

# Het verticale evenwicht van een verankerde damwand

ir. D. Grotegoed  
Ballast Nedam  
Engineering



ir. R. Spruit  
Ingenieursbureau  
Gemeentewerken  
Rotterdam



Figuur 1 – Damwand te Harlingen verticaal belast door GEWI-ankers.



Figuur 2 – Aanbrengen ankers middels ankerboommachine.

Foto's Joop Gijssbers Fotografie

## Inleiding

Veel damwandconstructies in Nederland worden ontworpen met een verankering. Wanneer deze verankering onder een hoek wordt aangebracht, dient de verticaal ontbondene van de ankerkracht in rekening te worden gebracht bij het ontwerpen van de damwand. Dit deel van de ankerkracht moet door de ondergrond kunnen worden opgenomen. Een berekening met de eindige elementen methode, waarin het verticale evenwicht automatisch wordt beschouwd, wordt voor kleine projecten vaak vermeden. Een alternatieve methode ter toetsing van het verticale evenwicht van damwanden wordt beschreven in de CUR 166, [1]. De manier waarop in deze richtlijn en het rekenprogramma D-Sheet Piling (het voormalige MSheet) wordt omgegaan met de draagkracht uit de ondergrond behoeft enige aanvulling. In dit artikel worden de methoden voor het bepalen van het verticale evenwicht kort toegelicht en wordt hierop een aanvulling gegeven.

## Verplaatsing damwand versus grond

Standaard wordt voor een damwandontwerp volgens het CUR stappenplan in het programma D-Sheet Piling impliciet aangenomen dat de grond aan de actieve zijde meer zakt dan de damwand.

De wandwrijvingshoeken worden in de eerste instantie immers als positief ingegeven. Hierdoor levert de actieve gronddruk een neerwaartse belasting. Aan de passieve zijde is dit meestal niet het geval en wordt een opwaartse, weerstandbiedende kracht aangenomen. Dit is een conservatieve benadering voor de beschouwing van het verticale evenwicht. De grootte van beide krachten is sterk afhankelijk van de hoek die de resultante van de gronddruk maakt met de normaal op de damwand, de wandwrijvingshoek  $\delta$ . In figuur 3 is de definitie weergegeven.

In werkelijkheid zal bij belasting de absolute zinking van de grond met de diepte afnemen terwijl de zinking van de damwand over de diepte constant is, onder de aanname dat de damwand oneindig rekstijf is in verhouding tot de stijfheid van de grond. Over het diepe deel van de damwand waar de zinking van de grond minder is dan de zinking van de damwand geldt aan de actieve zijde dus geen neerwaarts gerichte belasting maar een opwaarts gerichte weerstand. Dit betekent dat de wandwrijvingshoek, over dit deel, negatief wordt ([VI]). In de situatie waar de wandwrijvingshoek in de diepere lagen van teken wisselt, zal ook een niveau aanwezig zijn waar de grond precies evenveel zakt als de damwand zelf. Op dit niveau

geldt  $\delta = 0^\circ$ . De relatieve verplaatsing die nodig is voor het genereren van extra weerstand uit wandwrijving in de onderste lagen, ligt voor zand in de orde van grootte van 5 á 10 mm ([IV]). Het oordeel of dergelijke verplaatsingen acceptabel zijn, hangt af van de herverdelingscapaciteit van de bovenconstructie en de toelaatbare maaiveldzettingen.

## Methode 1: de slip methode

Bij onvoldoende draagkracht uit de ondergrond mag, volgens de CUR 166 (Lit [1]), extra weerstand in rekening worden gebracht door de wandwrijvingshoek handmatig op nul te stellen of zelfs van teken te verwisselen aan de actieve zijde, beginnend bij de onderste laag. Immers, zoals eerder aangegeven gebeurt dit in werkelijkheid ook. De gedachte hierbij is dat er altijd een verticaal evenwicht moet zijn dat zich ten tijde van een belasting automatisch herstelt met de daarmee gepaard gaande verplaatsingen, zie figuur 4. Opgemerkt dient te worden dat het reduceren c.q. omdraaien van de wandwrijvingshoek aan de actieve zijde resulteert in grotere, horizontale gronddrukken en dus grotere buigende momenten.

