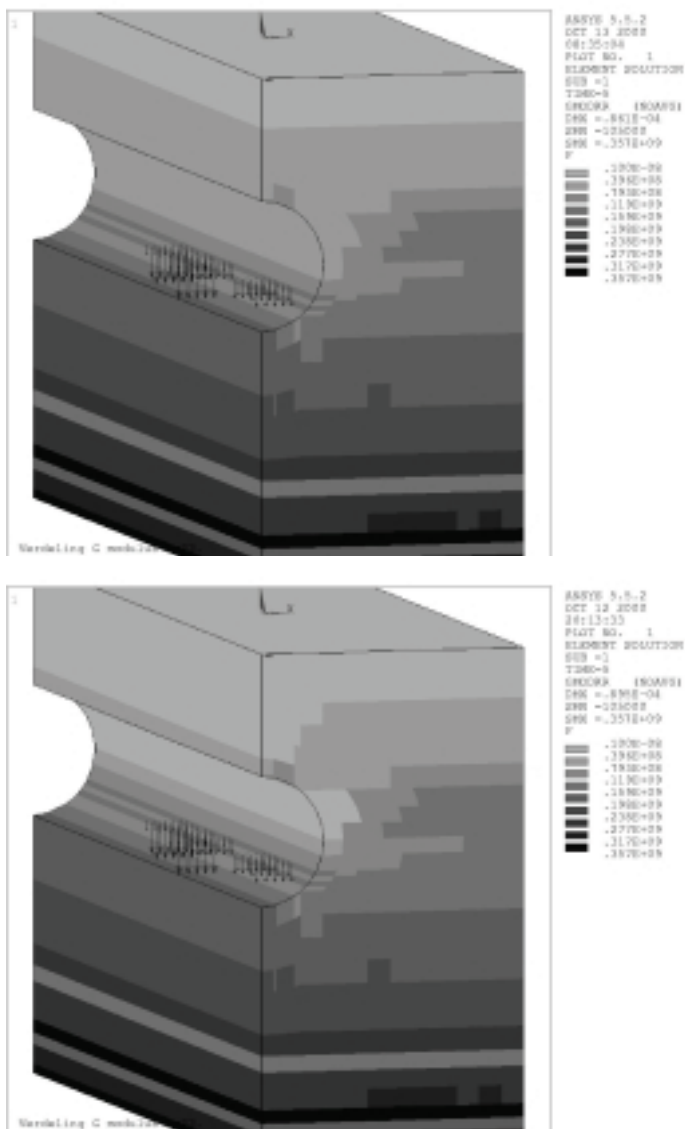




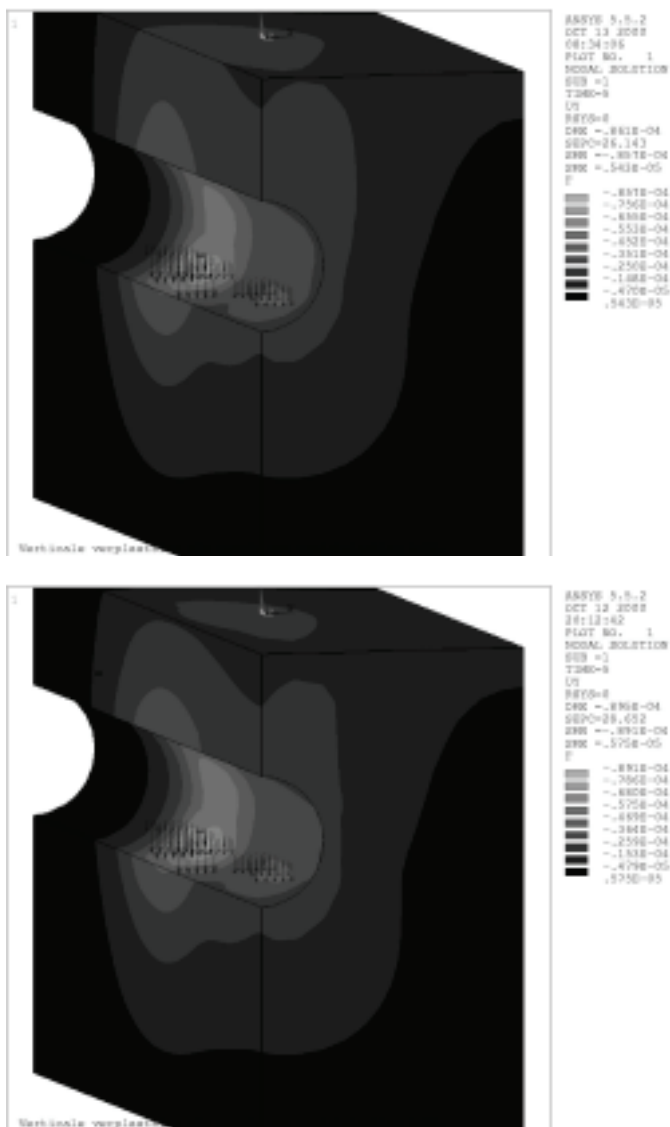
Figuur 15 : Verdeling maximale schuifspanning (boven) en effectieve spanning (onder).

7.1.2. Stijfheid afhankelijk van afschuifhoek

Uit Figuur 16 blijkt dat de G modulus niet in de lengterichting varieert. In werkelijkheid zal de G modulus altijd een heel klein beetje veranderen, maar dat is in deze berekening niet te zien. Dat komt omdat de G in de modellering alleen een aantal discrete waarden kan aannemen. Als de G niet genoeg verandert blijft de G van de elementen hetzelfde. De G modulus is wel veranderd boven en naast de tunnel. Dit zou echter al in de statische situatie gebeurd zijn als er gebruik gemaakt was van een Mohr Coulomb model. Voor deze grondopbouw (km22.8) kan geconcludeerd worden dat de G modulus niet of nauwelijks zal veranderen als gevolg van een instantane treinbelasting. De tunnel zal als gevolg van een treinbelasting niet veel verder zal zakken dan uit een lineair elastisch berekening volgt.



