

# Bouwput A2 Tunnel Maastricht

## Diepe ontgraving en kerende wanden in Kalksteen



**ir. J.H. van Dalen**  
Senior Geotechnisch adviseur,  
Avenue2 / Strukton



**ir. J.R. Salazar**  
Geotechnisch adviseur,  
Avenue2 / Strukton



Foto 1 – Overzicht traject.



Foto 2 – Doorsnede tunnel.

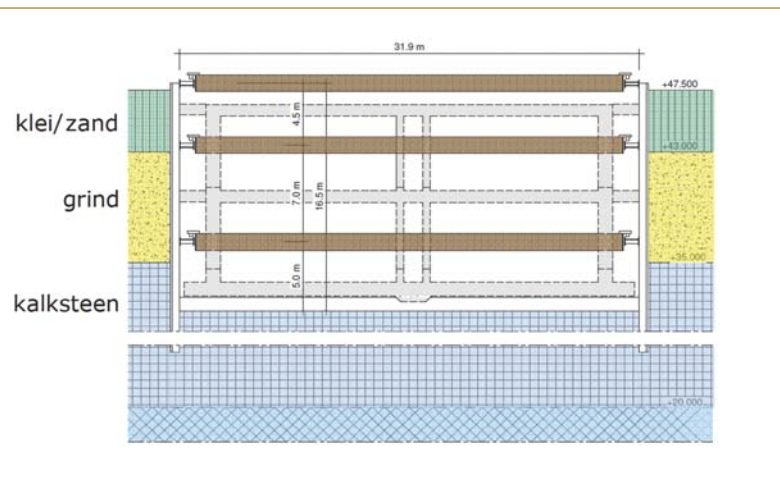
### Inleiding

Momenteel is de uitvoering van het project A2 Maastricht door Avenue2 in volle gang. Avenue2 is een projectorganisatie, bestaande uit aannemersbedrijven Strukton en Ballast Nedam. Deze projectorganisatie is in het leven geroepen om de integrale gebiedsontwikkeling A2 Maastricht te realiseren. Het plan de Groene Loper zorgt voor een goede bereikbaarheid van Maastricht, doorstroming op de A2 en nieuwe kansen voor de ontwikkeling van de aangrenzende buurten door betere verkeersveiligheid en stedelijke vernieuwing van Maastricht-Oost.

Het project omvat onder meer vervanging van de bestaande A2 door Maastricht door een 2,3 km lange dubbeldekstunnel. Deze in-situ te storten betonnen tunnel wordt gerealiseerd binnen een droge bouwput van 30 m breed bij 16 m diep. De kerende wanden van de bouwput bestaan voor het overgrote deel uit in een cement-bentoniet-sleuf afgehangen stalen damwanden, ondersteund door stempelramen. Een kenmerkende doorsnede is weergegeven in figuur 1.

Bijzonderheid in dit project is de grondopbouw, die voor een belangrijk deel bestaat uit kalksteen behorend tot de Formatie van Maastricht. Een

**Figuur 1 – Doorsnede bouwput met tijdelijke stempels en tunnel.**



belangrijk aspect in het ontwerp is de vaststelling van de geotechnische parameters van de grondlagen. Complicerende factor daarbij is dat de ervaring met de aanwezige kalksteen beperkt is, terwijl de sterkte-eigenschappen een aanzienlijke invloed kunnen hebben op het ontwerp, mede vanwege de aanwezigheid van zowel gebouwen als de bestaande A2 direct naast de te realiseren bouwkuip. Ook de keuze voor een realistisch berekenings-model voor de kerende wanden speelt hierbij een belangrijke rol.

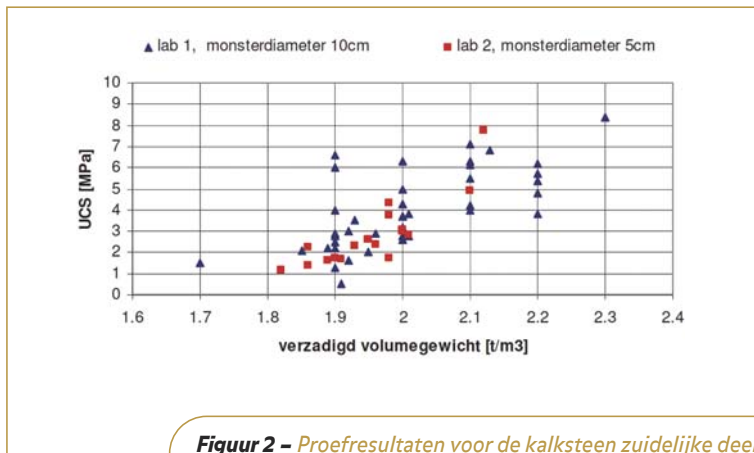
In dit artikel wordt nader ingegaan op de vaststelling van de parameters en de keuze voor het berekeningsmodel. Tevens wordt de eventuele noodzaak tot verbetering van de kalksteen in de passieve zone van de kerende wanden besproken.

