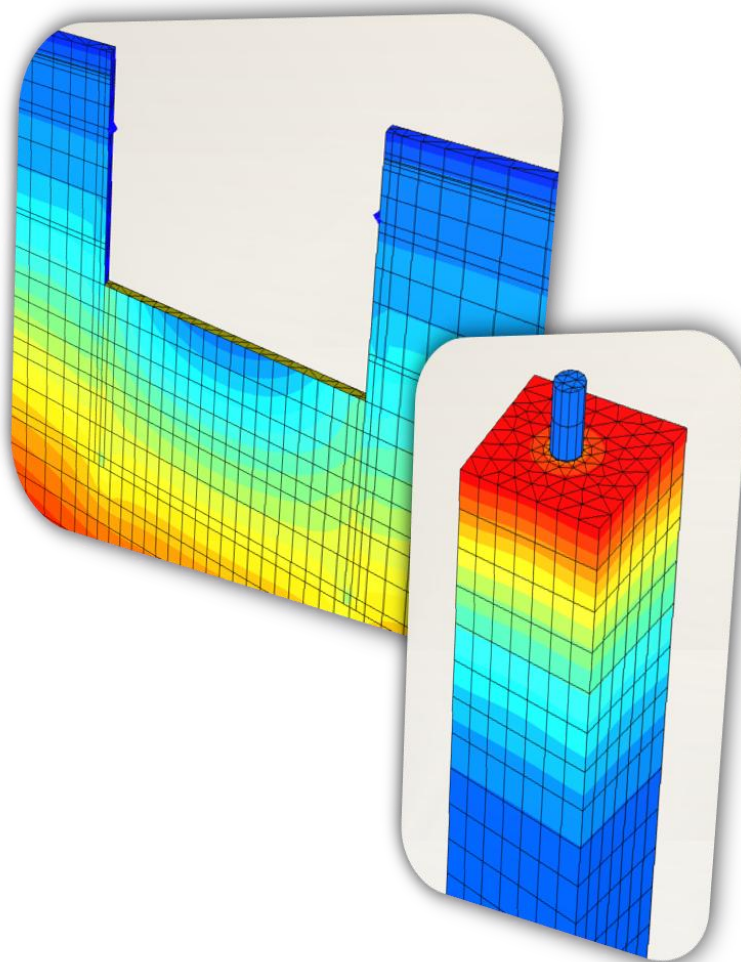


# Zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren en trekpalen

## *De interactie met trekpalen*



R.O. Schippers  
juli 2009



# **Zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren en trekpalen**

## ***De interactie met trekpalen***

R.O. Schippers  
juli 2009

Afstudeercommissie:

Prof. Ir. A.F. van Tol  
Dr. Ir. K.J. Bakker  
Dr. Ir. C.B.M. Blom  
Ing. H.J. Everts  
Ir. T.W. Groeneweg





## Voorwoord

Voorliggend rapport is het resultaat van een onderzoek ter afronding van mijn master opleiding Civiele Techniek aan de Technische Universiteit Delft. Na een literatuurstudie is nader onderzoek gedaan naar het zwel en de mogelijke belastingen die dit op de constructieve elementen van een bouwkuip teweeg kan brengen. Dit is voor het overgrote deel uitgevoerd bij advies- en ingenieursbureau Movares te Utrecht.

De afstudeercommissie bestaat uit de volgende personen:

- Prof. Ir. A.F. van Tol      Technische Universiteit Delft, Geotechniek
- Dr. Ir. K.J. Bakker      Technische Universiteit Delft, Waterbouwkunde
- Dr. Ir. C.B.M. Blom      Technische Universiteit Delft, Betonconstructies
- Ing. H.J. Everts      Technische Universiteit Delft, Geotechniek
- Ir. T.W. Groeneweg      Movares

Dank gaat uit naar advies- en ingenieursbureau Movares voor het bieden van de mogelijkheid mijn afstudeeronderzoek binnen het bedrijf te verrichten. Collega's hebben mij voorzien van waardevol en praktisch advies en daarnaast was het erg interessant het bedrijf beter te leren kennen. Ook ben ik dankbaar voor de leuke momenten en de steun die ik in het bijzonder van Tom, Jos en Martin heb gekregen.

Graag bedank ik Kees Blom voor zijn enthousiaste begeleiding en het vergroten van mijn inzicht in de wereld van de ingenieur. Hij heeft mijn bezoeken mogelijk gemaakt aan de Museumparkgarage en ondergrondse waterberging te Rotterdam en me in contact gebracht met betrokkenen. Het project, waarvoor hijzelf bij ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam werkzaam is geweest, is een fascinerend project en is tevens aanleiding tot dit onderzoek geweest.

Tot slot bedank ik mijn vrienden en familie voor hun steun de afgelopen maanden.

Rogier Schippers

Juli 2009



## Samenvatting

In Nederland bestaat er bij het realiseren van bouwkuipen met een onderwaterbetonvloer en trekpalen, in de veelal slappe ondergrond, onzekerheid over de gevolgen die een ontlasting van de ondergrond teweeg kunnen brengen. De grond zal zich aanpassen aan de afgenomen spanningen wat gepaard gaat met uitzetting van de grond. Deze volumevergroting van grond ten gevolge van het ontlasten wordt zwel genoemd. Bij cohesieve grondlagen is het moeilijk in te schatten hoe snel de zwel optreedt middels een consolidatieproces en welke gevolgen dit heeft voor de onderwaterbetonvloer en de palen in de bouwkuip.

Met dit afstudeerrapport is getracht de onzekerheid te verkleinen door het inzicht in de materie te vergroten. Speciale aandacht gaat uit naar snelheid waarmee zwel optreedt en welke factoren hierop van invloed zijn. Dit wordt in relatie gebracht met de snelheid waarmee ontgraven wordt en het moment waarop vervolgens de onderwaterbetonvloer wordt gestort. Daarbij is onderzocht welke interactie reeds aanwezige paalgroepen en grond aangaan en welke gevolgen dit heeft. Het rapport bestaat uit twee delen.

In Deel I wordt de ontwikkeling van zwel van een diepe kleilaag in een bouwkuip behandeld en de interactie met een onderwaterbetonvloer zonder trekpalen. Dit geschiedt aan de hand van een praktijksituatie, te weten de startschacht Sophiaspoortunnel. Bij de ontgraving van deze bouwkuip tot maar liefst een diepte van 20,2 m zijn intensief metingen naar het gedrag van grond en constructie uitgevoerd. De gehele uitvoering is gemodelleerd in Plaxis 3D Foundation waarbij na aanpassing van de doorlatendheid de resultaten goed overeenkomen met de metingen. Tevens worden resultaten weergegeven van een algemene studie naar zwel en zwelbelasting zonder de specificaties van de uitvoering bij de Sophiaspoortunnel.

In Deel II wordt de ontwikkeling van zwel van een ondiepe kleilaag in een bouwkuip behandeld en de interactie met een onderwaterbetonvloer met trekpalen. Aandacht gaat in het bijzonder uit naar de interactie die de grond met voor ontgraven geïnstalleerde palen aangaat. Deze interactie is maximaal terwijl bij palen die na ontgraven worden aangebracht, de zwel al opgetreden kan zijn. Het project Museumparkgarage en ondergrondse waterberging is als casestudie bestudeerd.

Een belangrijkste conclusie is dat diepe cohesieve lagen, zoals de laag van Kedichem bij de startschacht Sophiaspoortunnel, goed in staat zijn het uitvoeringsproces te volgen. Van aanzienlijke wateronderspanningen en zwel na het voltooiën van het ontgravingproces is dan ook geen sprake.

Ook bij ondiepe bouwkuipen tot ongeveer 10 m diepte, waarbij na paalinstallatie Holocene pakketten worden afgegraven om vervolgens een onderwaterbetonvloer te storten, zal zich over het algemeen geen noemenswaardige zwelbelasting op een onderwaterbetonvloer manifesteren. Naast het afnemen van de potentiële zwelbelasting met de bouwtijd heeft het herbelasten van de ondergrond met het effectieve gewicht van de onderwaterbetonvloer een belangrijke compenserende functie.

In tegenstelling tot de vloer worden vóór ontgraven geïnstalleerde palen wel aanzienlijk belast door een directe interactie met de ondergrond, waarbij de invloed van zandpakketten omvangrijk is. Tevens hebben de palen een beperkende invloed op de zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer. Deze conclusies gaan ook op voor de Museumparkgarage en ondergrondse waterberging: van een zwelbelasting op de onderwaterbetonvloeren zal geen sprake zijn geweest maar wel op de palen.