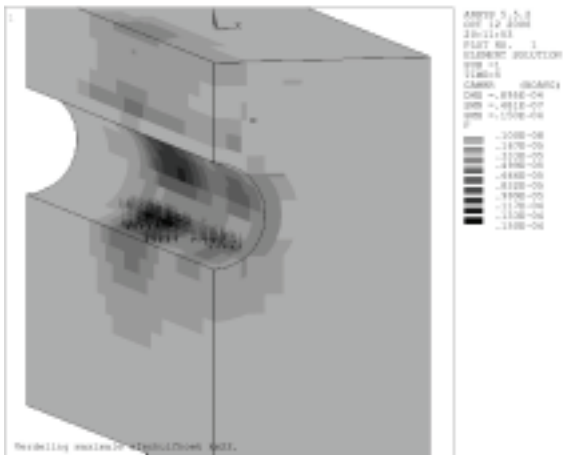
Figuur 16: G modulus niet (boven) en wel (onder) afhankelijk van afschuifrek bij km22.8. Het model is doorgesneden in het vlak $x=0$ (verticale vlak in de lengterichting) om een eventuele variatie in G modulus zichtbaar te maken



Figuur 17 : zinking ten gevolge van treinbelasting zonder verslapping (boven) en met verslapping (onder) als gevolg van afschuifrekken.

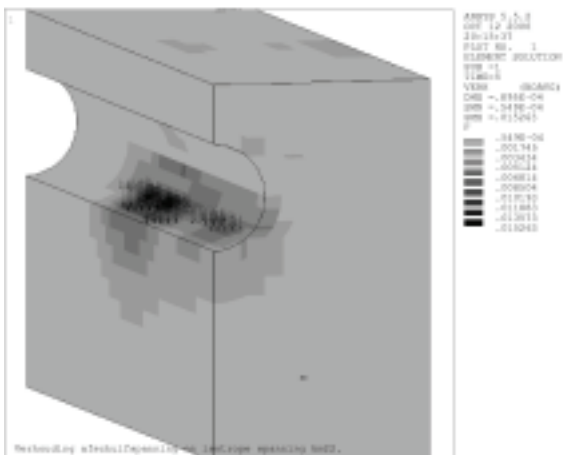
7.1.3. Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen

De grootste afschuifhoek bij km22.8 heeft een waarde van $0.15E-4$ en ligt daarmee ver onder de grenswaarde van $1E-4$ (zie Figuur 18). Op grond van de grootste afschuifhoek in de grond is er daarom geen lange duur gedrag te verwachten bij km22.8.



Figuur 18: Verdeling afschuifhoek bij km22.8

Ook het quotiënt $\frac{\Delta\tau_{\max}}{\sigma_0}$ blijft ver onder de grenswaarde van 0.10. In Figuur 19 is te zien dat deze waarde lang niet gehaald wordt.



Figuur 19: Quotiënt $\frac{\Delta\tau}{\sigma_0}$ bij km22.8 als gevolg van passage shuttle trein.

7.2 Situatie bij km 28.2.

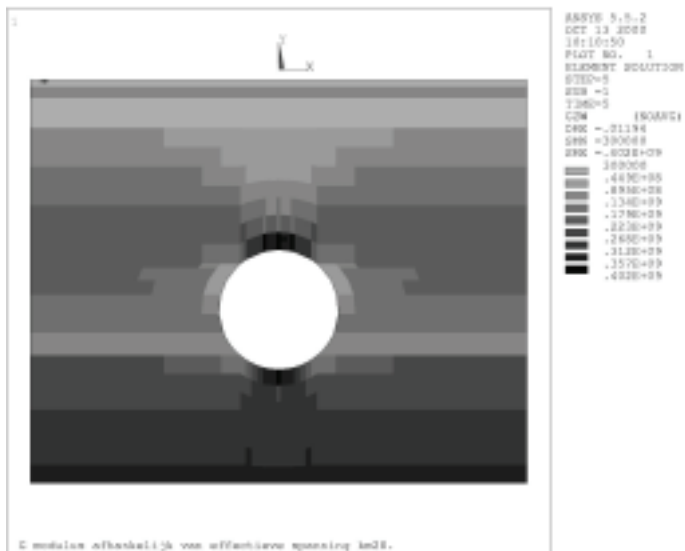
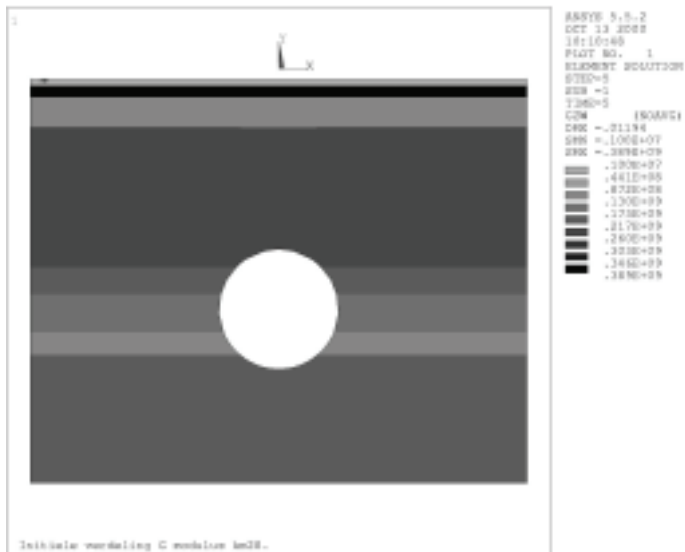
Bij km 28.2 doorsnijdt de tunnel een pleistocene kleilaag die veel slapper is dan het pleistocene zand. De onderkant van de tunnel ligt echter nog steeds in het pleistocene zand. Waarschijnlijk is deze situatie ongunstiger dan wanneer de tunnel geheel in het zand ligt.