Hierbij wordt ingezoomd op het deel van de bouwput ten Noorden van de Voltastraat, omdat de kalksteen in dit deel van het traject aanmerkelijk minder gecementeerd en zwakker is dan ten zuiden van de Voltastraat. Tenslotte wordt aange-

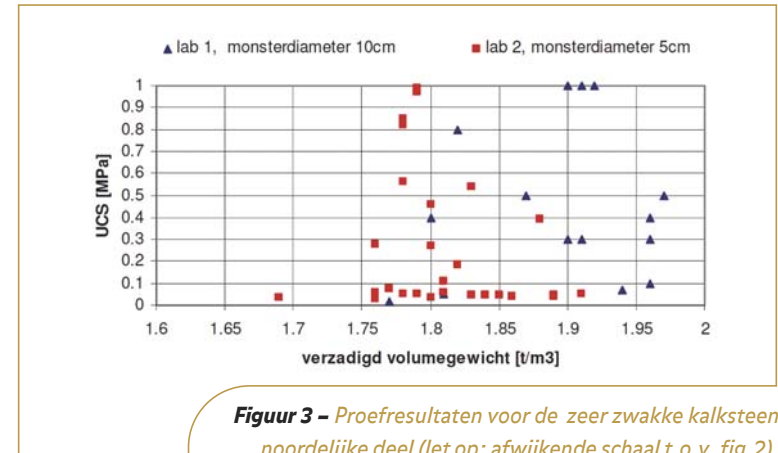
## Samenvatting

Momenteel is in Maastricht de bouw van de A2 tunnel in de kalksteen in volle gang. Voor de tijdelijke wanden van de bouwkuip blijkt de door de ondergrond te leveren passieve weerstand in het noordelijke deel van het traject sterk bepalend. Uit het grondonderzoek wordt echter geconcludeerd dat er sprake is van een behoorlijke restonzekerheid met betrekking tot deze weerstand. Teneinde toch

een robuust ontwerp te verkrijgen, zonder de economie uit het oog te verliezen, wordt in dit project de "Observational method" toegepast. In dit eerste deel wordt de onzekerheid geschetst; in het volgende deel wordt de uitwerking van de Observational method toegelicht.



Figuur 2 – Proefresultaten voor de kalksteen zuidelijke deel.



Figuur 3 – Proefresultaten voor de zeer zwakke kalksteen noordelijke deel (let op: afwijkende schaal t.o.v. fig.2).

geven hoe in dit project wordt omgegaan met onzekerheid over de sterkte van de kalksteen.

## Uitvoeringsprincipe

Voor het grootste deel van het traject zijn ingetilde of geheide wanden niet toepasbaar in verband met trillingsoverlast in de omgeving en de harde ondergrond. Om deze reden is voor het grootste deel van het traject gekozen voor stalen damwanden, te installeren in cement bentonietseleuven. Voor zover mogelijk zullen deze wanden worden teruggewonnen nadat de tunnel is afgebouwd. In doorsneden waar de tunnel op korte afstand grenst aan 2 relatief hoge appartementengebouwen (resp. 5 en 10 verdiepingen hoog), worden vanwege de hoge benodigde buigstijfheid lokaal diepwanden toegepast.

Na het aanbrennen van de kerende wanden vindt droge ontgraving van de bouwput plaats, terwijl de grondwaterstand binnen de bouwput geleidelijk wordt verlaagd door middel van deepwells. De benodigde horizontale steun voor de kerende wanden wordt ontleend aan tijdelijke stempels en in de eindfase aan beide vloeren en dak. Het diepste ontgravniveau ligt op circa 16 m onder maaiveld (NAP+31.5m). Een kenmerkende doorsnede is weergegeven in figuur 1.

De benodigde passieve grondweerstand tijdens de diepste ontgraving wordt uitsluitend ontleend aan de kalksteen.