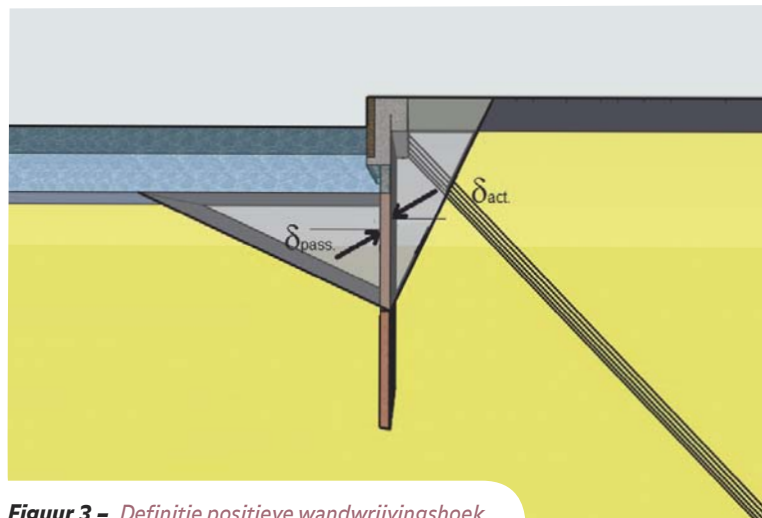
## Kanttekeningen bij methode 1

1) Tijdsafhankelijke vervormingen: voor een homo-

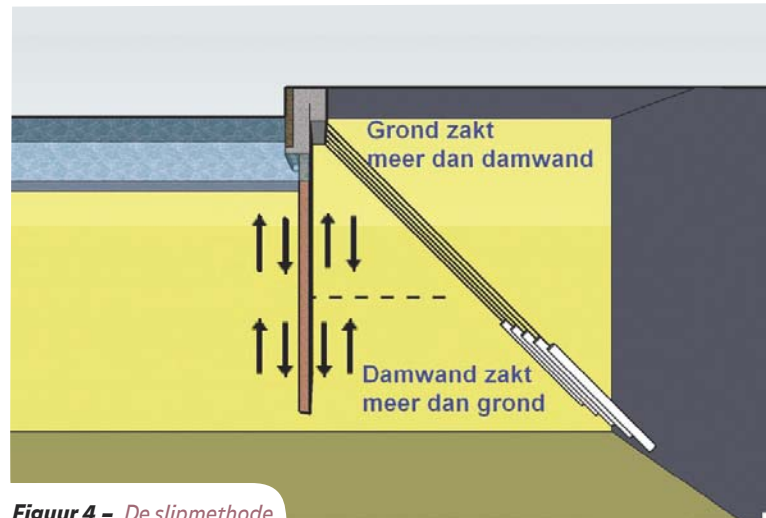
## Samenvatting

Tegenwoordig worden veel damwandconstructies uitgevoerd met schroef-injectieankers die onder een hoek met de horizontaal worden aangebracht. Dit type verankering introduceert een verticale kracht op de damwand. Deze kracht dient door de ondergrond te kunnen worden opgenomen. Een berekening met de eindige elementen methode wordt voor kleine projecten vaak gezien als tijdrovend en daarom vermeden. Een alternatief hierop voor het toetsen van het verticale evenwicht is de slipmethode, zoals wordt beschreven in het handboek voor damwandconstructies (CUR 166, [1]). In dit artikel wordt deze methode voor het bepalen van het verticale evenwicht toegelicht en vergeleken met de  $q_c$ -

methode. Bij beide methoden worden kanttekeningen geplaatst en worden aanvullingen gegeven. Tot slot worden de verschillen inzichtelijk gemaakt aan de hand van een case study en worden de resultaten vergeleken met de berekeningsresultaten volgens de eindige elementenmethode. Hieruit volgt dat voor grote bovenbelastingen op een damwand in slappe grondlagen de slipmethode, bij gebrek aan een programma gebaseerd op de EEM, een geschikte manier is om het verticale evenwicht te beschouwen. Voor kleine bovenbelastingen zou ook de  $q_c$ -methode toegepast mogen worden waarbij het verticale evenwicht separaat van het horizontale evenwicht beschouwd mag worden.



Figuur 3 – Definitie positieve wandwrijvingshoek.



Figuur 4 – De slipmethode.

gene bodemopbouw van niet-cohesief materiaal lijkt de redenering volgens de slipmethode logisch. Echter, in de Nederlandse bodem komt vaak cohesief materiaal voor met een tijdsafhankelijk vervormingsgedrag. Indien op de damwand een bovenbelasting aangrijpt en aan het bodemmateriaal een weerstand langs de wand wordt ontleend, ontstaat een nieuwe evenwichtssituatie in de grond direct naast de damwand met lokaal een verticale spanningstoename en toenemende tijdsafhankelijke gronddeformaties als gevolg.

2) Negatieve kleef: het kan voorkomen dat tussen de onderkant van de damwand en een hoger gelegen tussenzandlaag slappe lagen aanwezig zijn. Deze zandlaag zou dan meer kunnen zakken dan de damwand. In dit geval mag aan de tussenzandlaag langs de wand geen schachtdraagvermogen worden ontleend.