| diepte | dichtheid [kg/m ³] | referentie G modulus [N/m ²] | poisson ratio | poisson ratio ongedrai- neerd | gemiddelde hoek van inwendige wrijving [graden] | gemiddelde effectieve cohesie [N/m ²] | grondsoort | classificatie |
|--------------------|-----------------------------------|--|------------------|--|---|--|------------|--|
| maaiveld (-1.2) | 1550 | 1.00E+06 | 0.4 | 0.45 | 20 | 5000 | OB | Hoofdzakelijk klei |
| -2 | 1600 | 3.89E+08 | 0.38 | 0.45 | 22.5 | 2000 | 13 | Klei, zandig met zandlaagjes |
| -3.4 | 1950 | 7.90E+07 | 0.37 | 0.4 | 30 | 0 | 14A | Zand, matig grof, siltig en kleilaagjes |
| -7 | 2040 | 2.24E+08 | 0.33 | 0.4 | 35 | 0 | 14 | Zand, matig grof, siltig |
| -23.9 | 2010 | 1.64E+08 | 0.33 | 0.4 | 36.3 | 0 | 22 | Zand, matig fijn, siltig |
| 27.2 | 2040 | 1.21E+08 | 0.33 | 0.4 | 35 | 0 | 34 | Zand, uiterst grof, fijn grindig |
| -31.8 | 1960 | 1.13E+08 | 0.30 | 0.45 | 30.1 | 22100 | 38A | Klei, sterk siltig met zandlaagjes |
| -34.5 | 2010 | 9.46E+07 | 0.33 | 0.4 | 30.5 | 0 | 38 | Zand, matig grof, siltig |

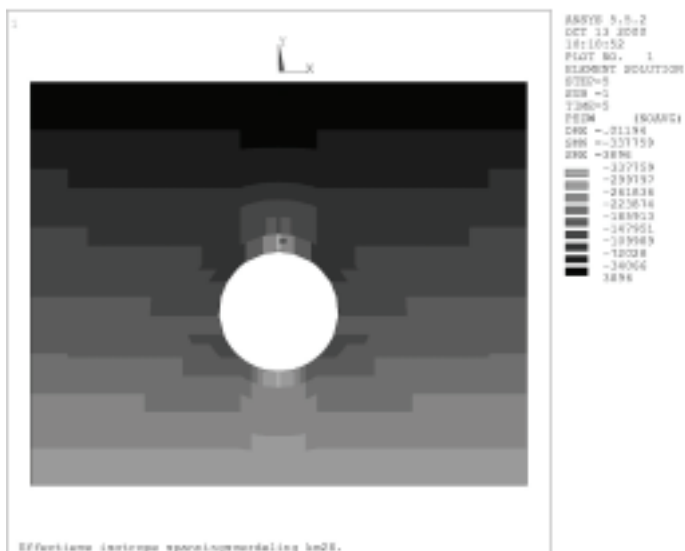
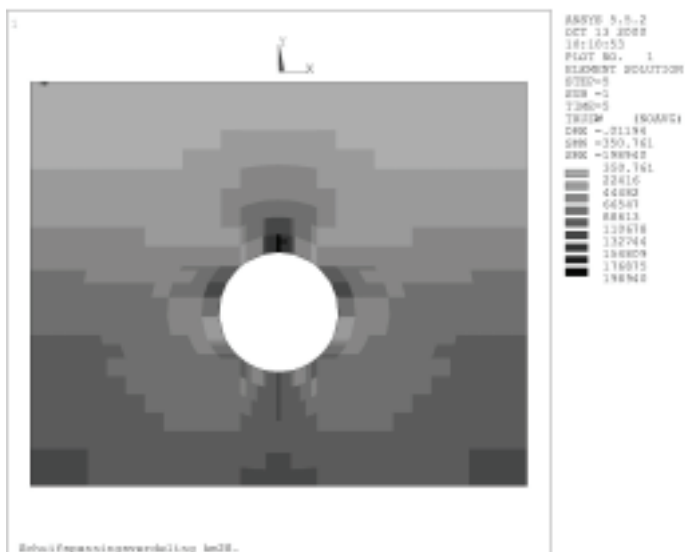
Tabel 4: materiaal parameters gebruikt bij km 28.2 gebaseerd op HSL memo b/hbr/m/200000417/3.1 en geotechnisch lengteprofiel middenraai.

7.2.1. Stijfheid afhankelijk van effectieve spanning

In Figuur 20 is de verdeling van de G modulus in de uitgangssituatie en de eindsituatie te zien. Duidelijk herkenbaar is de relatief slappe kleilaag die door de tunnel doorsneden wordt. Op grond van het Criterium van Mohr Coulomb zal de grond op enkele plaatsen rondom de tunnel bezwijken (zie Figuur 21). De werkelijke statische spanningsverdeling zal daarom iets anders zijn dan weergegeven



Figuur 20: Verdeling G modulus. Referentie G modulus (boven) en werkelijke G modulus zoals die in berekening is gebruikt (onder).