## Grondonderzoek en grondopbouw

Het grondonderzoek bestaat uit boringen, laboratoriumproeven [1, 2], sonderingen en SPT's.

Tevens is geofysisch onderzoek uitgevoerd [3], teneinde informatie te verkrijgen over laagscheidingen en de aanwezigheid van anomalieën zoals breuken en Karstverschijnselen in de kalksteen. Vanwege de aanwezigheid van relatief harde steenlagen zoals vuursteen, was uitvoering van sonderingen niet in alle gevallen mogelijk.

Direct onder maaiveldniveau wordt een ophooglaag van 3 à 4 m aangetroffen. De grondwaterstand ligt eveneens op circa 3 à 4 m onder maaiveld. Onder de ophooglaag bevindt zich een 8 tot 10 m dikke zanderige grindlaag, waaronder kalkareniet (Engels: 'calcarenite') en carbonaatzanden, in dit artikel aangeduid met kalksteen. In het zuidelijke deel betreft dit matig zachte kalksteen, afgedekt door een circa 1 m dikke laag zwakkere verweerde kalksteen.

In het onderzoek zijn geen duidelijke breuken aangetoond, zelfs niet in een geologisch bekende breukzone ter hoogte van de Voltastraat [2].

De kalksteen direct onder de grindlaag is zeer zwak. In het trajectdeel ten noorden van de Voltastraat is de dikte van deze zeer zwakke laag meerdere meters, terwijl deze in het zuidelijke deel veel geringer is. Daarnaast blijkt uit het grondonderzoek ook dat de laag direct onder deze zeer zwakke laag in het zuidelijke deel beter gecementeerd is. De zwakkere kalksteenlagen in het noordelijke deel, de lagen van Meerssen, Nekum, Emaël en het bovenste deel van de Schiepersberg, werden gevormd in een periode waarin sprake was van een erg warm klimaat.

Hierdoor werden de mini fossielen die in de kalksteen zijn opgenomen direct gecementeerd na be-

zinking op de zeebodem. Door de hoge snelheid waarmee dit proces plaatsvond is de cementatie van deze relatief grove kalksteen erg zwak. De eerdere sedimenten uit de lagen van Gronsveld, Valkenburg en Lanaye (formatie van Gulpen) werden afgezet onder koudere omstandigheden, zo-dat de cementatie veel langzamer verliep, met als gevolg een fijnere structuur en aanzienlijk hogere sterkte. [4]. Dit alles heeft ertoe geleid dat de bovenste 15 à 20 m kalksteen in het noordelijke deel aanzienlijk minder sterk is dan in het zuidelijke deel, waardoor de door de ondergrond mobiliseerbare passieve weerstand in het noordelijke deel van het traject ook minder is dan in het zuidelijke deel.

## Laboratoriumproeven

De sterkteparameters van de kalksteen zijn bepaald aan de hand van de volgende typen laboratoriumproeven:

- Eén-axiale drukproeven (Unconfined compression tests)
- Directe Schuifproeven
- Triaxiaalproeven

Het grootste deel van de één-axiale drukproeven leverde sterktes (UCS waarden) op van 0,03 tot 2MPa voor het noordelijke deel, en 2 tot 4 MPa voor het zuidelijke deel en noordelijk in diepere lagen. De relatie tussen verzadigd volumegewicht en UCS waarde voor de sterkere diepe en zwakkere toplaag zijn weergegeven in respectievelijk figuur 2 en 3.

Uit figuur 2 kan een duidelijke relatie tussen UCS



waarde en volumegewicht voor de kalksteen in het zuidelijke deel worden aangetoond, terwijl uit figuur 3 deze relatie voor de kalksteen uit het noordelijke deel niet wordt gevonden. Opmerkelijk is echter dat er in figuur 3 wel een relatie wordt gevonden met het laboratorium dat de proeven heeft uitgevoerd, laboratorium 2 vindt zeer veel waarden <0,1 MPa en laboratorium 1 nauwelijks.