3) Grote bovenbelasting: om een inschatting te kunnen maken van het verticaal draagvermogen, dient de relatieve verplaatsing van de damwand ten opzichte van de grondmoot achter de damwand bekend te zijn. Aangezien de verplaatsing van de damwand afhankelijk is van de grondverplaatsing en omgekeerd, gaat bij een grote

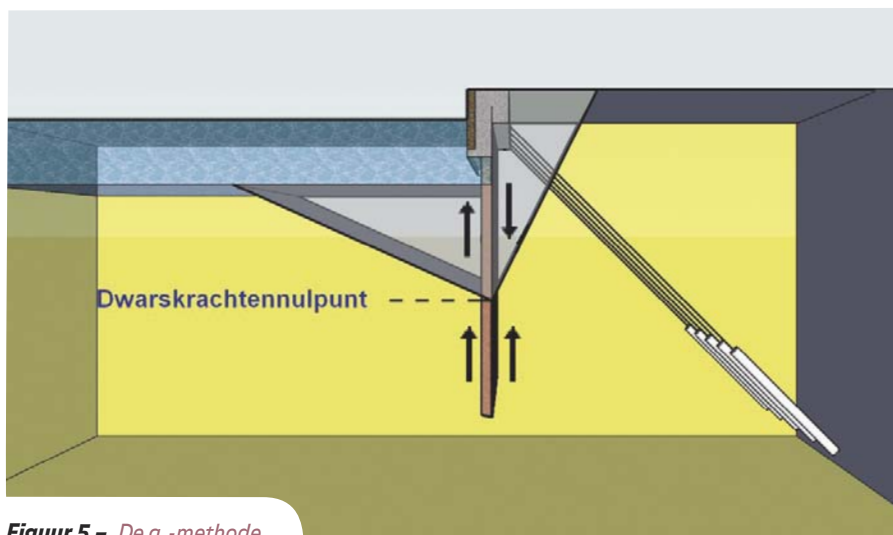
bovenbelasting de voorkeur uit naar een interactieberekening met behulp van een eindige elementenprogramma. Bij een bovenbelasting op de damwand resulterend in een gemiddelde schuifspanning tot  $12,5 \text{ kN/m}^2$  over de interface tussen damwand en grond aan beide zijden mag het verticale evenwicht separaat van het horizontale evenwicht worden beschouwd. Dit betekent dat het horizontale evenwicht middels een damwandberekening wordt gecontroleerd waarbij de wandwrijvingshoeken niet worden omgedraaid. Het verticale evenwicht dient in dit geval gecontroleerd te worden volgens de  $q_c$ -methode. Wanneer de gemiddelde schuifspanning kleiner is dan  $12,5 \text{ kN/m}^2$  is de invloed van de verticale belasting op de interne krachtwerving en vervormingen namelijk minder dan 10%, volgens Lit [1]).

4) Schuifsterkte ondergrond: bij het omdraaien van de richting van de wandwrijving wordt aangenomen dat het korrelskelet deze schuifspanningen lokaal kan overdragen. De capaciteit van de grond wordt bepaald door de sterkte-eigenschappen en de lokaal heersende normaalspanning. Aangezien de schuifspanningen in verticale richting werken, betreft het hier de horizontale, effectieve spanningen. Geverifieerd dient te worden of de toe-

gekende schuifspanningen kunnen worden opgenomen door de ondergrond middels het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb.

### Methode 2: de $q_c$ -methode

In de eerste methode wordt de verticale draagkracht uit de diepere grondlagen bepaald door de relatieve verticale verplaatsing tussen damwand en grond en door de horizontale vervormingen van de damwand. In werkelijkheid zal een volgens de vigerende normen ontworpen damwand enige reservecapaciteit bezitten waarbij een voetinklemming optreedt. Ter plaatse van de inklemming zal het niveau van het maximale inklemmingsmoment per definitie overeenkomen met het niveau van het onderste dwarskrachtennulpunt. Als mag worden aangenomen dat onder dit punt de damwand ingeklemd is en de horizontale vervorming van de grond verwaarloosbaar klein is, kan het onderste deel van de damwand worden beschouwd als een "funderingselement" met aan beide zijden schachtwrijving conform de berekeningsmethode uit de Eurocode 7 (Lit. [IV]), ook wel de  $q_c$ -methode genoemd. De draagkracht vanuit de ondergrond wordt nu, in plaats van door de wandwrijvingshoek, bepaald door de in situ gemeten weerstand uit sonderingen. De actieve en passieve



Figuur 5 - De  $q_c$ -methode.

grondwig worden verondersteld ter hoogte van het dwarskrachtennulpunt de damwand te snijden. Over het deel boven het dwarskrachtennulpunt wordt aangenomen dat de actieve gronddruk een neerwaartse component heeft en de passieve gronddruk een opwaartse, zie figuur 5.