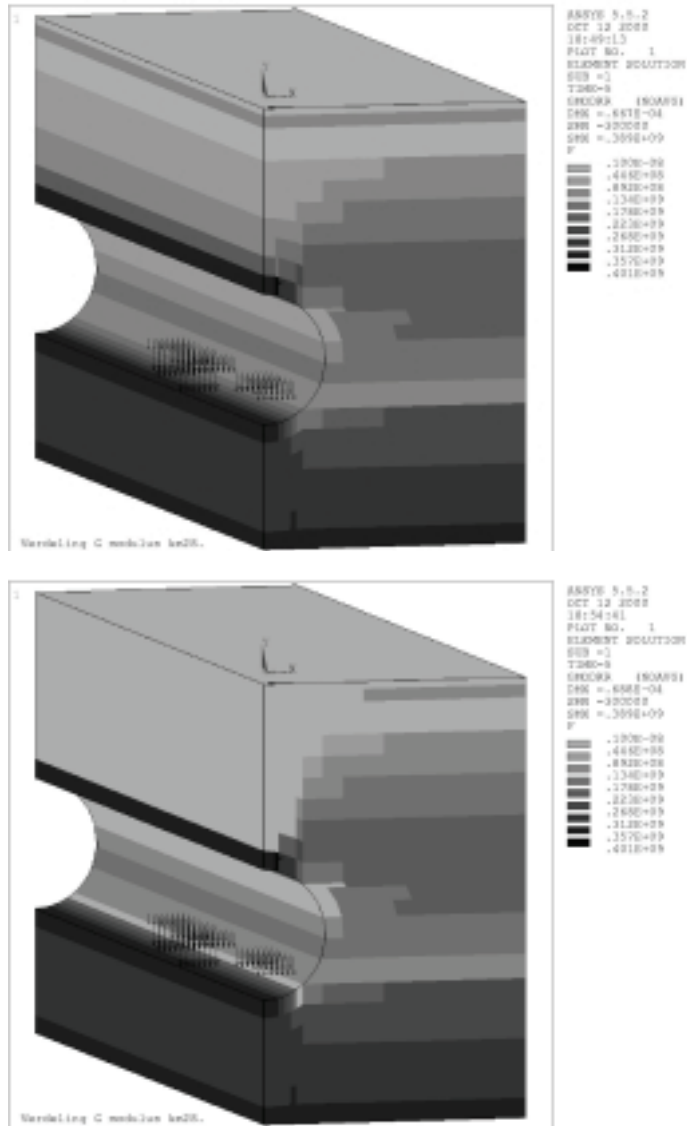


Figuur 21: Verdeling maximale schuifspanning (boven) en isotrope spanning (onder).

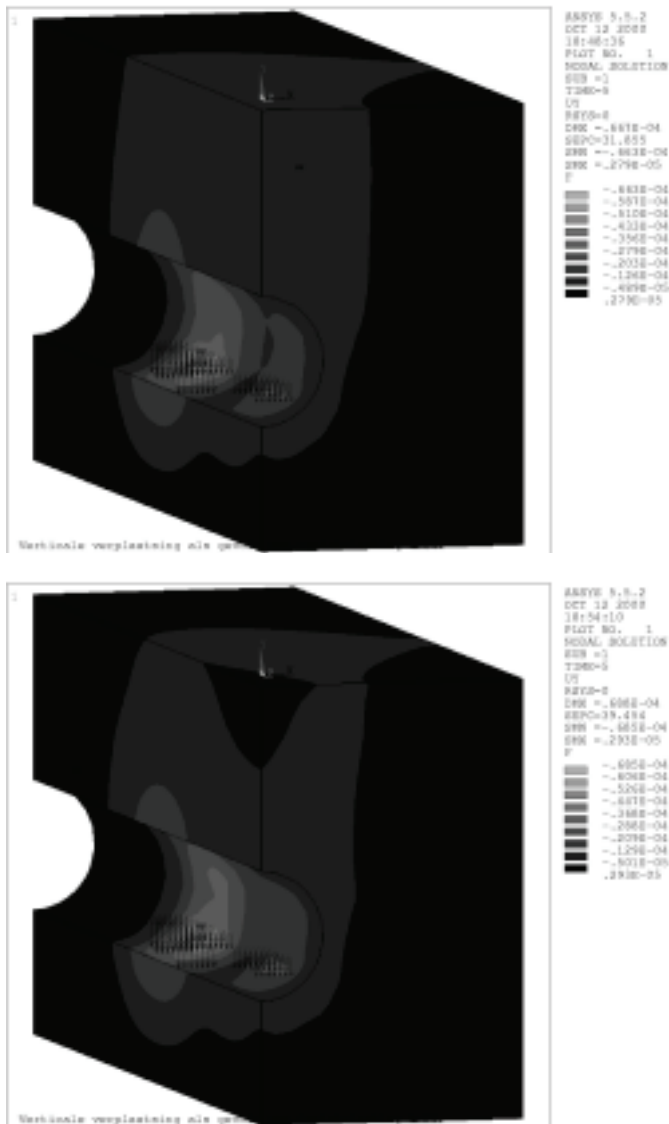
7.2.2. Stijfheid afhankelijk van afschuifhoek

Bij km22.8 is de tunnel volledig omringd door zandgrond. Als de grond om de tunnel minder stijf zou zijn kunnen grotere verplaatsingen en afschuifhoeken verwacht worden. Dit is het geval bij km28.2. Bij km28.2 doorsnijdt de tunnel een kleilaag. Daarom is ook voor km28.2 en een berekening gemaakt. Het uiteindelijke resultaat voor km28.2 is te zien in Figuur 22. Voor km28.2 bleek de toename van de verplaatsingen zeer gering bij een afschuifrek afhankelijke G modulus (Figuur 24). Kennelijk leidt een verslapping van de kleilaag niet tot veel grotere verplaatsingen. Een reden hiervoor is

dat de tunnel op deze locatie aan de onderzijde nog ondersteund wordt door het pleistocene zand.



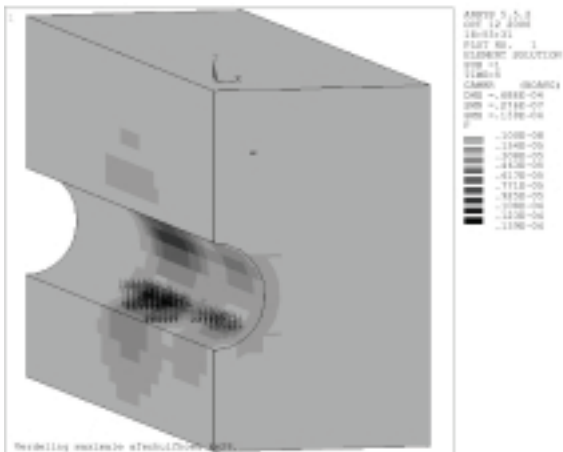
Figuur 22: G modulus niet (boven) en wel (onder) afhankelijk van afschuifrek bij km28.2. Het model is doorgesneden in het vlak $x=0$ (verticale vlak in de lengterichting) om een eventuele variatie in G modulus zichtbaar te maken



Figuur 23 : zinking ten gevolge van treinbelasting zonder verslapping (boven) en met verslapping (onder) als gevolg van afschuifrekken.