## Inhoudsopgave

|                                                                                                                            |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Voorwoord                                                                                                                  | iii |
| Samenvatting                                                                                                               | v   |
| <br>                                                                                                                       |     |
| 1 Inleiding                                                                                                                | 1   |
| 1.1 Probleembeschrijving                                                                                                   | 1   |
| Probleemstelling                                                                                                           | 2   |
| 1.2 Doelstelling                                                                                                           | 3   |
| 1.3 Opzet rapport                                                                                                          | 3   |
| 1.4 Beperkingen onderzoek                                                                                                  | 3   |
| 2 Achtergrond                                                                                                              | 5   |
| 2.1 De ondergrond                                                                                                          | 5   |
| 2.2 Bouwkuipbegrenzing                                                                                                     | 7   |
| 2.3 Onderwaterbetonvloer                                                                                                   | 8   |
| 2.4 Palen                                                                                                                  | 8   |
| 2.5 Bouwplanning                                                                                                           | 9   |
| 2.6 Berekeningsmethodes                                                                                                    | 9   |
| <br>                                                                                                                       |     |
| Deel I                                                                                                                     |     |
| De interactie tussen zwellende grondpakketten en onderwaterbetonvloeren,<br>op basis van de startschacht Sophiaspoortunnel |     |
| 3 Inleiding Deel I                                                                                                         | 13  |
| 4 Beschrijving casestudie: startschacht Sophiaspoortunnel                                                                  | 14  |
| 4.1 Bouwkuipconstructie                                                                                                    | 14  |
| 4.2 Bodemopbouw                                                                                                            | 15  |
| 4.3 Bouwfaserings                                                                                                          | 15  |
| 5 Modelbeschrijving                                                                                                        | 16  |
| 5.1 Geometrie model                                                                                                        | 16  |
| 5.2 Grondparameters                                                                                                        | 16  |
| 5.3 Constructieve eigenschappen                                                                                            | 18  |
| 5.4 Fasering                                                                                                               | 19  |
| 6 Evaluatie berekeningen en metingen                                                                                       | 21  |
| 6.1 Meetresultaten                                                                                                         | 21  |
| 6.2 Berekening                                                                                                             | 21  |
| 6.3 Evaluatie                                                                                                              | 22  |
| 7 Verbeterde postdictie: vergrote doorlatendheid                                                                           | 24  |
| 7.1 Spanningen en vervormingen in ondergrond door ontgraven                                                                | 26  |
| 7.1.1 Consolidatietijd laag van Kedichem voor ontlasting                                                                   | 26  |
| 7.1.2 Waterspanningen opgewekt door ontgraven                                                                              | 27  |
| 7.1.3 Korrelspanningen na ontgraven                                                                                        | 27  |
| 7.1.4 Vervorming en verplaatsingen na ontgraven                                                                            | 28  |
| 7.2 Spanningen en vervormingen in ondergrond door drainage en leegpompen bouwkuip                                          | 29  |
| 7.3 Vervorming en verplaatsing constructie                                                                                 | 29  |
| 8 Algemene studie zwel en zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren                                                          | 32  |

|       |                                                   |    |
|-------|---------------------------------------------------|----|
| 8.1   | Vrije zwel in bouwkuip                            | 33 |
| 8.1.1 | Zwel in de tijd                                   | 34 |
| 8.1.2 | Wandwrijving en belastingspreiding                | 36 |
| 8.1.3 | Invloed wandvervorming                            | 37 |
| 8.2   | Zwelbelasting op onderwaterbetonvloer             | 38 |
| 8.2.1 | Potentiële zwelbelasting                          | 39 |
| 8.2.2 | Invloed constructie op zwelbelasting              | 40 |
| 8.2.3 | Consolidatietijd vs. uitvoeringsduur              | 42 |
| 8.2.4 | Algemene zwelformule                              | 43 |
| 8.2.5 | Potentiële zwelbelasting en ontgravingsdiepte     | 45 |
| 9     | De invloed van mogelijk toenemende doorlatendheid | 47 |
| 10    | Conclusies Deel I                                 | 48 |

## Deel II

### De interactie tussen zwellende grondpakketten en voor ontgraven geïnstalleerde trekpalen en onderwaterbetonvloeren

|        |                                                                    |    |
|--------|--------------------------------------------------------------------|----|
| 11     | Inleiding Deel II                                                  | 53 |
| 12     | Uitgangssituatie en rekenvoorbeeld                                 | 55 |
| 12.1   | Rekenvoorbeeld                                                     | 55 |
| 13     | Krachten en draagkracht                                            | 60 |
| 13.1   | Krachten                                                           | 60 |
| 13.2   | Draagkracht                                                        | 61 |
| 13.3   | Rekenvoorbeeld                                                     | 63 |
| 14     | Directe zwelbelasting op de paal                                   | 65 |
| 14.1   | Maximale zwelkracht op basis van schachtwrijving                   | 66 |
| 14.1.1 | Rekenvoorbeeld                                                     | 67 |
| 14.2   | Maximale zwelkracht op basis van ontgraven grond                   | 67 |
| 14.2.1 | Rekenvoorbeeld                                                     | 67 |
| 14.3   | Maximale zwelkracht op basis van relatieve stijfheden              | 68 |
| 14.3.1 | Rekenvoorbeeld                                                     | 68 |
| 14.4   | Ontwikkeling zwelkracht op basis van schuifspanningen              | 69 |
| 14.4.1 | Benadering 1                                                       | 70 |
| 14.4.2 | Benadering 2                                                       | 70 |
| 14.4.3 | Rekenvoorbeeld                                                     | 71 |
| 14.5   | Schatting zwelkracht middels Plaxis 2D en 3D Foundation            | 73 |
| 14.5.1 | Rekenvoorbeeld                                                     | 74 |
| 14.6   | Ontwikkeling zwelkracht in de tijd                                 | 76 |
| 14.6.1 | Rekenvoorbeeld                                                     | 76 |
| 15     | Zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer met palen                 | 78 |
| 15.1   | Invloed gewicht en moment van storten onderwaterbetonvloer         | 78 |
| 15.1.1 | Rekenvoorbeeld                                                     | 79 |
| 15.2   | De invloed van directe zwelbelasting op paal                       | 82 |
| 15.2.1 | Rekenvoorbeeld                                                     | 82 |
| 15.3   | De invloed van vervorming en/of verplaatsing constructie           | 83 |
| 16     | Casestudie Museumparkgarage                                        | 85 |
| 16.1   | Situatiebeschrijving Museumparkgarage en ondergrondse waterberging | 85 |
| 16.1.1 | Bodemopbouw                                                        | 85 |
| 16.1.2 | Bouwkuipconstructie                                                | 87 |
| 16.1.3 | Bouwfasering                                                       | 88 |

|        |                                                                    |     |
|--------|--------------------------------------------------------------------|-----|
| 16.2   | Consolidatieperioden tussen ontgraven en stort onderwaterbeton     | 89  |
| 16.3   | Directe zwelbelasting op palen                                     | 89  |
| 16.4   | Zwelbelasting op onderwaterbetonvloer met palen                    | 90  |
| 16.4.1 | Ontwikkeling zwel en zwelbelasting uit de representatieve kleilaag | 90  |
| 16.4.2 | Ontwikkeling zwel en zwelbelasting uit de laag van Kedichem        | 93  |
| 16.5   | Resultaten en vergelijking met conclusies project                  | 94  |
| 17     | Conclusies Deel II                                                 | 96  |
| 18     | Conclusies en aanbevelingen                                        | 99  |
| 18.1   | Conclusies                                                         | 99  |
| 18.2   | Aanbevelingen                                                      | 99  |
|        | Bronvermelding                                                     | 103 |

|            |                                                                                   |
|------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| Bijlage A: | Doorlatendheid Laag van Kedichem                                                  |
| Bijlage B: | Parameterset model startschacht Sophiaspoortunnel                                 |
| Bijlage C: | Berekening buigstijfheid combiwanden                                              |
| Bijlage D: | Wekenschema bouw startschacht Sophiaspoortunnel                                   |
| Bijlage E: | Waterspanningsmetingen startschacht Sophiaspoortunnel                             |
| Bijlage F: | Ontwikkeling zwel: Terzaghi, Plaxis                                               |
| Bijlage G: | Potentiële zwelbelasting en ontgravingsdiepte                                     |
| Bijlage H: | Tabel 1 NEN 6740                                                                  |
| Bijlage I: | CUR 2001-4 qc-methode                                                             |
| Bijlage J: | Dimensionering paallengte rekenvoorbeeld                                          |
| Bijlage K: | Directe zwelbelasting op de paal                                                  |
| Bijlage L: | Invloed gewicht en moment van storten onderwaterbetonvloer                        |
| Bijlage M: | Plaxis 2D Analyse grond-paal-onderwaterbeton interactie                           |
| Bijlage N: | Grondboring en sondering Museumgarage en ondergrondse waterberging                |
| Bijlage O: | Plaxis 2D Analyse grond-paal interactie Museumgarage en ondergrondse waterberging |



# 1 Inleiding

Door een toenemende druk op de beschikbare ruimte is er een toename waar te nemen in ondergrondse bouwactiviteiten. Omvangrijke infrastructurele werken als de Noord/Zuidlijn in Amsterdam of de Randstad Rail, waarbij grote delen zich ondergronds zullen bevinden, spreken tot de verbeelding. Bij dergelijke projecten worden bouwkuipen met een onderwaterbetonvloer en eventuele trekelementen gerealiseerd, niet in de laatste plaats om de overlast voor de omgeving te beperken en de gevaren te reduceren. De onderwaterbetonvloeren dienen daarbij als stempel en waterkerende bodemafsluiting.