### Kanttekeningen bij methode 2

1) Grote verplaatsingen: volgens de CUR166 mag bij kleine bovenbelastingen op de damwand de  $q_c$ -methode worden toegepast. Deze methode is ontwikkeld voor het beschouwen van het verticaal draagvermogen van palen met zowel horizontaal als verticaal weinig vervormingen. De relatieve, verticale verplaatsing waarbij de maximale schachtwrijving van funderingselementen wordt gemobiliseerd volgens de  $q_c$ -methode is circa 25 mm (Lit [IV] en [V]).

Indien een paalpunt draagvermogen in rekening gebracht zou worden, geldt hiervoor een relatieve verplaatsing van 10% van de equivalente paalpunt diameter ( $D_{eq}$ ) voordat het maximale punt draagvermogen is gemobiliseerd. Voor zware damwanden met een noemenswaardig aandeel aan punt draagvermogen, ligt de verplaatsing waarbij het maximale punt draagvermogen bereikt wordt in dezelfde orde van grootte als de verplaatsing waarbij de maximale schachtwrijving optreedt. Als aanvulling op de voorwaarde uit de CUR166, betreffende kleine bovenbelastingen, kan daarom gesteld worden dat wanneer de te verwachten zettingen in de orde van grootte van 25 mm liggen, de  $q_c$ -methode nog gebruikt mag worden. Bij grotere vervormingen zal niet meer draagkracht gegenereerd worden conform de last-zakkingsdiagrammen uit Eurocode 7.

2) Invloed van het intrillen: de draagkracht uit de ondergrond is gebaseerd op conusweerstandens zoals die met sonderingen zijn gemeten in onge-

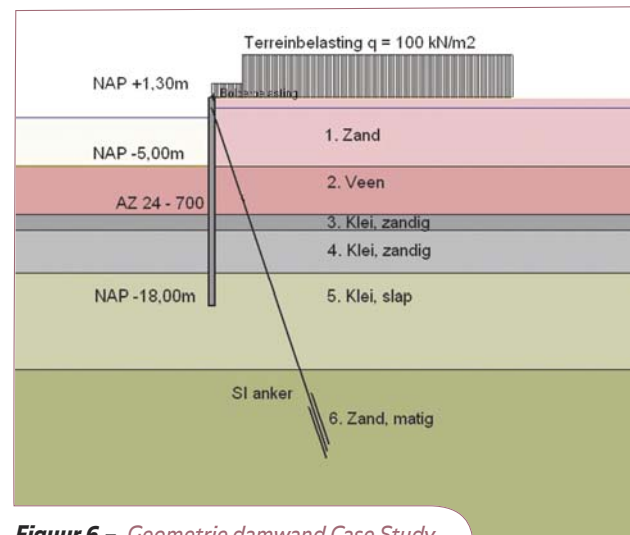
roerde grond. Na het intrillen van een damwand kan niet meer worden gesproken van ongestoorde grond. In de Eurocode 7 wordt daarom gesteld dat de conusweerstandens in zand ( $d_{50} > 600 \mu\text{m}$ ) tot ca. 70% van de gemeten waarden dienen te worden gereduceerd wanneer funderingselementen trillend worden aangebracht. In grind ( $d_{50} > 2\text{mm}$ ) is de reductie zelfs 50%.

3) Plugvorming: plugvorming in damwandkassen is niet erg waarschijnlijk omdat de grond niet volledig wordt opgesloten. Het verschijnsel is enkel waarschijnlijk in kleiige gronden bij zeer hoge profielen met bijna evenwijdige wangen. Geadviseerd wordt om de situatie met en zonder plugvorming te beschouwen en de laagste waarde te hanteren, zoals ook beschreven in de CUR 166 ([I]). Bij plugvorming in de damwandkassen over het onderste deel van de damwand zal het oppervlak waarover wrijving gegenereerd wordt, verkleinen van het verfoppervlak tot  $1 \text{ m}^2/\text{m}'$ . De schachtwrijving zal hierdoor in de meeste gevallen teruglopen ondanks het feit dat de wandwrijving per  $\text{m}^2$  toeneemt:  $\tan(\varphi)$  over de interface tussen grond en plug, zie ook oranje lijn in figuur 8, in plaats van  $\tan(\delta)$ . Het verlies aan schachtwrijving wordt gecompenseerd door een aanzienlijk aandeel aan punt draagvermogen.