Een mogelijke verklaring hiervoor zou kunnen worden gevonden in de niet gelijke diameter van de beproefde monsters. Boormethode en monsterdiameter tijdens het boren waren weliswaar in beide gevallen gelijk (Kernboren, diameter 10 cm), echter laboratorium 2 heeft de monsters voor beproeving getrimd tot 5 cm diameter. Bij de zwak-

kere monsters waarom het hier gaat, was dit trimmen niet zonder zichtbare schade mogelijk met bitdrilling en is dit handmatig gedaan. Aannemelijk is dat tijdens deze fase, ondanks zorgvuldig werken, een extra kans is geïnitieerd op het ontstaan van microscheuren in het monster. Zeker in die gevallen waarin het materiaal van nature al zwakker is. Het laatste verklaart tevens dat er voor de sterkere, kalksteen uit het zuidelijke deel geen significant verschil tussen beide laboratoria is gevonden is (zie fig. 2 en 3).

Een andere, ook niet geheel uit te sluiten verklaring zou kunnen zijn dat laboratorium 1 juist de betere monsters heeft gebruikt voor het uitvoeren van de proeven, omdat monsters van sterker materiaal nu eenmaal gemakkelijk te verwerken en in te bouwen zijn in het proefapparaat. Als dat laatste de werkelijke verklaring zou zijn, zou de door laboratorium 2 gevonden variatie in UCS waarden representatief kunnen zijn voor de werkelijkheid. Volgens verwachting treedt bij grotere rekken breuk van de cementatie op, met als consequentie afname van de cohesie. Dit wordt bevestigd door de resultaten van de triaxiaalproeven (CD, single-stage, spanningen resp. 60, 120 en 180 kPa). Het blijkt dat in de meeste gevallen bij grote rekken enige afname van de sterkte optreedt, zie ook figuur 4. Overigens is er bij grote deformatie nog steeds sprake van enige (schijnbare) cohesie.

Op verkneed materiaal zijn tevens directe schuif-

proeven uitgevoerd om de reststerkte bij grote deformatie vast te stellen. Uit deze proeven blijkt een gemiddelde hoek van inwendige wrijving van 34°, met een beperkte variatie (variatie coëfficiënt 0.02).

### Sterkteparameters en laagindeling

Ten behoeve van de berekeningsmodellen zijn alle resultaten omgezet naar waarden voor de hoek van inwendige wrijving  $\phi'$  en cohesie  $c'$ . Voor het omrekenen van de UCS waarden is de volgende relatie gebruikt [5]:

$$c' = \frac{q_u}{2} \cdot \frac{1 - \sin \phi'}{\cos \phi'}$$

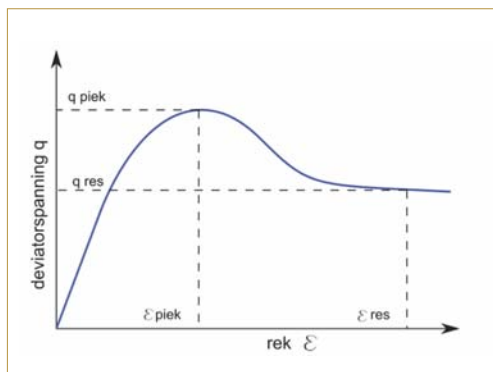
Met  $q_u$  de sterkte die volgt uit de één-axiale drukproeven. De hierbij aangehouden  $\phi$  is gebaseerd op de gevonden waarde uit de directe schuif- en triaxiaalproeven bij grote rek.

Op basis van de resultaten van laboratorium 1 en de boorbeschrijvingen is voor het noordelijke deel door dit laboratorium een indeling van de kalksteen gemaakt in 3 lagen, resp. van boven naar beneden:

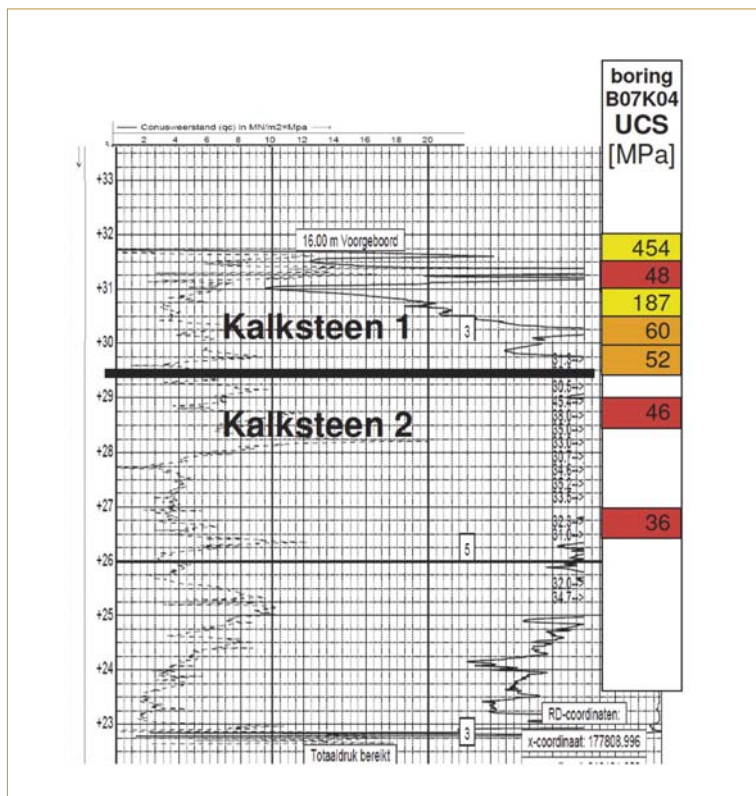
- de verwerde toplaag met een dikte verlopend van 1 tot 5 m,
- een tussenlaag, iets sterker dan de toplaag, met een dikte van 5 tot 15 m.