Ook in Rotterdam wordt op dit moment van schrijven de Museumparkgarage en de ondergrondse waterberging gerealiseerd. Tijdens de uitvoering is een discussie ontstaan over het mogelijk optreden van een belasting ten gevolge van zwellende grondpakketten. Over hoe men hier met deze invloed van grondgedrag dient om te gaan bestond onduidelijkheid. Dat blijkt niet ongevoelbaar te zijn. Zwelkrachten vormen in veel ontwerpen al dan niet terecht een substantieel onderdeel van de totale ontwerpbelasting op vloeren en/of trekelementen en leiden daarmee tot extra kosten, materiaalgebruik, uitvoeringstechnische problemen, etc. Inzicht in de (ont)spanningen in de grond, de belastingen op constructies en het last-vervormingsgedrag is gewenst voor het realiseren van efficiënte en veilige constructies. Met het afstudeeronderzoek waarvan dit rapport het resultaat is, is getracht het inzicht te vergroten.

## 1.1 Probleembeschrijving

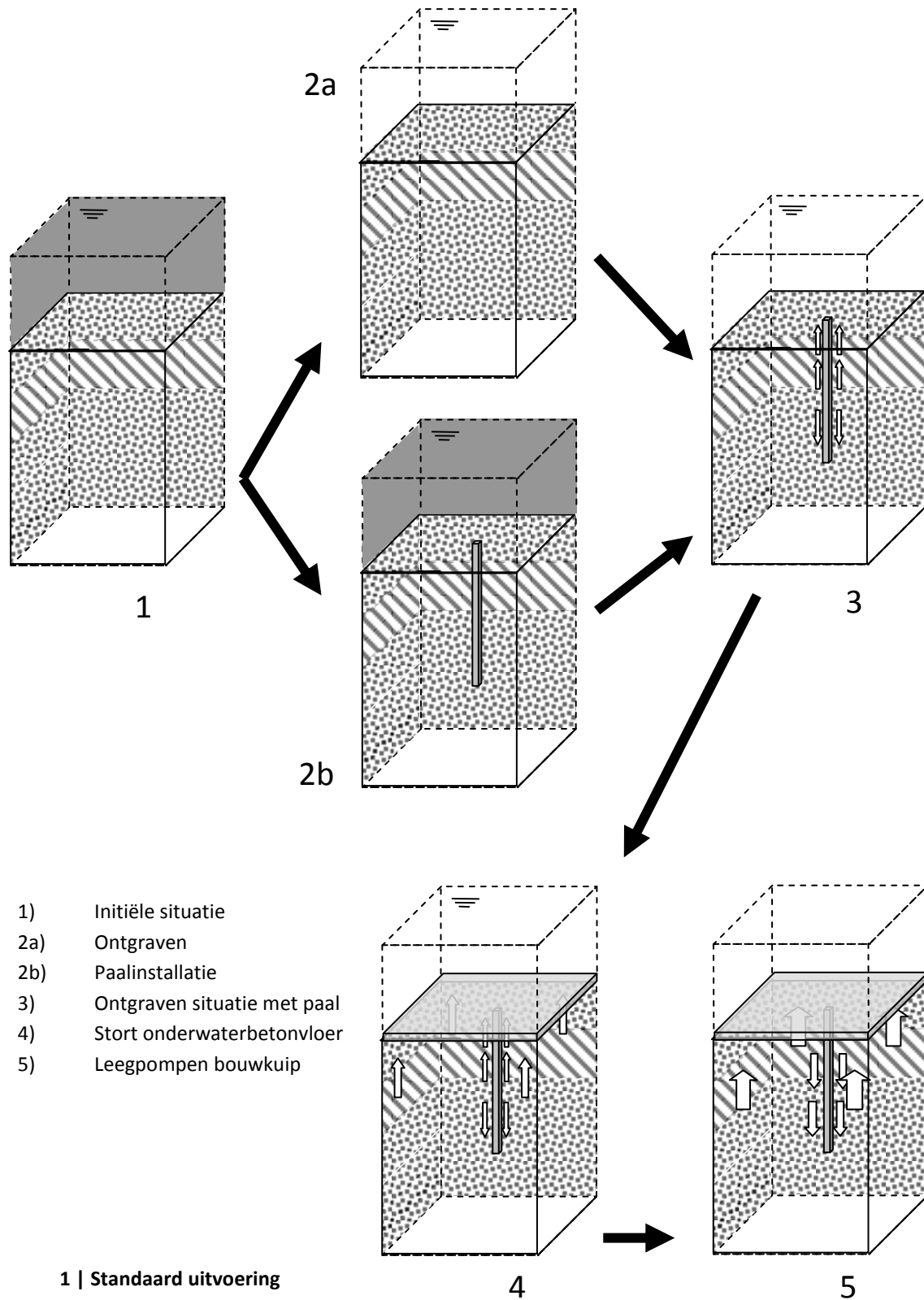
Op basis van een voorstudie [ 33 ] kan men stellen dat in Nederland bouwkuipen worden gerealiseerd waarbij onzekerheid bestaat over de gevolgen van ontlasting van de ondergrond waarbij de grond zal zwellen over een bepaald tijdsbestek. Indien een onderwaterbetonvloer met trekpalen wordt gerealiseerd is het moeilijk in te schatten hoe de grond zal reageren en welke krachten en vervormingen dit teweeg brengt. Hiervoor bestaat geen alom geaccepteerde opvatting. In het verleden zijn verschillende modellen opgesteld om voorspellingen te kunnen doen. Men is genoodzaakt geweest aannamen te doen zoals het veronderstellen van lineair elastisch grondgedrag en het verwaarlozen van de mogelijkheid dat zwelbelasting direct op palen aangrijpt. Het last-vervormingsgedrag is niet volledig bekend en voorspellingen wijken soms significant af van waarnemingen.

Voor het realiseren van een bouwkuip met een onderwaterbetonvloer en trekpalen is de gebruikelijke uitvoeringsvolgorde zoals weergegeven in figuur 1. Hierbij wordt altijd de keuze gemaakt voor paalinstallatie voor of na ontgraven (situatie 2a en 2b). In de volgende situatie waarin de paal in de ontgraven situatie aanwezig is (situatie 3), kan door interactie tussen grond en paal de paal belast worden. Van nature zullen palen en grondlagen verschillend reageren op de ontlasting waardoor wrijving kan ontstaan. Nadat de onderwaterbetonvloer is gestort kan de zwel nog toenemen en/of verhinderd worden (situatie 4). Een verhindering van de zwel zal gepaard gaan met een belasting en deze zal direct op de paal worden afgedragen en/of via de vloer worden afgedragen aan de paal. In de laatste en veelal maatgevende situatie wordt de bouwkuip leeggepompt waardoor een opwaartse waterdruk op de vloer de paal zwaarder op trek zal belasten. Welke krachten in de verschillende situaties optreden ten gevolge van zwel en welke vervormingen daarbij optreden, is moeilijk te voorspellen. Als bovengrens voor de opwaartse zwelbelasting wordt in NEN 6473 het effectieve gewicht van de ontgraven grond genoemd.

Gevolg van de onzekerheden is dat men in de praktijk constructies al dan niet te conservatief dimensioneert, resulterend in bijkomende kosten. Hoewel er geen praktijkvoorbeelden van bekend zijn, zouden zich ook onveilige situaties voor kunnen doen bij verkeerde inschattingen. Bij onderschatting van de zwelbelasting zal het beoogde veiligheidsniveau niet worden gehaald.

## Probleemstelling

Het ontspannen van ondergrond bij het ontgraven van een bouwkuip kan belastingen genereren op palen en onderwaterbetonvloeren. Door een gebrek aan inzicht worden waarschijnlijk onnodig grote belastingen zoals theoretische bovengrenzen in rekening gebracht.



## 1.2 Doelstelling

Doel van dit afstudeeronderzoek is het verkleinen van de onzekerheid ten aanzien van zwel in bouwkuipen met een onderwaterbetonvloer en trekpalen door het inzicht te vergroten in de interactie tussen grond en constructie-elementen. Hiermee zullen voor de praktijk bruikbare conclusies en aanbevelingen worden geformuleerd voor de omgang met zwel.

Subdoelen:

- Antwoord vinden op de vraag of paalgroepen direct zwel opnemen en zo ja, hoeveel in welke fase en wat de invloed hiervan is op de gehele constructie.
- Nagaan wat de invloed van de bouwfasering is op de zwelbelasting.