### Case Study

Bij wijze van voorbeeld is voor een bestaand project het verticaal evenwicht van een verankerde damwand beschouwd met beide methoden. De grondeigenschappen die gebruikt zijn voor de berekening, zijn opgenomen in tabel 1. Voor de wandwrijvingshoeken is  $\delta = 2/3 \cdot \varphi$  aangehouden met uitzondering van de veenlaag, waarvoor  $\delta = 0$  is aangehouden.

In het ontwerp is gekozen voor een damwandpro-



Figuur 6 - Geometrie damwand Case Study.

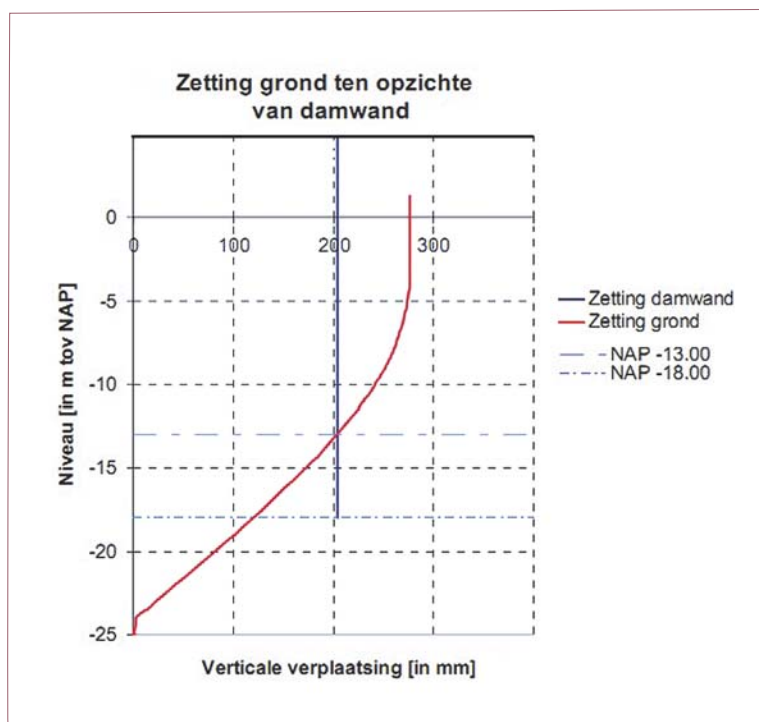
fiel AZ24-700, verankerd met schroefinjectieanchors onder een hoek van 45 graden. De in rekening te brengen terreinbelasting is  $100 \text{ kN/m}^2$ , zie ook figuur 6. Voor dit geval zal het verticale evenwicht worden beschouwd. Opgemerkt wordt dat een grote bovenbelasting kan resulteren in additionele ankerkrachten door zakkende grond op de ankerstangen. Deze toename in ankerkracht verzorgt ook een extra verticale belasting op de damwand. Dit verschijnsel is hier verder buiten beschouwing gelaten.

Op basis van de eerder gemaakte kanttekeningen zou een voorkeur voor een bepaalde methode uitgesproken kunnen worden indien de te verwachte zettingen bekend zijn. Uit een oriënterende berekening, zie ook figuur 7, blijken verticale verplaatsingen van de damwand in de orde van grootte van 200 mm op te treden en relatieve verplaatsingen van circa 100 mm. De slipmethode zou hier dus de voorkeur genieten. Om de verschillen inzichtelijk te maken zijn beide methoden uitgewerkt.

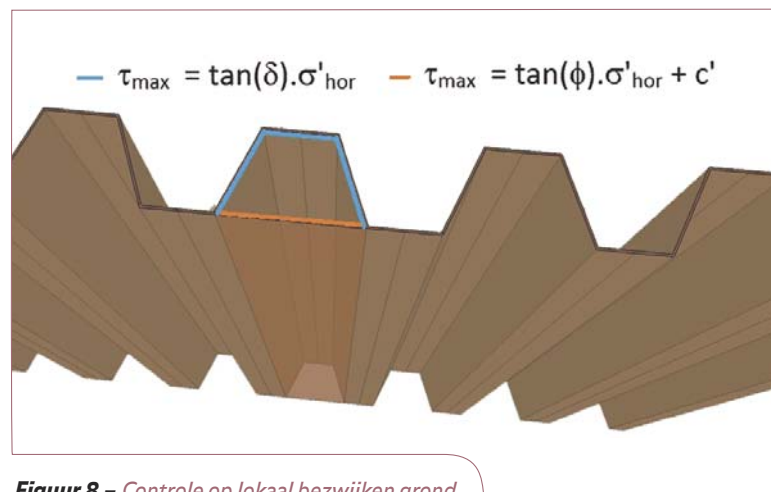
### Controle van het verticale evenwicht met de slipmethode