Vanaf 25 a 30 m onder maaiveld de relatief sterke kalksteen met eigenschappen, zoals die in het zuidelijke deel vanaf vrijwel de top van deze formatie worden aangetroffen.

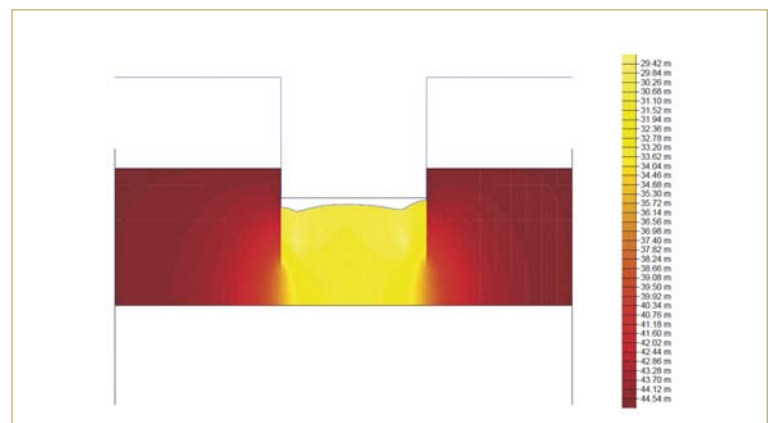
Op basis van de resultaten van laboratorium 2 komt men tot een aanmerkelijk ongunstiger beeld voor de sterkteparameters van de hoogste lagen, waarbij bovendien het onderscheid tussen de bovenste 2 lagen niet zou kunnen worden gemaakt. De op basis van de resultaten van laboratorium 1 en 2 verkregen parameters zijn weergegeven in tabel 1.



**Figuur 4** – Kenmerkend resultaat van een triaxiaalproef op verwerde kalksteen.



**Figuur 5** – Vergelijking sondering en UCS waarden naastgelegen boring.



**Figuur 6** – Met MSEEP berekende waterdrukpotentiaal (stijghoogte) in de kalksteen over de tunneldoorsnede

**Tabel 1 Sterkteparameters kalksteen (representatieve waarden)**

	Lab. 1	Lab. 2
Toplaag	$\phi' = 32,5^\circ$ $c' = 20 \text{ kPa}$	$\phi' = 32,5^\circ$ $c' = 8 \text{ kPa}$
Tussenlaag	$\phi' = 32,5^\circ$ $c' = 40 \text{ kPa}$	$\phi' = 32,5^\circ$ $c' = 8 \text{ kPa}$
Onderlaag	$\phi' = 32,5^\circ$ $c' = 80 \text{ kPa}$	$\phi' = 32,5^\circ$ $c' = 80 \text{ kPa}$

### Aanvullend sonderonderzoek

Om het inzicht in de sterkte in-situ te verhogen zijn aanvullende sonderingen uitgevoerd, op 5 locaties in de directe nabijheid van bestaande boringen (afstand 2 tot 5 m).

Hierbij is de relatie gelegd tussen waargenomen conusweerstand en de UCS waarde uit de laboratoriumproeven. Een kenmerkend voorbeeld van deze vergelijking is weergegeven in figuur 5.