## 1.3 Opzet rapport

Dit rapport bestaat uit twee delen. Deze volgen na een algemene inleiding en enige achtergrondinformatie. Figuur 2 geeft een verheldering van de onderzochte situaties.

### Deel I: De interactie tussen zwellende grondpakketten en onderwaterbetonvloeren, op basis van de startschacht Sophiaspoortunnel

In dit deel wordt grondgedrag bestudeerd bij interactie met een bouwkuip bij afwezigheid van palen. Aandacht gaat speciaal uit naar de snelheid waarmee zwel optreedt. De startschacht Sophiaspoortunnel wordt nader bestudeerd omdat daar metingen naar zwel zijn uitgevoerd. Door het gedrag terug te rekenen wordt meer inzicht in het grondgedrag verkregen en kunnen voorspellingen voor de algemene situatie worden gemaakt.

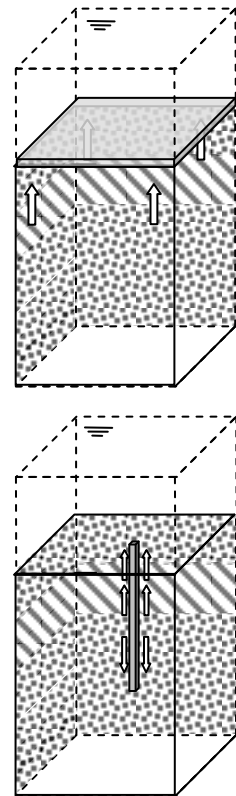
### Deel II: De interactie tussen zwellende grondpakketten en voor ontgraven geïnstalleerde trekpalen en onderwaterbetonvloeren

In dit deel wordt grondgedrag bestudeerd bij interactie met een bouwkuip bij aanwezigheid van palen. Aandacht gaat speciaal uit naar de directe zwelbelasting op de paal. Het project Museumparkgarage en ondergrondse waterberging zal als casestudie behandeld worden.

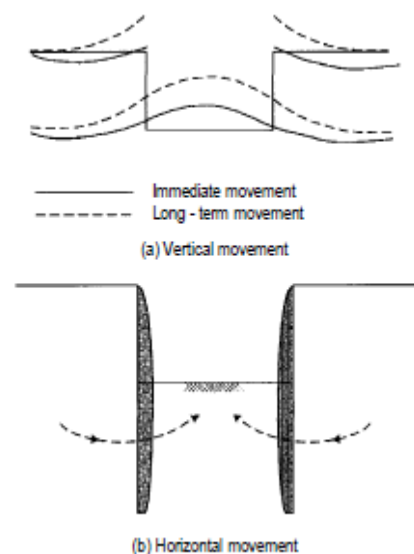
Het rapport sluit af met algemene conclusies en aanbevelingen.

## 1.4 Beperkingen onderzoek

Hoewel in het COB onderzoek F210 zwel werd gedefinieerd als 'de verticale deformatie (heffing) van een bouwputbodem ongeacht het onderliggende effect' wordt dit niet nagevolgd in dit afstudeeronderzoek. Verschillende mechanismen in de grond of de constructie kunnen van invloed zijn op een heffing van de bouwputbodem zoals een horizontale verplaatsing van de bouwkuipbegrenzing waardoor de grond in de kuip omhoog wordt geperst. Om puur onderzoek te doen naar het grondgedrag door ontlasting wordt derhalve hier onder zwel verstaan 'de volumevergroting van (cohesieve) grond ten gevolge van het ontlasten en watertoetreding'. In het boek [Gara, A.R. et al, Embedded retaining walls – guidance for economic design, CIRIA C580, London, 2003] wordt het onderscheid gemaakt tussen vervorming door verwijdering van verticale belasting en door vervorming van de wanden, zie figuur 3. Dit onderscheid zal hier worden nageleefd.



2 | Situatieschetsen voor onderzoek



3 | Verschillende verplaatsings oorzaken

Alleen de Nederlandse volledig met grondwater verzadigde bodem zal worden beschouwd.

Alleen de effecten in de bouwkuip en niet daar buiten worden onderzocht. Het onderzoek beperkt zich tevens tot zwellende pakketten die zich tussen de bouwkuipbegrenzing bevinden. Hierin zal derhalve geen sprake zijn van horizontale grondwaterstroming.

Het Hardening Soil model, dat bij Plaxis berekeningen zal worden gebruikt, kent zijn beperkingen. Het houdt geen rekening met softening door dilatantie en ontbindende effecten en ook hysteresis en kruip worden niet gemodelleerd. De kruip die echter optreedt tijdens bouwperiodes is waarschijnlijk verwaarloosbaar en daarom worden geen onvolkomenheden verwacht.

Gekozen wordt voor een beschouwing waarbij de palen voor ontgraven worden aangebracht waarbij zwel een maximale belasting kan veroorzaken.

Het eigen gewicht van paal wordt niet in beschouwing genomen. In de analyse hebben de palen een gelijk gewicht als de omliggende grond.

Brede bouwkuipen worden beschouwd waarbij de ontlasting van de ondergrond veel gelijkenis vertoont met een eendimensionale ontlasting als in een oedeometerproef. Bij smalle bouwkuipen kunnen daarentegen ook horizontale verplaatsingen optreden waardoor de situatie meer gelijkenis heeft met een triaxiaal proef. Belangrijk verschil hierbij dat de ontspanning in eerste instantie niet voor 100% in wateronderspanningen resulteert maar dat ook direct korrelspanningen worden gewijzigd [ 27 ]. Een deel van de zwel treedt hierdoor instantaan op.



## 2 Achtergrond

In dit hoofdstuk worden de belangrijkste aspecten behandeld die spelen bij de zwelproblematiek en waarvan men op de hoogte dient te zijn bij het lezen van dit rapport.

### 2.1 De ondergrond

De ondergrond is in het algemeen een samenstelling van verschillende inhomogene lagen die zich onderscheiden in gedrag. Het gedrag en de samenstelling van de grond is dan ook bepalend in het ontwerp van geotechnische constructies. Zo zijn de dikte en diepte van aanwezige kleilagen in een bouwkuipbodembodems doorslaggevend of deze lagen geschikt zijn voor gebruik als waterkerende laag of dat een onderwaterbetonvloer noodzakelijk is. Daarnaast is het in de geotechniek van belang hoe de grond reageert op belastingen. Naar Terzaghi wordt in de grondmechanica algemeen aangenomen dat de totale spanning een sommatie is van de effectieve (korrel-) spanning en de waterspanning:  $\sigma = \sigma' + p$

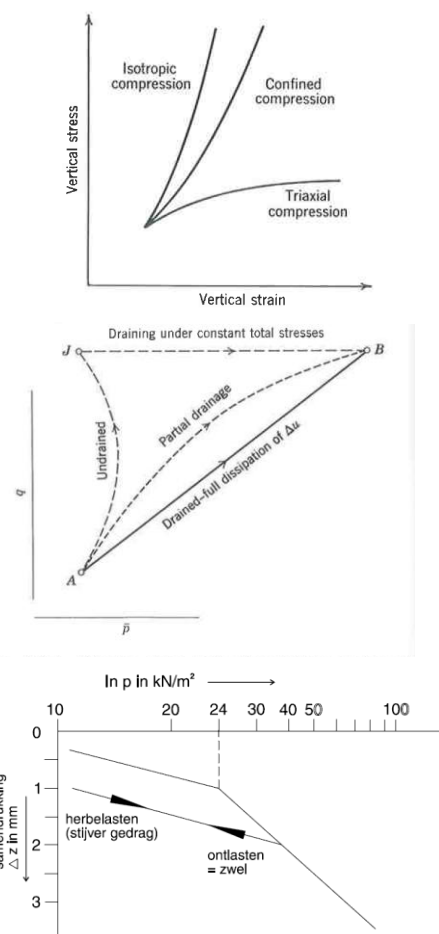
Wanneer grond wordt belast zal het vervormen [23]. De wijze waarop grond zich gedraagt, is dan ook het resultaat van het verloop van zowel verticale als horizontale spanningen, te beschrijven met spanningspaden, en in grote mate afhankelijk van de horizontale randvoorwaarden. De figuur hiernaast geeft bijvoorbeeld weer dat de resulterende vervormingen verschillen per type samendrukking (isotroop, eendimensionaal en triaxiaal) bij droog zand. Voor de praktijk zijn parallellen te trekken met in het bijzonder eendimensionale samendrukkingsproeven (horizontale opsluiting) en triaxiaalproeven.

Naast de randvoorwaarden is de snelheid waarmee een belasting/ontlasting wordt aangebracht in verhouding tot de snelheid waarmee grond de waterspanning daarop aanpast tevens van belang: gaat de belasting relatief snel dan is er sprake van ongedraineerd gedrag, kan de grond zich direct aanpassen dan is er sprake van gedraineerd gedrag. Na ongedraineerd gedrag zal consolidatie optreden. Gedeeltelijk gedraineerd gedrag is tevens mogelijk zoals is te zien aan het effectieve spanningspad bij een triaxiaalproef, weergegeven in figuur 4 hiernaast.