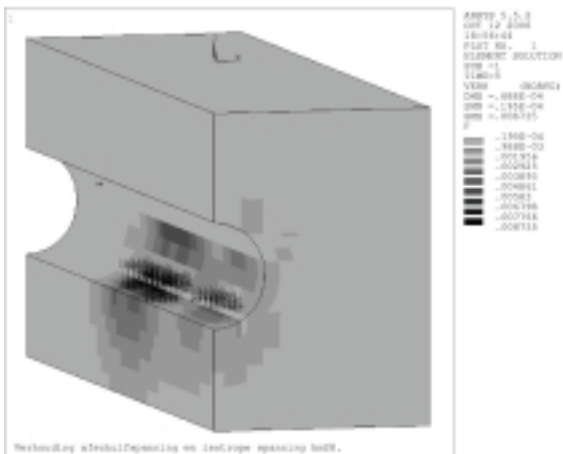
7.2.3. Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen

Bij km28.2, waar de tunnel gedeeltelijk in het pleistocene klei ligt, zou de grootste afschuifhoek groter kunnen zijn vanwege de lagere stijfheid van klei. Dit blijkt echter niet het geval te zijn. Uit Figuur 24 blijkt dat de grootste afschuifhoek kleiner is dan bij km22.8. De grootste afschuifhoek zit precies op de grens van klei en zand in het klei. De element verdeling is vrij grof. De afschuifhoek zou iets groter kunnen zijn als er een fijnere element verdeling wordt gebruikt.



Figuur 24: afschuivingsverdeling bij km28.2 als gevolg van treinbelasting.

Het quotiënt $\frac{\Delta \tau_{\max}}{\bar{\sigma}_0}$ blijft echter ver onder de grenswaarde van 0.10. In Figuur 25 is te zien dat deze waarde lang niet gehaald wordt. Bij een fijnere element verdeling zal $\frac{\Delta \tau_{\max}}{\bar{\sigma}_0}$ nog ver onder de grenswaarde van 0.10 blijven. Het is daarom niet nodig een fijnere element verdeling toe te passen. Er zal op deze locatie geen lange duur gedrag van de grond optreden.



Figuur 25: Quotiënt $\frac{\Delta \tau}{\bar{\sigma}_0}$ bij km28.2 als gevolg van passage shuttle trein.

7.3 Situatie bij km 28.4.

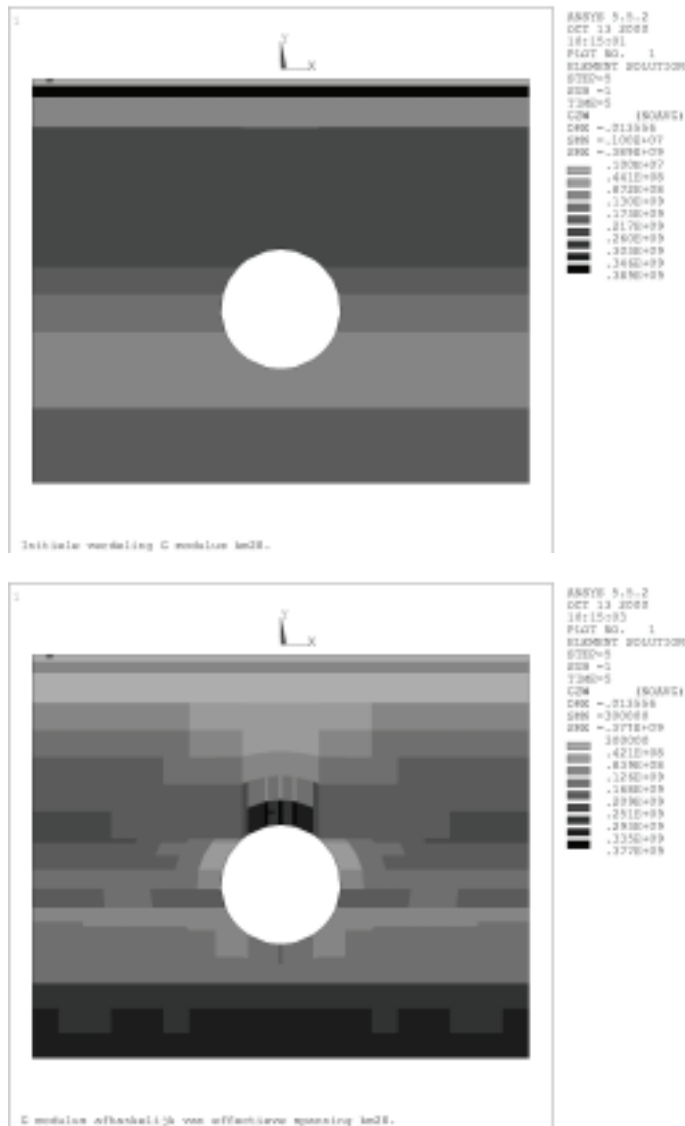
De situatie bij km28.4 lijkt erg op de situatie van km28.2. Het verschil is dat de gehele onderkant hier in de pleistocene kleilaag ligt. Als de kleilaag hier verslapt, dan zijn er grotere verplaatsingen te verwachten dan bij km28.2.

| diepte | dichtheid [kg/m ³] | referentie G modulus [N/m ²] | poisson ratio | poisson ratio ongedrai- neerd | gemiddelde hoek van inwendige wrijving [graden] | gemiddelde effectieve cohesie [N/m ²] | grondsoort | classificatie |
|--------------------|-----------------------------------|--|------------------|--|---|--|------------|--|
| maaiveld (-1.2) | 1550 | 1.00E+06 | 0.4 | 0.45 | 20 | 5000 | OB | Hoofdzakelijk klei |
| -2 | 1600 | 3.89E+08 | 0.38 | 0.45 | 22.5 | 2000 | 13 | Klei, zandig met zandlaagjes |
| -3.4 | 1950 | 7.90E+07 | 0.37 | 0.4 | 30 | 0 | 14A | Zand, matig grof, siltig en kleilaagjes |
| -7 | 2040 | 2.24E+08 | 0.33 | 0.4 | 35 | 0 | 14 | Zand, matig grof, siltig |
| -23.9 | 2010 | 1.64E+08 | 0.33 | 0.4 | 36.3 | 0 | 22 | Zand, matig fijn, siltig |
| 27.2 | 2040 | 1.21E+08 | 0.33 | 0.4 | 35 | 0 | 34 | Zand, uiterst grof, fijn grindig |
| -31.8 | 1960 | 1.13E+08 | 0.30 | 0.45 | 30.1 | 22100 | 38A | Klei, sterk siltig met zandlaagjes |
| -41 | 2010 | 9.46E+07 | 0.33 | 0.4 | 30.5 | 0 | 38 | Zand, matig grof, siltig |