Uit de aanvullende sonderingen wordt geconcludeerd dat er sprake is van enige inhomogeniteit. Deze inhomogeniteit is echter minder dan verwacht zou worden, indien inhomogeniteit de enige verklaring zou zijn voor de in de één-axiale drukproeven door laboratorium 2 gevonden variatie. Bovendien blijkt er absoluut geen verband tussen de niveau's waarop de zeer lage UCS waarden door laboratorium 2 worden gevonden en de niveau's waar de conusweerstand lager is. Opmerkelijk is dat de indeling in kalksteen 1 en 2 volgens laboratorium 1 in de sondering terug te zien is in de vorm van een verschillende conusweerstand.

De resultaten uit het sonderonderzoek zijn hiermee een aanwijzing dat de door laboratorium 1 gevonden laagindeling juist is. Omdat op basis van de literatuur geen rechtstreekse relatie tussen UCS waarde en conusweerstand kan worden gelegd, vormen deze sonderingen weliswaar een aanwijzing, doch geen bewijs voor de stelling dat de UCS waarden van laboratorium 2 te laag zijn.

### Conclusies uit het grondonderzoek

Voor de relatief sterke kalksteen in het zuidelijke deel en de diepere lagen uit het noordelijke deel geven de proefresultaten een dusdanig consistent beeld dat de in berekeningen te hanteren sterkte parameters kunnen worden gebaseerd op statistische analyses op deze proefresultaten.

Voor de kalksteen in het noordelijke deel ligt de situatie gecompliceerder, vanwege de variatie in resultaten. Het is waarschijnlijk dat de extreme variatie is veroorzaakt door het tot een kleinere dia-

meter trimmen van de monsters van laboratorium 2, maar niet uit te sluiten valt dat er toch in-situ sprake zou zijn van een grote spreiding. Om deze reden is met een grote onzekerheid rekening gehouden in het verdere ontwerp voor het noordelijke deel.

De sterkte van de kalksteenlagen heeft vooral grote invloed op de passieve weerstand van de kerende wand.

### Geohydrologie

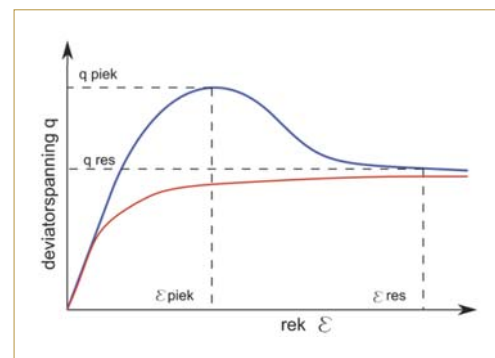
Teneinde een droge bouwput te verkrijgen dient bemaling te worden toegepast. Deze bestaat uit deepwells, geplaatst aan weerszijden binnen de bouwput. De deepwells zijn dieper doorgezet dan de lengte van de wanden. Uit pompproeven met tracers is een verhouding tussen verticale en horizontale doorlatendheid in de kalksteen gevonden van circa 1: 5. Geholpen door deze verhouding wordt een vrijwel hydrostatisch waterdrukverloop in de passieve zone van de kerende wand als aangegeven in figuur 6 bereikt.

Indien lokaal echter een veel ongunstiger verhouding tussen verticale en horizontale doorlatendheid voorkomt, zou de waterdruk met de diepte tot hogere waarden kunnen oplopen bij gelijkblijvend freatisch vlak binnen de bouwput. Slechtst denkbare scenario is dat vrije omstroming rond de wand zou ontstaan. Dit laatste zou tot een sterke beperking van de passieve tegendruk tegen de kerende wand leiden, met name indien dit zou samengaan met een lage cohesie.

### Numerieke analyse en Grondmodellen

Er zijn zowel Msheet als Plaxis berekeningen uitgevoerd. Hierbij dienen de Plaxis berekeningen vooral om een realistisch beeld te verkrijgen van de te verwachten gronddeformaties en tevens als calibratie van de MSHEET berekeningen. De Msheet berekeningen zijn gebruikt om gemakkelijk verschillende doorsneden en verschillende scenario's te kunnen doorrekenen.

Voor een realistisch ontwerp zou een grondmodel moeten worden gebruikt waarin de sterkte afneemt bij toenemende rek. Gebruik van een dergelijk grondmodel is echter zeer tijdsintensief [6] en bovendien momenteel niet beschikbaar in een EEM programma als Plaxis of een verenmodel als Msheet. In Plaxis is het hardening soil model gebruikt. Dit is eerder ook gebruikt voor de Beaucaire Mergel in Duitsland [7]. De maximale verhouding tussen schuifspanning en normaalspanning is in dit model conform het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium. Hierbij is de praktische maar conservatieve benadering gehanteerd om de sterkte van de kalksteen bij grote rekken, dus lager dan de pieksterkte, in te voeren. Een en



**Figuur 7 – Werkelijke (blauw) en in Plaxis gehanteerde (rood) spannings-rek relatie.**

ander als aangegeven in figuur 7.