Aangezien de verticaal ontbonden krachten die op de damwand werken zonder aanpassing in D-Sheet Piling geen evenwicht maken, is dit een illustratief voorbeeld. Wanneer de wandwrijvingshoeken in opeenvolgende lagen van één meter handmatig van teken worden verwisseld, is na 5 meter een evenwicht te bereiken. De wandwrijvingshoek is dan aan de actieve zijde tussen NAP -18,00 m tot NAP -13,00 m als negatief ingegeven. In deze situatie maakt de verticale belasting uit de actieve wig, het eigen gewicht van de damwand en de verticale component van de ankerkracht evenwicht met de verticale componenten van de passieve wiggens onderin aan beide zijden van de damwand.





Figuur 7 – Zettingsberekeningen grond damwand Case Study.



Figuur 8 – Controle op lokaal bezwijken grond.

B.K. laag	grond soort	$\gamma_{dr/sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$k_p$ [x1000kPa]
+1,30	Zand	18/20	30	0	10
-5,00	Veen	11/13	15	2,5	2
-9,50	Klei	18/19	22	0	6
-11,00	Klei	18/19	22	0	3
-15,00	Klei	17/17	20	5	4
-24,00	Zand, matig	18/20	30	0	20

Tabel 1 - Gebruikte grondeigenschappen voor de Case Study

Met zettingsberekeningen van zowel de damwand, onder invloed van de verticale component van de ankerkracht, als de ondergrond direct naast de damwand, onder invloed van de hoge terreinbelasting, is een inschatting te maken van de relatieve verplaatsing. De resultaten hiervan zijn weergegeven in figuur 7. Aangenomen wordt dat de afdracht van belasting naar de ondergrond halverwege de laag waarover de wandwrijvingshoeken worden omgedraaid, begint. Hiermee kan een inschatting worden gemaakt van de spanningstoename op het niveau van de onderkant van de damwand als de spreidingshoek bekend is. Hiervoor kan een hoek van 2:1 worden aangehouden. Vervolgens kan middels een zettingsformule de verticale verplaatsing van de grond onder de damwand worden ingeschat. Hiermee is de zetting van de damwand bepaald, zie blauwe lijn in figuur 5. In dit geval is gebruik gemaakt van de formule van Koppejan.

De verticale verplaatsingen van de grond direct naast de damwand kunnen worden beschouwd met een programma als D-settlement, zie rode lijn in figuur 7.

Met deze zettingsberekeningen kan worden aangetoond dat de damwand harder zal gaan zakken dan de omliggende grond tussen NAP -13,00 m en NAP -18,00 m. Hierbij dient opgemerkt te worden dat het aangetoonde evenwicht pas optreedt na een berekende zetting van de damwand van circa

200 mm, zie figuur 7. In werkelijkheid zal bij zetting van de damwand ontspanning van het anker optreden waardoor een extra horizontale verplaatsing mogelijk wordt, maar de verticale belasting ten gevolge van de ankerkracht juist afneemt. Dit effect wordt uiteraard niet meegenomen in D-Sheet Piling. De ontwerper dient hierop bedacht te zijn.

In D-sheet Piling wordt de schuifkracht per meter damwand berekend door de horizontale gronddrukken te vermenigvuldigen met  $\tan(\delta)$  en het verfooppervlak. Daarnaast dient te worden geverifieerd of de ondergrond de toegekende schuifspanningen tussen NAP -13,00m en NAP -18,00m kan opnemen. Het oppervlak waarover diezelfde schuifspanningen door de ondergrond overgebracht worden is namelijk kleiner dan het verfooppervlak, namelijk het oranje oppervlak in figuur 8.

De controle op lokaal grondmechanisch bezwijken gebeurt middels het bezwijkcriterium van Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma'_{hor} \cdot \tan(\phi')$$

Met de in D-Sheet Piling berekende horizontale gronddrukken kan middels bovenstaande formule worden aangetoond dat de ondergrond over het rechte oppervlak van de damwandkas een schuifkracht kan leveren van:

$$R_d = 265 \text{ kN/m'}$$

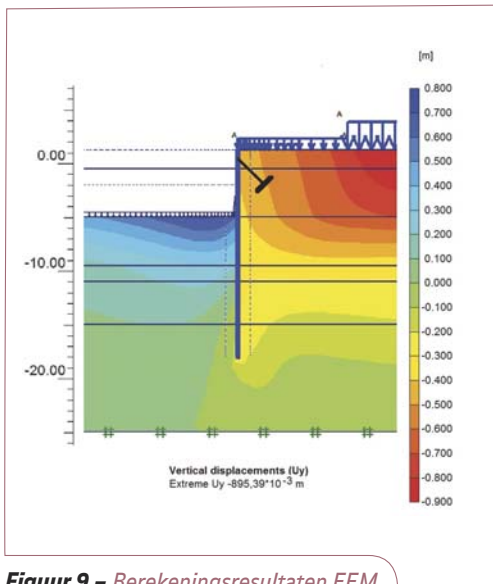
Dit is groter dan de sommatie van de verticale belasting uit de ankerkracht, de resulterende verticale belasting uit de actieve en passieve grondwrijvingen en het eigen gewicht van de damwand ( $F_{s;d} = 258 \text{ kN/m'}$ ). Hiermee is met de slipmethode aangetoond dat uiteindelijk een evenwicht zal heersen.

### Controle van het verticale evenwicht met de $q_c$ -methode

Volgens een damwandberekening zonder negatieve wandwrijvingshoek blijkt het dwarskrachtennulpunt op NAP -13,00 m te liggen. De  $q_c$ -methode gaat dan uit van een schachtdraagvermogen tussen NAP -13,00 m en de onderkant van de damwand gebaseerd op de conuswaarden uit de representatieve sondering. De kleiige laag op deze diepte heeft een conuswaarde van 1,0 MPa. Aangezien de lagen waarin gefundeerd wordt uit klei bestaan, dient volgens Eurocode 7 ([7]) te worden uitgegaan van aangepaste parameters:

- $\alpha_s = 0,02$  (conform §7.6.2.3)
- $q_{s,max;z,i} = 1,0 \text{ MPa}$
- $\Delta l = 5,0 \text{ m} \times 2 = 10 \text{ m}$
- $O_{s;\Delta l,gem} = 1,38 \text{ m}^2/\text{m'}$
- $\xi_3 = 1,26$  (conform §A.3.3.3)
- $\xi_4 = 1,26$  (conform §A.3.3.3)
- $\gamma_s = 1,2$  (conform §A.3.3.2)

Het verticaal draagvermogen kan dan worden



Figuur 9 – Berekeningsresultaten EEM.

bepaald volgens Eurocode 7, uitgaande van een verwaarloosbaar puntdragvermogen:

$$R_{s;d} = R_{s;k} / \gamma_s$$

$$R_{s;k} = \min \{ R_{s;cal;gem} / \xi_3; R_{s;cal;min} / \xi_4 \}$$

In deze situatie blijkt het schachtdragvermogen op basis van de slechtste sondering maatgevend:

$$R_{s;d} = O_{s;\Delta L;gem} \cdot \int q_{s;max;z;i} \cdot \alpha_{s;i} dz / (\xi_4 \cdot \gamma_s)$$

$$= 183 \text{ kN/m}^2$$

Hieruit volgt:  $R_{s;d} < F_{s;d}$

De verticale draagkracht volgens de  $q_c$ -methode blijkt in dit geval niet voldoende om in het verticale evenwicht te voorzien. De damwandlengte dient volgens deze methode te worden vergroot.

### Beschouwing met de eindige elementen methode

Om te achterhalen welke methode het meest geschikt is voor het bepalen van de verticale draagkracht bij grote bovenbelastingen, is ter verificatie met behulp van een eindig elementen model dezelfde damwandberekening uitgevoerd. De wandwrijvingshoeken worden in dit geval meegenomen als reductiefactor op de sterkte-eigenschappen van de grond in een vooraf gedefinieerde laag direct langs de damwand, middels de interfacewaarde. Gekozen is voor een waarde van  $R_{inter} = 0,67$ . De relatieve verplaatsing wordt automatisch meegenomen in het constitutieve model, in dit geval het Hardening Soil model van Plaxis. In de berekening is bewust gekozen voor het achterwege laten van een veer onderaan de punt van de damwand voor een juiste vergelijking met de andere methoden. Een puntdragvermogen in de

kleilaag is immers in de andere methoden ook niet meegenomen.

Uit de berekeningsresultaten, zie figuur 9, is te herleiden dat aan de actieve zijde tussen NAP - 5,00 m en NAP - 15,00 m een omslagpunt aanwezig is waarbij de relatieve verplaatsing van richting verandert. Eerder was met de slipmethode voor dit omslagpunt een niveau van NAP - 13,00 m ingeschat. Ook met dit EEM model lijkt de verticale verplaatsing van de damwand in de orde van grootte van 30 cm te liggen alvorens een evenwicht bereikt wordt.