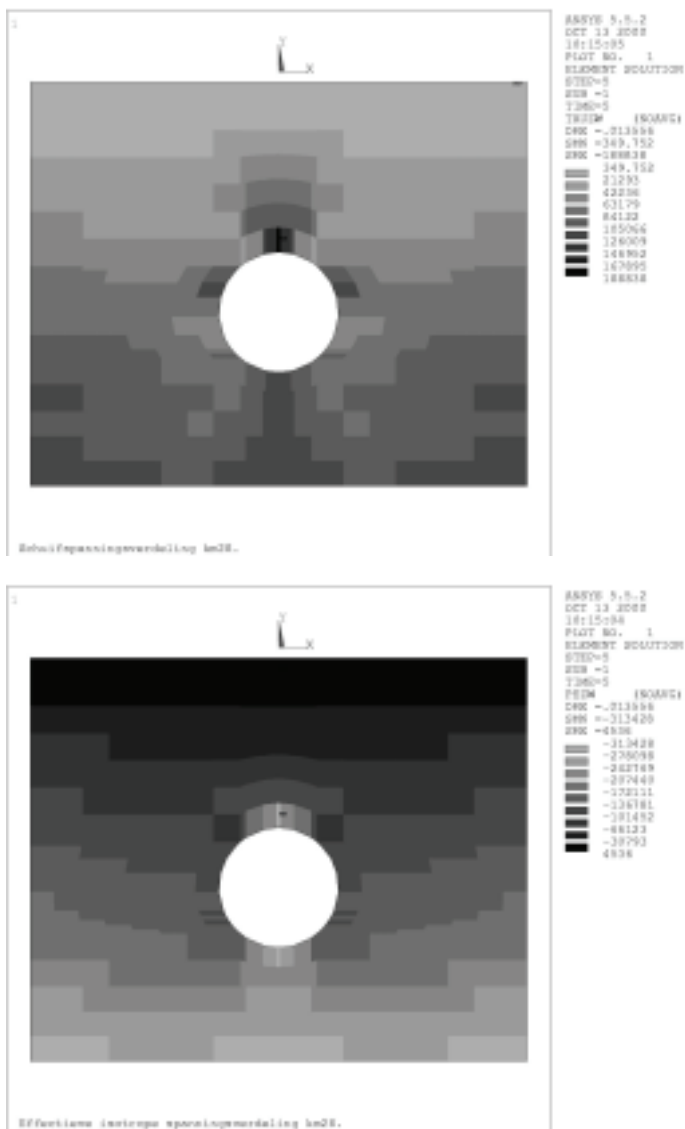
Tabel 5: materiaal parameters gebruikt bij km 28.4 gebaseerd op HSL memo b/hbr/m/200000417/3.1 en geotechnisch lengteprofiel middenraai.

7.3.1. Stijfheid afhankelijk van isotrope spanning

In Figuur 26 is de initiële en effectieve spanning afhankelijke verdeling van de G modulus te zien. Het verschil met de situatie bij km28.2 is dat de kleilaag doorloopt tot onder de tunnel. Op grond van het Criterium van Mohr Coulomb zal de grond op enkele plaatsen rondom de tunnel bezwijken (zie Figuur 27). De werkelijke statische spanningsverdeling zal daarom iets anders zijn dan weergegeven.



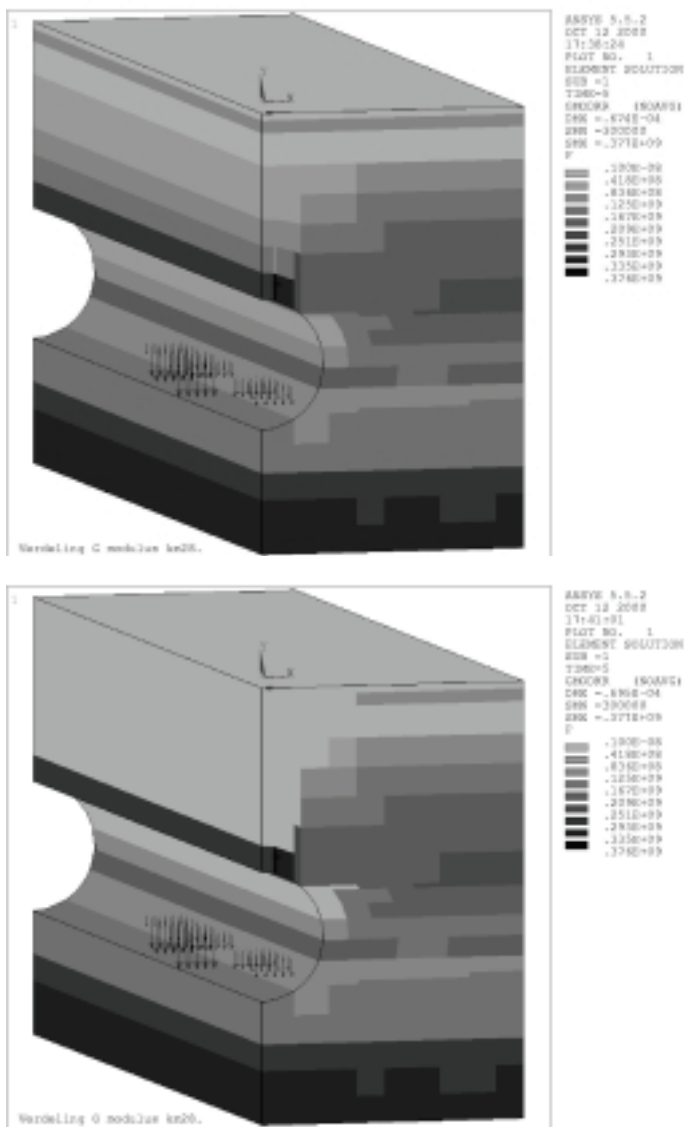
Figuur 26: Verdeling G modulus. Initiële G modulus (boven) en werkelijke G modulus zoals die in berekening is gebruikt (onder).