Gebruik van het  $c'$ - $\phi$ -delta model in Msheet, eveneens uitgaande van reststerktes, blijkt met betrekking tot krachtswerking in de damwand en bezwijkgedrag tot vergelijkbare resultaten te leiden als bovengenoemde Plaxisberekeningen.

Uit gevoeligheidsanalyses blijkt dat de berekening met name gevoelig is voor de cohesie en de optredende wateroverspanningen aan de passieve zijde. Zoals eerder geschetst is het probleem dat de cohesie aan grote variatie onderhevig zou kunnen zijn.

### Ontwerp van de kerende wand

Voor dit ontwerp zijn 3 varianten overwogen:

- Relatief korte wanden in combinatie met grondverbetering in de vorm van een stempelende, maar waterdoorlatende jetgroutlaag in de passieve zone
- Relatief lange wanden, zodat meer passief kan worden gemobiliseerd
- Relatief zware korte wanden met geoptimaliseerde stempelniveau's én een extra 3e tijdelijk stempelniveau

Uiteindelijk is gekozen voor de laatste variant. De eerste is afgefallen vanwege onzekerheid met betrekking tot opbarsten van de bouwputbodem en uitvoeringsrisico's, de tweede vanwege de te grote berekende deformaties voor de omgeving, ook indien een relatief stijve wand zou worden toegepast.

De werkwijze in de uit te voeren variant is als volgt: Gedurende de ontgraving worden de eerste 2 stempels geplaatst. Na uitharden van de onderste tunnelvloer, wordt deze ingezet als definitief stempel, waarna het diepste tijdelijke stempel kan worden verwijderd en de tunnel verder kan worden opgebouwd. Na aanbrengen van de eveneens als stempel fungerende tussenvloer, wordt het 3e tijdelijke stempel boven het niveau van het toe-

komstige dak aangebracht, waarna het eerst aangebrachte stempel kan worden verwijderd. Het laatst aangebrachte bovenste tijdelijke stempel kan worden verwijderd na gereedkomen van de volledige tunnel en het aanvullen van de ruimte tussen tunnel en kerende wand.

Uiteraard is in het ontwerp rekening gehouden met de slechtst denkbare situatie van gelijktijdig optreden van een lage cohesie als aangegeven in tabel 1 en een ongunstig waterspanningsverloop in de passieve zone. Teneinde onder deze omstandigheden een robuust ontwerp te verkrijgen, zonder de economie uit het oog te verliezen, wordt in dit project de "Observational method" toegepast. Dit betekent dat een ontwerp is gemaakt met bijstuurscenario's voor ongunstige doorsneden. Indien de krachtswerking lokaal tegenvalt zal dit voldoende ruim voor het bereiken van de diepste ontgraving worden onderkend door toepassing van uitstekende monitoring. De in die gevallen te volgen bijstuurscenario's zijn vooraf uitgewerkt en om die reden direct inzetbaar.

Over de concrete inzet van deze methode in dit project volgt in een volgende nummer van dit blad een separaat

### Conclusies

Gebruik van elasto-plastische modellen volgens het Mohr-Coulomb criterium voor het ontwerp van diepe ontgravingen en kerende wanden in zeer zwakke steenachtige ondergrond zoals de kalksteen van Maastricht, leidt tot een conservatieve benadering, omdat de pieksterkte in dat geval niet kan worden gebruikt maar moet worden uitgegaan van reststerkte.

Het modelleren van de afname van sterkte bij grote rekken (strain-softening) zou kunnen leiden tot een meer realistische benadering maar dat is in de huidige ontwerp praktijk nog niet gebruikelijk. De vaststelling van betrouwbare sterkteparameters voor zeer zwakke kalksteen is in dit geval moeilijk gebleken. Waarschijnlijk is dit te wijten aan het trimmen van een deel van de monsters tot een kleinere diameter, maar niet uit te sluiten valt dat er toch in-situ sprake zou zijn van een grote spreiding. Om deze reden is met een grote onzekerheid rekening gehouden in het deel van het tracé waar deze zeer zwakke kalksteen voorkomt. Indien er onzekerheid bestaat met betrekking tot de ondergrond kan de Observational method een noodzakelijke manier zijn om technisch verantwoord en veilig te bouwen, zonder de economische haalbaarheid uit het oog te verliezen.