Voor de vervormingen bij bepaalde spanningstoestanden worden spannings- $\epsilon$  relaties gebruikt zoals hiernaast weergegeven [19]. Men dient zich te realiseren dat de stijfheden bij primair belasten en ontlasten verschillend zijn en dat deze stijfheden spanningsafhankelijk zijn. De stijfheid bij ontlasten en herbelasten is nagenoeg gelijk en derhalve vindt men bij benadering elastisch gedrag. Indien de spanning groter is dan waaraan de grond ooit is bloot gesteld, wordt de zogenoemde grensspanning overschreden en gedraagt grond zich over het algemeen slapper.

De spanningstoestand ten opzichte van de grensspanning bepaalt de zogenoemde overconsolidatiegraad (OCR). De hoedanigheid is belangrijk zoals hierboven geschetst ten aanzien van de stijfheid, maar ook met betrekking tot veranderingen van de waterspanningen. Bij ontgraven neemt de OCR toe. De horizontale spanningen worden relatief groot ten opzichte van de nieuwe verticale spanningen. De verhouding wordt over het algemeen beschreven door de gronddrukcoëfficiënt  $K$  volgens de empirische formule:

$$K_{0,\infty} = (1 - \sin \varphi) \cdot OCR^{\sin \varphi}$$



4 | Grondgedrag

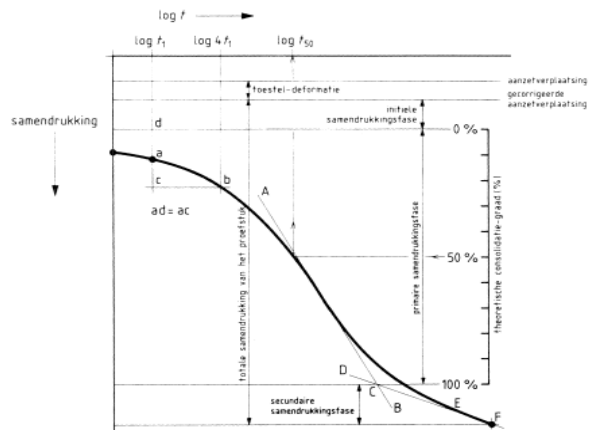
## Zwel

In tegenstelling tot samendrukking bij belasten, is er bij ontlasten sprake van zwel. Net als bij samendrukkingen is de grootte van de zwel afhankelijk van de grondgesteldheid, de grootte van de verticale ontlasting en de horizontale randvoorwaarden. Analoot aan de zettingtheorie, kunnen ten gevolge van ontlasten drie componenten in de totale zwel worden onderscheiden [ 20 ]:

- 1) Instantane vervorming
- 2) Primaire vervorming, ten gevolge van consolidatie (tijdsafhankelijk)
- 3) Secundaire vervorming, kruip (tijdsafhankelijk)

De vervorming geschiedt daarbij door een vervorming van de korrels, het uitzetten van lucht en water in de poriën en/of door het toestromen van water naar de poriën. De drie componenten zijn te herkennen in het verloop van de zetting in de tijd bij een samendrukkingproef. Het algemene verloop wordt door figuur 5 weergegeven [ 24 ].

Van belang is te realiseren dat de niet-cohesieve lagen vrijwel direct elastisch reageren op een belastingverandering en geen tijdsafhankelijke effecten optreden. Cohesieve lagen daarentegen kennen wel een tijdsafhankelijk effect.



5 | Verloop eendimensionale samendrukking

## Instantane vervorming

Het COB heeft onderzoek gedaan naar zwel ter plaatse van de startschacht Sophiaspoortunnel. Voor de instantane vervorming worden de volgende mechanismen genoemd [ 7 ]:

- 1.1) Volumevaste vervorming van cohesieve (klei) lagen
- 1.2) Volumevaste vervorming van niet-cohesieve (zand) lagen (distsie)
- 1.3) Elastische volumevergroting van niet-cohesieve lagen
- 1.4) Elastische volumevergroting van cohesieve lagen
- 1.5) Volumeverandering van niet-cohesieve lagen door dilatantie
- 1.6) Passief bezwijken van grond resulterend in een heffing

Ontlasten is een directe verandering van de effectieve spanning en/of de waterspanning. In de met grondwater verzadigde Nederlandse gronden treedt volumevergroting op door een verlaging van de effectieve spanningen met een gelijktijdig toestromen van poriënwater in geval van verzadigde grond [ 36 ]. Met name bij klei is er sprake van een tijdsafhankelijk effect zodat van belang is in welke verhouding belastingen en ontlastingen in eerste instantie door veranderingen in de effectieve spanning en de waterspanning worden opgenomen.

Bij niet-cohesieve lagen is de doorlatendheid over het algemeen groot waardoor de korrelspanningen en de bijbehorende vervormingen zich vrijwel direct aanpassen aan de veranderde totaalspanning.

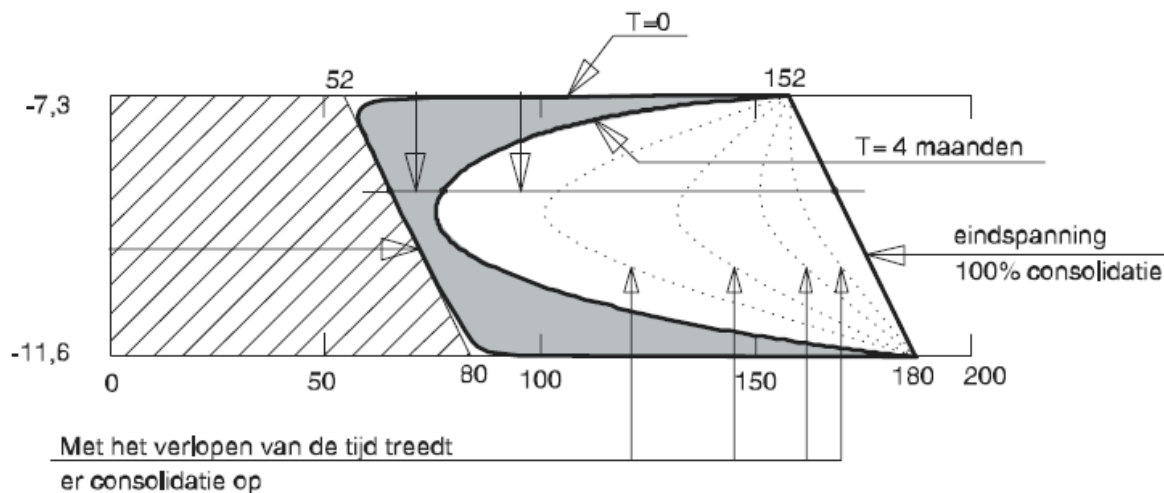
Bij cohesieve lagen zal zich instantane vervorming kunnen voordoen door vervorming van de korrels en uitzetten van lucht en water. Indien de waterspanningen niet veranderen, volgen de korrelspanningen direct de veranderingen in de totaalspanningen. Er is dan geen sprake van tijdsafhankelijk gedrag maar van gedraineerd gedrag. Bij een relatief snelle ontlasting van kleilagen blijkt de waterspanning echter af te nemen waardoor instantane vervorming (gedeeltelijk) uitblijft. De verhouding waarin belastingen en ontlastingen in eerste instantie door veranderingen in de effectieve spanning en de waterspanning worden opgenomen wordt naast de doorlatendheid in sterke mate bepaald door de randvoorwaarden. Bij zijdelings opgesloten kleiproefstukken blijkt de opname bij belasten (oedometerproeven) door het water nagenoeg 100% ( $C = \Delta u / \Delta \sigma_1 \approx 0.999$  [ 23 ]) daar het water niet direct kan afstromen. Hetzelfde geldt voor isotrope samendrukking. Voor ongedraineerd triaxiaal belasten worden echter voor klei hele andere verhoudingen gevonden (Skempton factor  $A = \Delta u / \Delta \sigma_1 = -0.5$  tot  $1.3$ ). De factor A is geen constante. De overconsolidatiegraad

blijkt van grote invloed te zijn op de factor, net als onder meer de rek en het type spanningverandering (belasten/ontlasten). Voor het theoretische geval van isotrope en elastische grond verzadigd met onsamendrukbare vloeistof wordt  $A = 1/3$  gevonden.

In praktijksituaties kan tevens sprake zijn van een directe vervorming door een verandering van de vorm in plaats van een verandering van het volume [ 20 ]. De horizontale vervorming van damwanden bijvoorbeeld kan een volumevaste vervorming veroorzaken.