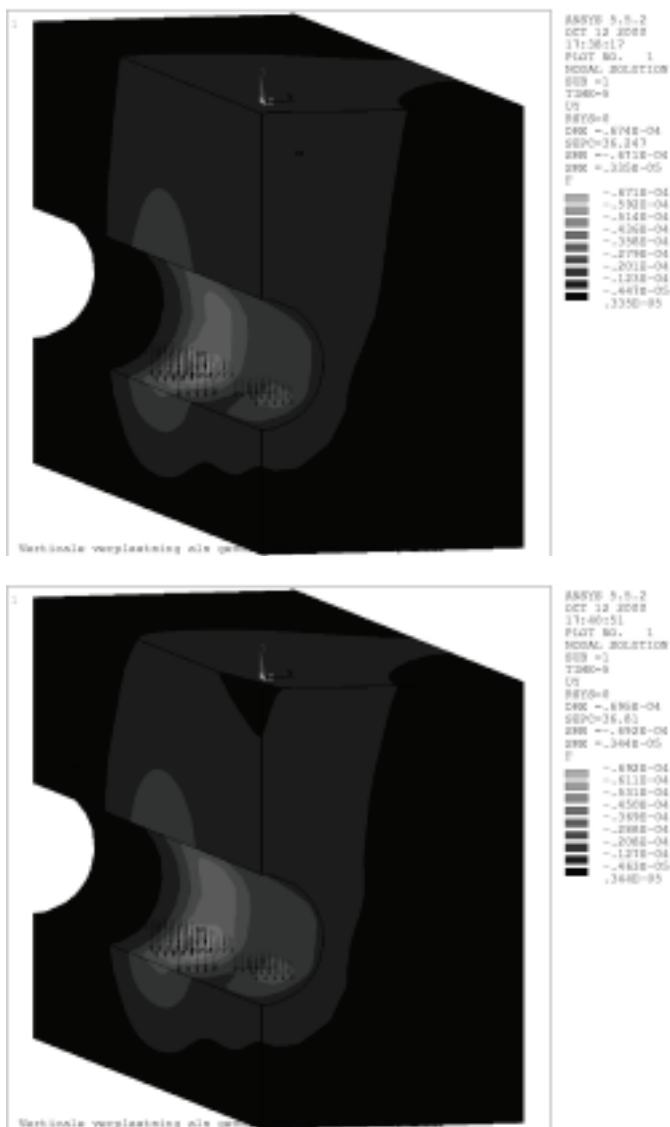
Figuur 27: Verdeling maximale schuifspanning (boven) en isotrope spanning (onder).

7.3.2. Stijfheid afhankelijk van afschuifhoek

Bij km28.4 bleek de grond weinig te verslappen ten gevolge van de rekken veroorzaakt door een treinbelasting. (Figuur 28). De tunnel ligt hier aan de onderzijde geheel in de klei. De verticale verplaatsingen blijven bij een verslapping van de G modulus afhankelijk van de afschuifrek bijna gelijk. Indien de grond verslapt ten gevolge van afschuiving blijven de verticale verplaatsingen beperkt tot minder dan 0.1 mm (Figuur 29).



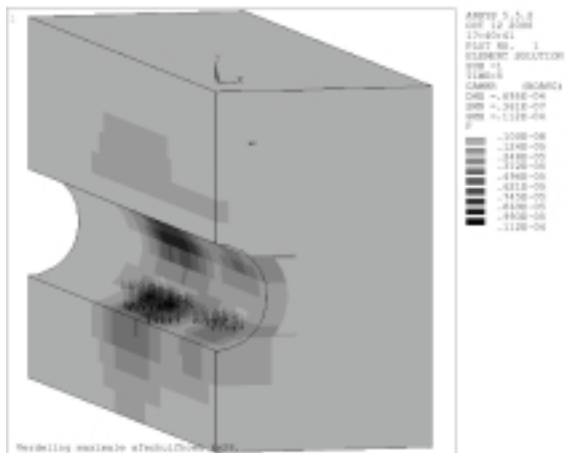
Figuur 28: Verdeling G modulus niet (boven) en wel (onder) afhankelijk van afschuiving t.g.v. treinbelasting.



Figuur 29 : zakking ten gevolge van treinbelasting zonder verslapping (boven) en met verslapping (onder) als gevolg van afschuifrekken.

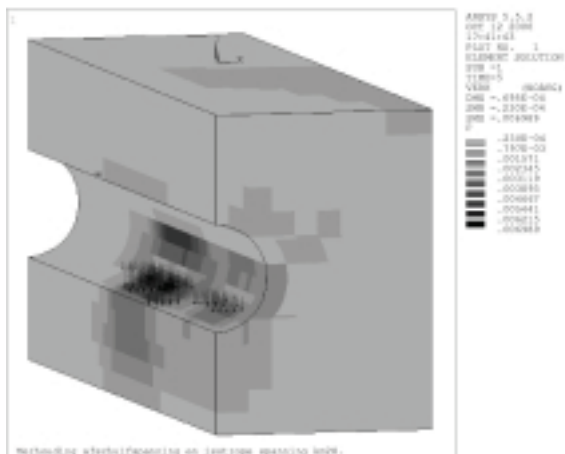
7.3.3. Stijfheid afhankelijk van aantal belastingen

Bij km28.4 ligt de onderkant van de tunnel in zijn geheel in de klei. Er is daar dus geen pleistocene zandlaag die de tunnel van onder ondersteunt. Als hier de klei op de lange duur verslapt dan zou dat op de lange duur tot extra zettingen kunnen leiden. In Figuur 30 is te zien dat bij een grove mesh verdeling de grootste afschuifhoek een waarde van $0.41E-4$ heeft. Bij een fijnere elementen verdeling zal dit tot een waarde in de buurt van $1E-4$ kunnen komen.



Figuur 30: Verdeling maximale afschuifhoek als gevolg van treinbelasting bij km28.4.

Het quotiënt $\frac{\Delta\tau_{\max}}{\bar{\sigma}_0}$ blijft echter ver onder de grenswaarde van 0.10. In Figuur 31 is te zien dat deze waarde lang niet gehaald wordt. Bij een fijnere element verdeling zal $\frac{\Delta\tau_{\max}}{\bar{\sigma}_0}$ nog ver onder de grenswaarde van 0.10 blijven. Het is daarom niet nodig een fijnere element verdeling toe te passen. Er zal op deze locatie geen lange duur gedrag van de grond optreden.