### Referenties

- [1] TU Delft, *Description of core and gravel samples and the determination of geotechnical parameters*. Project A2 municipality of Maastricht, TA/IG/07.016, November 2007.
- [2] ELE, *Autobahn A2, Traverse Maastricht (Netherlands), Lowering, Cut-And-Cover Tunnel – Additional Geotechnical Investigation of subsoil*, Geotechnical Report, Process No. 60515, 1 Nov. 2010.
- [3] DMT GmbH & Co. KG, *Geophysical Survey A2 Maastricht 2D Seismic Survey, CMP-Refraction, Reflection Tomography, Seismic Reflection*, Project No. EG\_EI\_09\_187, 10 September 2010.
- [4] P. Kouwenberg, *3D subsurface modelling and geotechnical risk analysis for the tunnel construction of the A2-project Maastricht*, Report nr. AES/GE/09-32, M.Sc. Thesis TU Delft, Delft, 2009
- [5] P. Le Tirant, J.F. Nauroy, *Design guides for offshore structures, Foundations in carbonate soils*, Editions Technip, Paris, 1994.
- [6] P.A. Vermeer, T. Marcher, N. Ruse. *On the ground response curve, FEM analyses in softening ground*, FESBAU Tunneling 20 (2002) no 6, 1-5.
- [7] T. Marcher, *Nichtlocale Modellierung der Entfestigung dichter Sande und steifer Tone*, Mitteilung 50 (2002). ●

# WAARDE CREËREN – WAARDE BEHOUDEN

HUESKER – Ingenieursoplossingen met geokunststoffen

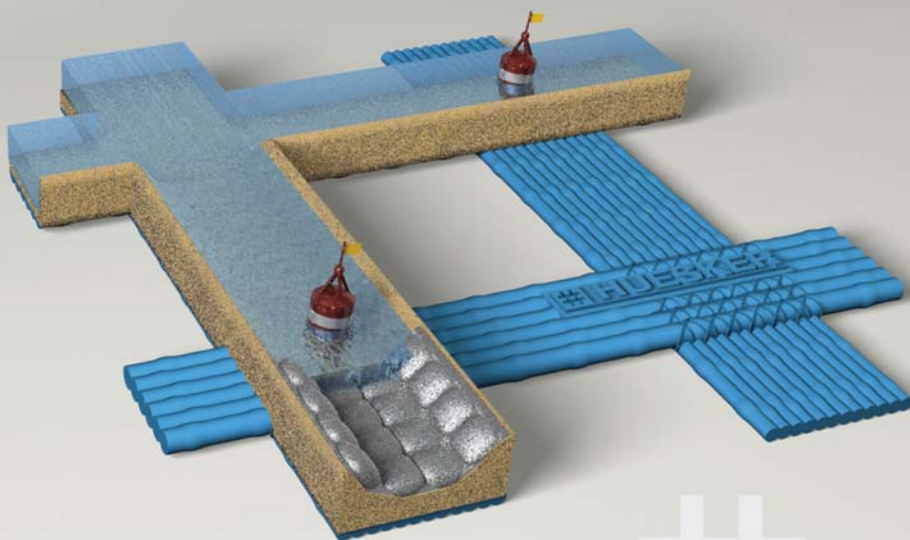
Geotechniek en  
funderingstechnieken

Wegenbouw

Waterbouw

Geokunststoffen worden vaak enop veel manieren in de waterbouw ingezet. Of het nu gaat om waterwegen, dijkbouw of kustbescherming, de geotextielen (al dan niet geweven), composietmaterialen en geogrids zijn voor allerlei toepassingen geschikt – milieuvriendelijk, voordelig en veilig.

Milieutechniek



[www.huesker.com](http://www.huesker.com)

De ingenieurs en technici van HUESKER bieden support bij het werken met andere materialen in uw bouwprojecten. Vertrouw op de producten en oplossingen van HUESKER.



Agent voor Nederland · CECO B.V. · Tel.: 043 - 352 76 09 · info@cecobv.nl

HUESKER Nederland · Tel.: 073 - 503 06 53 · c.brok@huesker.nl

150  
YEARS

# HUESKER