### Primaire vervorming, ten gevolge van consolidatie

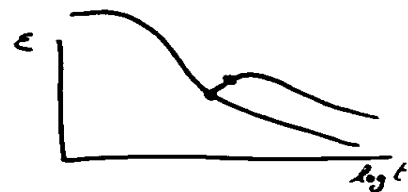
Indien in een grondlaag door ontlasten wateronderspanningen ontstaan, is de waterdruk in deze laag niet langer gelijk aan het hydrostatisch evenwicht in de omgeving. Zoals reeds vermeld doet zich dit in het bijzonder voor bij cohesieve gronden. Een watertoestroming zal op gang komen met dissipatie van de spanningsverschillen [ 20 ]. Dit wordt consolidatie genoemd. De consolidatiesnelheid is wederom afhankelijk van de doorlatendheid zoals Darcy voorschrijft en de doorlatendheid zelf is op haar beurt spanningsafhankelijk. Het Handboek Funderingen [ 19 ] geeft grafisch een verhelderend voorbeeld van hoe spanningen (en daarmee de vervormingen) afhangen van de tijd en de plaats in een laag. De onderstaande figuur geeft het verloop van de korrelspanning in de tijd bij samendrukking maar het beeld zou nagenoeg gelijk kunnen zijn aan de wateronderspanningen bij zwel. Op  $t=0$  heerst er over het hele pakket een wateronderspanning die met de tijd terugloopt naar de oorspronkelijke waterspanning. In het midden van de laag gaat dit langzamer dan aan de randen. Over de gehele hoogte van het pakket geldt dat de snelheid afneemt in de tijd. Onderstaand figuur betreft eendimensionale consolidatie. In praktijk kan dit echter een driedimensionaal proces zijn.



### 6 | Verloop spanningen tijdens consolidatieproces in cohesieve laag

#### Secundaire vervorming, kruip

Naast de vervorming door consolidatie, is er bij grond sprake van een langzame vervorming in de tijd. Dit wordt secundaire vervorming of kruip genoemd. Over de eventuele invloed van ontlasten op kruip bestaan geen breed gedragen opvattingen. Men zou kunnen verwachten dat kruip de opgetreden zwel langzaam doet toenemen en op termijn wellicht weer doet afnemen [ 18 ].



### 7 | Schets verloop zwel en kruip

## 2.2 Bouwkuipbegrenzing

De bouwkuipbegrenzing stelt de omvang van de bouwkuip vast, zowel in het oppervlak als in de diepte, en daarmee de mate waarin ontlastingen en belastingen zich spreiden over de ondergrond. Belastingspreiding is te bepalen met methoden van Boussinesq, Newmark en Flamant [ 36 ] en kan van grote invloed zijn op de

grootte van de initiële wateronderspanning en zodoende op de consolidatietijd en de zwel. Door de belastingspreiding kan men midden in de bouwkuip grotere vervormingen en/of zwelbelastingen verwachten. Het zelfde effect heeft wandwrijving die grond verhindert te vervormen.

De bouwkuipbegrenzingsen zullen altijd een zekere mate van vervorming kennen. Hier dient men rekening mee te houden daar het de grond onder de onderwaterbetonvloer extra kan belasten met een (volumevaste) vervorming met heffing tot gevolg. Dit is een fundamenteel ander type heffing dan zwel. Ook (rand) palen kunnen lateraal belast worden.

Ten aanzien van de consolidatietijd is de invloed van de diepte van de wanden van belang. Wanneer de wanden tot ver in de kleilaag reiken, zal het de horizontale toestroming van grondwater aanzienlijk kunnen verhinderen.

## 2.3 Onderwaterbetonvloer

De onderwaterbetonvloer kan worden gestort als waterkerende laag en/of als stempel in de kuip. Het wordt daarmee belast door normaalkracht en door verticale belastingen. De verticale belastingen draagt het af op de grond, de wanden van de kuip en eventueel op palen.

Een onderwaterbetonvloer zal het optreden van zwel doen verhinderen waarmee zich een zwelbelasting opbouwt. Wat betreft de verticale belastingafdracht wordt volgens deskundigen veelal gesteld dat de opwaartse belastingen eerst op de onderwaterbetonvloer terecht komen alvorens de trekpalen deze krachten afdragen naar de grond. Ook bij een netto neerwaartse belasting neemt men over het algemeen aan dat de palen het werk doen. In werkelijkheid ligt het echter voor de hand dat in beide gevallen er een verdeling zal zijn van de belastingen die door de palen enerzijds en door de vloer anderzijds zal worden opgenomen/afgedragen. Voor de krachten op de vloer is het gebruikelijk te rekenen met beddingsconstanten, die door vermenigvuldiging met het werkzame oppervlak in om te rekenen naar een veerstijfheid. De grond en de palen zijn daarmee vereenvoudigd tot lineair elastische veren wat een zeer grove benadering is. Met een Eindige Elementen Methode (EEM) berekening zou het werkelijke gedrag realistischer kunnen worden beschouwd.

## 2.4 Palen

Voor het naar de grond afdragen van krachten zoals opwaartse drukken op een onderwaterbetonvloer, kan men palen toepassen. Vele paalsoorten zijn op de markt verkrijgbaar, onder te verdelen in: grondverdringende, gedeeltelijk grondverdringende en grondverwijderende. Iedere paal heeft een specifieke installatieprocedure. De eigenschappen verschillen per paaltype en paal grootte. Voor trekpalen is de grondverdringende installatiemethode gebruikelijk.

De installatie van grondverdringende palen heeft verschillende invloeden op de omringende grond. Zo kan de installatie de grond verdichten en opspannen. Onder de paalpunt wordt de grond in drie richtingen verplaatst, het paalpunt-effect. De grond rondom de paal kan omhoogkomen. Dit 'ophei-effect' kan bij cohesieve (klei)lagen oplopen tot 80% van het paalvolume. Onderzoek wijst uit dat tevens wateroverspanningen worden veroorzaakt, die door consolidatie weer afnemen. Een superpositie van deze wateroverspanningen met de wateronderspanningen door ontgraven wordt geoorloofd geacht [ 2 ], uiteraard op voorwaarde dat de twee processen elkaar snel opvolgen. Bij de paalgroepen oefenen palen invloed uit op elkaar. Zo is de grondverdringing bij een onderlinge afstand van naar schatting minder dan  $6D_{eq}$  merkbaar [ 12 ].

De zwelkracht die een paal zelf direct opneemt zou volgens Smits [ 35 ] berekend moeten worden op basis van de gemobiliseerde wrijving die afhankelijk is van de verticale verplaatsing van de grond ten opzichte van de paal.

In plaats van trekpalen kan men ook gebruik maken van trekankers. De stijfheid van ankers is lager dan palen en daarom worden de elementen veelal voorgespannen. De verankering vindt bij voorkeur plaats in draagkrachtige zandlagen. Bij aanwezigheid van (zwellende) kleilagen is de krachtsafdracht van de ankers echter sterk afhankelijk van de aanhechting van het anker in de kleilaag. Bij substantiële aanhechting kan men de ankers als 'satéprikkers' beschouwen [ 32 ].

## 2.5 Bouwplanning

Daar vervorming van cohesieve lagen een tijdsafhankelijk fenomeen is, worden de maximale zwelkrachten op de palen en de onderwaterbetonvloer met name bepaald door de bouwvolgorde en de tijdsduren tussen de verschillende fasen. Zodoende zouden er tijdstippen moeten zijn waarin het optreden van zwel problemen kan veroorzaken en een tijdstip waarop dit niet het geval is. Bij de beoordeling van de zwel zou over het algemeen rekening moeten worden gehouden met het tijdsaspect [ 12 ].

Wanneer eerst wordt afgegraven, vervolgens de palen worden geïnstalleerd en dan de vloer gestort, kan tussen iedere activiteit een gedeelte van de zwel optreden. Pas de zwel die optreedt na installatie van de palen zal door wrijving een belasting kunnen vormen. De resterende zwel kan een belasting op zowel palen als vloer genereren.

De grootste zwelbelasting kan men hoogstwaarschijnlijk verwachten indien men eerst de palen installeert alvorens af te graven, de vloer te storten en de kuip leeg te pompen. Het eventueel draineren onder de vloer kan de zwel beïnvloeden [ 7 ].

## 2.6 Berekeningsmethodes

Hedendaagse zettingberekeningen worden gemaakt met de methoden van Koppejan-Buisman, Bjerrum en de a,b,c-isotachenmethode. Dit zijn eendimensionale methoden. Door middel van een EEM berekening in Plaxis kunnen tweedimensionale of zelfs driedimensionale berekeningen worden gemaakt. Hiermee is inzicht te verkrijgen in het krachten spel en vervormingen. In Plaxis zijn daartoe verschillende grondmodellen opgenomen waarvan het Hardening Soil model het meest geschikt is [ 28 ], [ 29 ]. Dit model gaat uit van een spanningsafhankelijke stijfheidmodulus voor belasten en ontlasten maar kruip en hysteresis worden niet gemodelleerd.