Figuur 31: Quotiënt $\frac{\Delta\tau}{\bar{\sigma}_0}$ bij km28.4 als gevolg van passage shuttle trein.

8 Conclusies

- De statische spanningen ten gevolge van de zwaartekracht zijn bij de grond rondom de tunnel veel groter dan de tijdelijke spanningen ten gevolge van een treinbelasting.
- In de statische situatie is rondom de tunnel op sommige plaatsen de afschuifspanning groot ten opzichte van de isotrope effectieve spanning. Met een Mohr Coulomb materiaal model zal de grond hier bezwijken en zal er een andere spanningsverdeling ontstaan dan bij een lineair elastisch model.
- De verslapping die optreedt als gevolg van de maximale afschuifhoeken leidt in de meeste gevallen tot een zeer kleine toename van de verplaatsingen. De absolute grootte van de verplaatsingen blijft beperkt tot minder dan 0.1mm.
- Op de lange duur zijn er geen extra zettingen te verwachten ten gevolge van de cyclische belasting door De spanningsrimpel is hiervoor te laag. en ook de afschuifhoeken zijn in de meeste gevallen gering.

9 Literatuur

- [1] Kamp C.L. **Boortunnel Groene Hart**, *Onderzoek naar het dynamisch liggedrag van de tunnel bij treinpassages in het vrije veld. Modelling als Timoshenko beam*. Projectorganisatie Hogesnelheidslijn Zuid, 2000
- [2] Brinkman H. **Memo boortunnel team hbr/m/20000417/3.1**. *Update parameterset gemiddelde waarden*, Projectorganisatie Hogesnelheidslijn-Zuid, 2000
- [3] Youd, L. T. *Compaction of sands by repeated shear straining*. J. Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, 98(7), 709-725, 1972
- [4] Dobry, R., Yokel, F. Y., and Ladd, R. S. *Liquefaction potential of overconsolidated sands in moderately seismic areas*. Proc., Conf. on Earthquakes and Earthquake Engrg. in Eastern U.S., Knoxville, Tenn., Ann Arbor Science Publishers Inc., Ann Arbor, Mich., Vol. 2, 643-664, 1981
- [5] Dorby, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M., and Powell, D. *Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method*. Nat. Bureau of Standards Build. Sci. Series 138, Washington, D.C., 1982
- [6] Dyvik, R., Dorby, R., Thomas, G. E., and Pierce, W. G. *Influence of consolidation shear stresses and relative density on threshold strain and pore pressure during cyclic straining of saturated sands*. Miscellaneous Paper GL-84-15, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C., 73, 1984
- [7] Hynes-Griffin, M. E. *Pore pressure generation characteristics of gravel under undrained cyclic loading*. PhD thesis, University of California, Berkeley, Calif., 1988
- [8] Kim, D.-S., Stokoe, K. H., and Hudson, W. R. *Deformation characteristics of soils at small to intermediate strains from cyclic tests*. Res. Rep. Nol 1177-3, Ctr. Transp. Res., Bureau of Engrg. Res., Univ. of Texas at Austin, Austin, Tex. 1991
- [9] Duncan, J. M. and Chin-Yung, C. *Nonlinear analyses of stress and strain in soils*. J. Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, 96(5), 1629-1653, (1970)
- [10] Vincent, P. and Drnevich, M. . *Undrained cyclic shear of saturated sand*. J. Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE, 98(8), 807-825, (1972)

Colofon

Opdrachtgever Projectorganisatie HSL-Zuid, Projectbureau Noordelijk Holland
ir. P. Jovanovic

Uitgave Holland Railconsult

Grote Projecten
Vakgroep Geotechniek, Milieu, Dynamica en Vergunni

Daalse Kwint R2.33
Daalseplein 101
3500 GW Utrecht

Telefoon 030 - 265 3670

Telefax 030 - 265 3581

Auteur Drs. W. Gardien
Adviseur Dynamica

Projectnummer 4823NOH

Bijlage I: Aslastenstels

| afstand [m] | aslast [N] |
|-------------|------------|
| 0 | -170000 |
| -3 | -170000 |
| -14 | -170000 |
| -17 | -170000 |
| -20.275 | -163000 |
| -23.275 | -163000 |
| -38.975 | -170000 |
| -41.975 | -170000 |
| -57.675 | -170000 |
| -60.675 | -170000 |
| -76.375 | -170000 |
| -79.375 | -170000 |
| -95.075 | -170000 |
| -98.075 | -170000 |
| -113.775 | -170000 |
| -116.775 | -170000 |
| -132.475 | -170000 |
| -135.475 | -170000 |
| -151.175 | -170000 |
| -154.175 | -170000 |
| -169.875 | -163000 |
| -172.875 | -163000 |
| -176.15 | -170000 |
| -179.15 | -170000 |
| -190.15 | -170000 |
| -193.15 | -170000 |

Tabel 6 : aslastenstelsel thalys

| afstand [m] | aslast[N] |
|-------------|-----------|
| 0.00 | -215055 |
| -2.80 | -215055 |
| -9.69 | -215055 |
| -12.49 | -215055 |
| -17.41 | -99500 |
| -19.97 | -99500 |
| -36.41 | -99500 |
| -38.97 | -99500 |
| -43.81 | -99500 |
| -46.37 | -99500 |
| -62.81 | -99500 |
| -65.37 | -99500 |
| -70.21 | -99500 |
| -72.77 | -99500 |
| -89.21 | -99500 |
| -91.77 | -99500 |
| -96.61 | -99500 |
| -99.17 | -99500 |
| -115.61 | -99500 |
| -118.17 | -99500 |
| -123.01 | -99500 |
| -125.57 | -99500 |
| -142.01 | -99500 |
| -144.57 | -99500 |
| -149.41 | -99500 |
| -151.97 | -99500 |
| -168.41 | -99500 |
| -170.97 | -99500 |
| -175.81 | -99500 |
| -178.37 | -99500 |
| -194.81 | -99500 |
| -197.37 | -99500 |
| -202.21 | -99500 |
| -204.77 | -99500 |
| -221.21 | -99500 |
| -223.77 | -99500 |

Tabel 7: aslastenstelsel shuttle trein