In het EEM model wordt niet alleen de damwand beschouwd, maar de gehele geometrie. Met dit model is dan ook een goed inzicht verkregen in de interactie tussen damwand en omliggende grond. Op basis van de berekeningsresultaten kan geconcludeerd worden dat de slipmethode vergelijkbare resultaten geeft als de eindige elementen methode en dat de slipmethode voor grote verplaatsingen, indien toelaatbaar, beter geschikt is dan de  $q_c$ -methode.

### Conclusie

1) De slipmethode, waarbij de wandwrijvingshoek wordt omgedraaid bij onvoldoende verticaal draagvermogen, is een manier om het verticale evenwicht aan te tonen. Echter, het ontlenen van wandwrijving aan cohesieve lagen kan resulteren in doorgaande vervormingen in de tijd. Voor de slipmethode kan dan ook gesteld worden dat deze methode niet zonder meer gebruikt mag worden. Wanneer middels deze methode wordt aangetoond dat een verticaal evenwicht heerst, dient eveneens een indicatie van de zettingen te worden verkregen waarbij dit evenwicht bereikt wordt en of dit toelaatbaar is voor de functie van de damwand. Daarnaast dient geverifieerd te worden of de toegekende schuifspanningen lokaal kunnen worden opgenomen door de ondergrond middels het bezwijkcriterium.

2) Volgens de CUR166 mag bij kleine bovenbelastingen op de damwand de  $q_c$ -methode worden toegepast. Deze methode is ontwikkeld voor het beschouwen van het verticaal draagvermogen van palen met zowel horizontaal als verticaal weinig vervormingen. De relatieve, verticale verplaatsing waarbij de  $q_c$ -methode voor funderingselementen nog van toepassing is, ligt voor zware damwandprofielen in de orde van grootte van 10% van de equivalente paalpunt diameter, ongeveer 25 mm. Als aanvulling op de voorwaarde uit de CUR166, betreffende kleine bovenbelastingen, kan daarom gesteld worden dat wanneer de te verwachten relatieve zettingen in deze orde van grootte liggen, de  $q_c$ -methode nog gebruikt mag worden.

3) Aan de hand van een Case Study is in dit artikel onderzocht welke methode het meest geschikt is voor de controle op het verticale evenwicht. Uit de berekeningsresultaten blijkt, voor een damwand met relatieve verticale verplaatsingen veel groter dan 25 mm, de slipmethode beter geschikt voor het bepalen van het verticale draagvermogen dan de  $q_c$ -methode. Bij de slipmethode is de damwandlengte waarover de grondweerstand gemobiliseerd wordt namelijk afhankelijk van de relatieve verplaatsing tussen grond en damwand terwijl de "dragende" damwandlengte in de  $q_c$ -methode beperkt is tot het dwarskrachtnulpunt. Ter verificatie is een berekening gemaakt met de eindige elementen methode. Hiermee werden vergelijkbare resultaten gevonden die de voorkeur voor de slipmethode bij grote verticale verplaatsingen bevestigt.

4) Tot slot blijft de bepaling van het verticale draagvermogen een interactieprobleem en zijn de grondverplaatsing en de verplaatsing van de damwand van elkaar afhankelijk. Bij grote belastingen verdient een eindige elementenprogramma daarom altijd de voorkeur.

### Referenties

- [1] Civieltechnisch Centrum *Uitvoering Research en Regelgeving, Damwandconstructies* – 5e druk, Publicatie 166 deel 1 & 2, Gouda, 2005.
- [2] Hoesch, *Spundwand und Profil, Spundwandhandbuch Berechnung*, Dortmund, 2006.
- [3] Nederlands Normalisatie instituut, *Geotechniek TGB 1990, Basiseisen en belastingen*, NEN 6740, Delft, 2006.
- [4] Nederlands Normalisatie Instituut, *Geotechniek, Berekeningsmethode voor funderingen op palen - Drukpalen*, NEN 6743-1, Delft, 2006.
- [5] NEN 9997-1: 2010, *Geotechnisch ontwerp van constructies – samenstelling van NEN-EN 1997-1, NEN-EN 1997-1/C1 Correctie, NEN 1997-1/NB nationale bijlage en NEN 9097-1 aanvullingsnorm bij NEN-EN 1997-1*, Delft, 2010.
- [5] Best, H. & Havinga, H., *Cursusmap gevorderdencursus D-Sheet Piling*, Delft, maart 2011.
- [6] Visschedijk, M. A. T., *Msheet version 8, Design of diaphragm and Sheet Pile walls*, Delft, 2010.
- [7] Verruijt, A., *Grondmechanica*. Herzien door S. van Baars, Delft, 2009.
- [8] McShane, *Steel sheet piling used in the combined role of bearing piles and earth retaining members*, Proceedings of the 4th international conference on piling and deep foundations, Stresa, Italy, 1991. ●