Voor funderingen zijn verschillende normen en rekenregels ontwikkeld die krachten en vervormingen afleiden voor grond, palen en onderwaterbetonvloeren. Hierin wordt een bepaalde veiligheid opgenomen. Vervolgens is het zaak de constructieonderdelen juist te dimensioneren.

Dat ook in kleilagen direct na het aanbrengen van een belasting schuifspanningen worden gemobiliseerd, wordt over het algemeen niet in rekening gebracht. Het draagvermogen wordt dan volgens de methoden alleen ontleend aan draagkrachtige zandlagen. Algemeen moet benadrukt worden dat voor iedere methode geldt dat men de vraag moet stellen hoe parameters bepaald moeten worden en welk effect de nauwkeurigheid van de parameters hebben.



## ***Deel I***

### ***De interactie tussen zwellende grondpakketten en onderwaterbetonvloeren, op basis van de startschacht Sophiaspoortunnel***





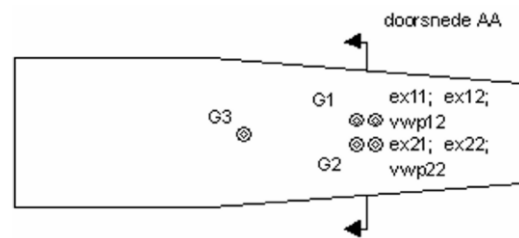
### 3 Inleiding Deel I

In dit deel van het rapport wordt grondgedrag in een bouwkuip die wordt ontgraven beschouwd. Aandacht wordt besteed aan de reactiesnelheid van de ondergrond en de effecten op en van constructies. Dit zal geschieden aan de hand van de in 2001 gerealiseerde startschacht voor de Sophiaspoortunnel die onderdeel uitmaakt van de Betuweroute. De diepe bouwkuip is in het bijzonder geschikt voor een beschouwing daar het een typisch Nederlandse ondergrond kent en door de aannemerscombinatie Tubecon zijn metingen verricht naar het gedrag van zowel ondergrond als constructie tijdens de bouw. Met de meetresultaten heeft COB deelcommissie F210 “Zwel” voor het eerst in kaart proberen te brengen in welke mate door ontlasting zwel optreedt in onderliggende grondlagen en wat daarbij de gevolgen kunnen zijn op de constructie [ 7 ]. Naast de metingen zijn verschillende berekeningen gemaakt, waaronder Plaxis 2D berekeningen, en is getoetst op nauwkeurigheid en betrouwbaarheid hiervan door een vergelijking met de metingen.

In het hieronder beschreven onderzoek is nader onderzocht hoe de grond in de tijd heeft gereageerd op de bouwactiviteiten, middels Plaxis 3D Foundation. Tevens wordt in hoofdstuk 0 zwel nader bekeken voor een standaard situatie, zonder de specifieke uitvoeringsaspecten van de Sophiaspoortunnel. Benadrukt wordt dat de interactie tussen palen en zwellende grondlagen in dit deel van het rapport buiten de scope blijft.

## 4 Beschrijving casestudie: startschacht Sophiaspoortunnel

De startschacht van de Sophiaspoortunnel heeft een lengte van 64 m en een breedte verlopend van 24 m aan de oostzijde tot 29,4 m aan de westzijde waar de boortunnel begint. Het maaiveld is opgehoogd met 1,5 m tot N.A.P. +0 m. Meetapparatuur is op verschillende plaatsen aangebracht, maar heeft helaas ook op enkele plaatsen gefaald.



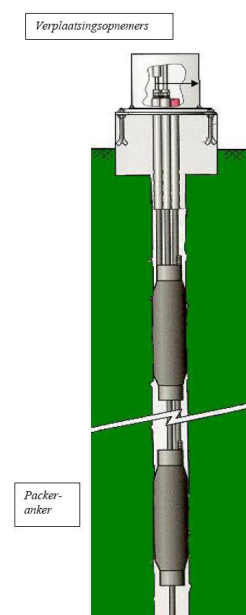
8 | Metingen bij doorsnede in bovenaanzicht

Over de doorsnede waar de schacht een breedte heeft van ongeveer 26 m, zie figuur 8, is beschikking over een aanzienlijke hoeveelheid meetgegevens en derhalve wordt deze doorsnede beschouwd in de berekeningen.

De veldmetingen zijn onder te verdelen in:

- Vervormingsmetingen van de bouwkuipconstructie
- Metingen in de grond onder de bouwkuip
- Peilbuismetingen

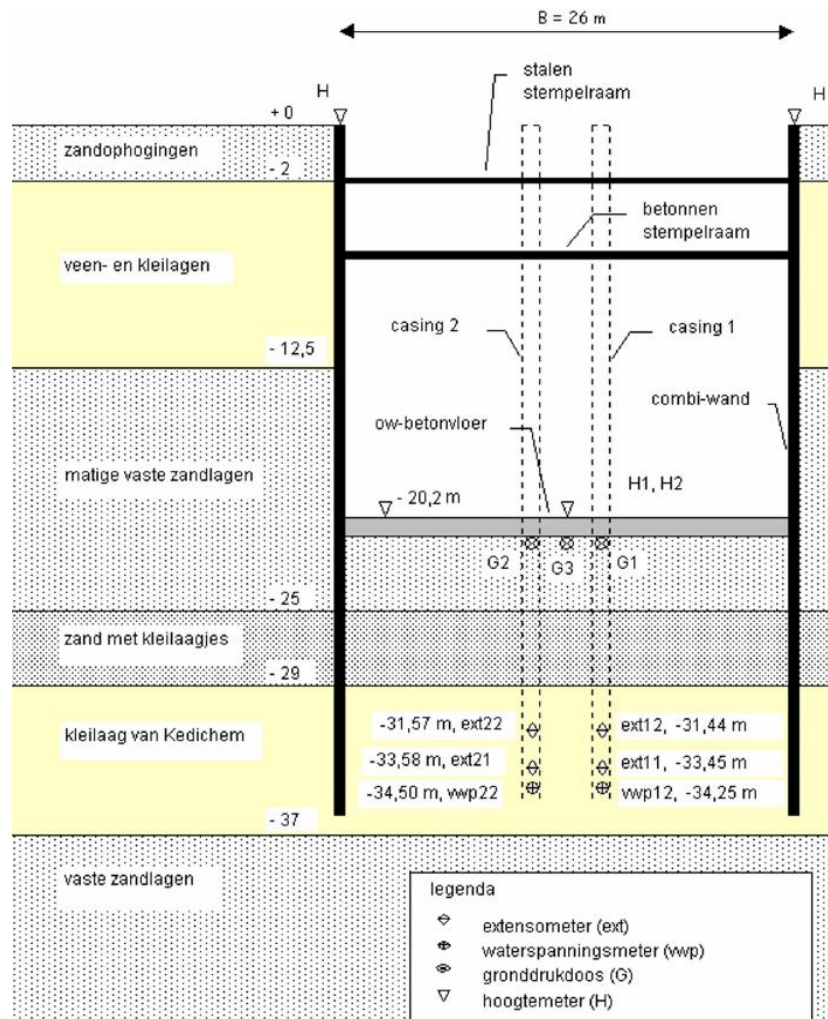
In het kader van het onderzoek naar het grondgedrag ten gevolge van ontlasting zijn in het bijzonder de metingen in de grond onder de bouwkuip interessant. In de hier beschouwde doorsnede zijn onder andere twee buispalen (casings) geplaatst met ieder twee zogenoemde packer-ankers en een waterspanningsmeter die informatie verschaffen over verticale grondverplaatsingen en waterspanningen. De extensometers (figuur 9) bestaan in principe uit op diepte met grout gevulde ankers die vrij met de omliggende grond kunnen verplaatsen ten opzichte van een referentiepunt op maaiveld [ 17 ]. Helaas heeft extensometer ex22 niet naar behoren gefunctioneerd zodat alleen de extensometingen in casing 1 (ex11 en ex12) nuttig voor analyse zijn. Overigens dient men er altijd van bewust te zijn dat sprake kan zijn van onnauwkeurigheden in de metingen.



9 | Extensometer

### 4.1 Bouwkuipconstructie

De kerende wanden van de bouwkuip zijn uitgevoerd als combiwand: buispalen Ø1420-20 met een dubbele tussenplank Larssen 607. Deze reiken tot N.A.P. -36 m. Tijdens afgraven heeft op N.A.P. -1,9 m een stalen stempelraam van buizen Ø762-10,5 tijdelijk de horizontale stabiliteit gewaarborgd en is bij het bereiken van een grotere diepte vervangen door een op N.A.P. -6,3 m gelegen definitief betonnen stempelraam. Ontgraven is tot een diepte van N.A.P. -20,2 m waar vervolgens een gewapende onderwaterbetonvloer is gestort met een dikte van 1,3 m. Deze vloer heeft tijdens de uitvoering niet zo zeer als een waterkerende bodemafluiting gediend, als wel als stempel. Tijdens het leegpompen van de kuip is namelijk tegelijkertijd onder de vloer grondwater onttrokken om de opwaartse belasting op de vloer te reduceren. In figuur 10 voor een overzicht.



10 | Overzicht startschacht Sophiaspoortunnel

## 4.2 Bodemopbouw

De bodemopbouw kan als volgt worden gekarakteriseerd. Vanaf het oorspronkelijke maaiveld op ongeveer N.A.P. -1,5 m treft men eerst slappe Holocene klei- en veenlagen aan met een totale dikte van 11 m. Daaronder bevindt zich een matig vaste Pleistocene zandlaag tot N.A.P. -29 m. Dit is het eerste watervoerend pakket. Van N.A.P. -29 m tot N.A.P. -37 m treft men de slecht waterdoorlatende en overgeconsolideerde laag van Kedichem aan. Hiertoe rekent men zowel een dunne veenlaag als een dikke kleilaag. De cohesieve laag van Kedichem komt in grote delen van Zuid-Holland, Gelderland en Noord-Brabant voor (zie figuur 11) en dit is de laag waar de aandacht naar uitgaat wat betreft het optreden van zwel. Onder deze laag bevinden zich vaste zandlagen, het tweede watervoerend pakket.



11 | Locatie laag van Kedichem

## 4.3 Bouwfasering

Het ontgraven van de bouwkuip heeft gefaseerd plaats gevonden. Na het ophogen van het bestaande maaiveld met 1,5 m is de combiwand geheid tot vlak boven de vaste zandlagen. Het ontgraven en aanbrengen van de stempelramen is “in den droge” uitgevoerd. Tijdens dit proces zijn de buispalen in de combiwand gevuld met beton om de wand uit voorzorg extra stijfheid tegen buiging te geven. Na het verder ontgraven “in den natte” is de gewapende onderwaterbetonvloer gestort. Na verharding is vervolgens de bouwkuip leeggepompt onder het gelijktijdig plaatselijk verlagen van de stijghoogte van het eerste watervoerend pakket tot 1 m onder de vloer. De stijghoogte van het tweede watervoerend pakket onder de constructie is tijdens de uitvoering gehandhaafd op N.A.P. -1 m.

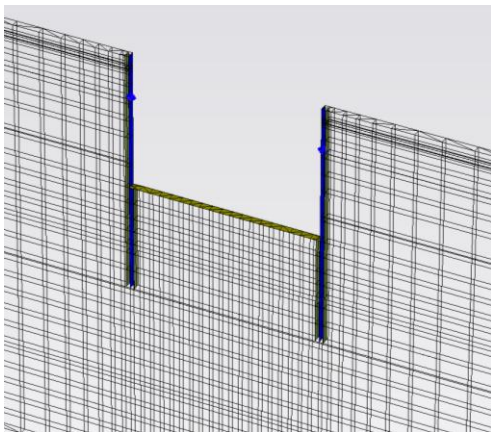
## 5 Modelbeschrijving

Zoals in de inleiding is aangegeven is er voor gekozen een analyse te maken door gebruik te maken van het eindige elementen programma Plaxis 3D Foundation V2.2 (hierna: Plaxis 3DF). Terwijl in de huidige beroepspraktijk al veelvuldig van het Plaxis 2D pakket gebruik wordt gemaakt geldt dit voor het 3D programma nog slechts in beperkte mate. Ook bij de analyse van het grondgedrag bij de startschacht van de Sophiaspoortunnel ligt het gebruik van het Plaxis 2D pakket waarschijnlijk meer voor de hand. Echter is voor het 3D pakket gekozen daar dit met het oog op vervolg van dit afstudeeronderzoek handig leek.

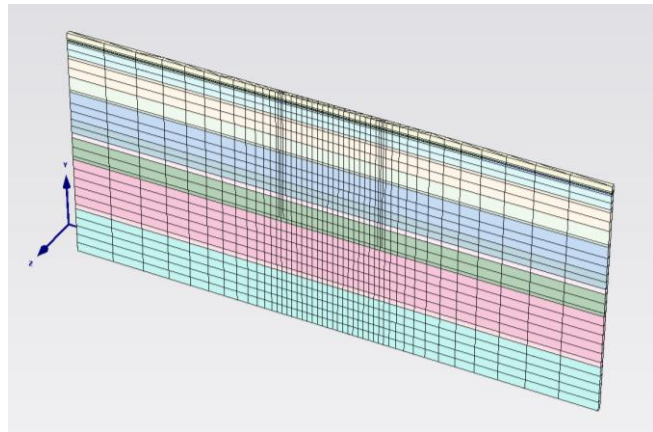
### 5.1 Geometrie model

Aangenomen wordt dat de bouwkuip zich in lengterichting overal gelijk gedraagt waarmee een 2D benadering geschikt is. In Plaxis 3DF is dan ook voor een semi-2D benadering gekozen waarbij de breedte van het model ter vereenvoudiging op 1 m is gesteld. Dit is ook een gebruikelijke wijze om 3D modellen met 2D modellen te kunnen vergelijken. De grenzen van het model zijn plaatsvast loodrecht op het grensvlak en vrij in andere richtingen. De bovenzijde van het model, het grondoppervlak, is vrij in alle richtingen. Behalve de twee grensvlakken met hun normaal in de z-richting, zijn de grenzen van het model open ten aanzien van toe- en afstroming van water.

Het model heeft de afmetingen  $l_x = 140$  m,  $l_y = 65$  m en  $l_z = 1$  m. De bouwkuip is hierin gecentreerd. De afmetingen zijn dusdanig gekozen dat de randen van het model weinig invloed op het gedrag in en rond de bouwkuip zullen uitoefenen. Ook de grote diepte van het model maakt het mogelijk dat het spreiden van belastingen en ontlastingen adequaat wordt meegenomen in het model en de verandering van de effectieve spanningen op N.A.P. -65 m beperkt blijft. In figuur 13 zijn de constructieve elementen te zien in de eindfase. Duidelijk zichtbaar zijn de wanden met interfaces die de interactie tussen grond en constructie in rekening brengen. In figuur 12 een weergave van het model met de verschillende grondlagen. Deze grondlagen zijn het onderwerp van de volgende paragraaf.



13 | Bouwkuipconstructie



12 | Grondopbouw in model

### 5.2 Grondparameters

In voorbereiding op de bouw is grondonderzoek gedaan dat in eerste instantie is gebruikt voor ontwerpberekeningen met betrekking tot de vervormingen en de krachtswerking die bij de uitvoering kunnen worden verwacht. Dit heeft geleid tot het definitieve ontwerp. In tweede instantie is het grondonderzoek gebruikt voor berekeningen in het kader van onderzoek naar zwel door COB deelcommissie F210. Het terreinonderzoek in en nabij de te realiseren bouwkuip is uitgevoerd in de vorm van sonderingen en boringen

waarna tevens laboratoriumonderzoek is verricht [ 8 ]. Maar liefst 12 verschillende grondlagen zijn te onderscheiden.

Deelcommissie F210 heeft op basis van het grondonderzoek een parameterset opgesteld die is gebruikt voor haar berekeningen. Bij de modellering van een bouwkuip is door de geometrie en grond-constructie-interactie sprake van een diversiteit aan spanningspaden. Daarnaast is er een niet-lineaire spannings-rek-relatie van invloed op gronddeformaties zodat de keuze is gemaakt een Plaxis berekening te maken waarin de grond wordt gemodelleerd met het Hardening Soil model. In de hier behandelde analyse wordt gebruik gemaakt van de parameters zoals vastgesteld voor de “best-fit” berekening [ 5 ]. Hiertoe behoren tevens waarden voor de overconsolidatie ratio's (OCR). Zo is de veenlaag van de laag van Kedichem een OCR van 1,6 toegekend en de kleilaag in de laag van Kedichem een waarde van 1,3. De aangenomen stijfheden voor de laag van Kedichem zijn bij een referentieniveau van 100 kN/m<sup>2</sup>:

|                              |                                      |
|------------------------------|--------------------------------------|
| Laag van Kedichem, veenlaag: | $E_{oed,ref} = 5.400 \text{ kN/m}^2$ |
|                              | $E_{50,ref} = 5.600 \text{ kN/m}^2$  |
|                              | $E_{ur,ref} = 32.000 \text{ kN/m}^2$ |
| Laag van Kedichem, kleilaag: | $E_{oed,ref} = 5.500 \text{ kN/m}^2$ |
|                              | $E_{50,ref} = 8.500 \text{ kN/m}^2$  |
|                              | $E_{ur,ref} = 38.000 \text{ kN/m}^2$ |

In de hier gebruikte parameterset zijn doorlatendheden van de zandlagen als zeer hoog aangenomen. In de berekeningen wordt het grondgedrag van deze lagen dan ook als gedraineerd beschouwd. De doorlatendheden van de cohesieve gronden daarentegen zijn gebaseerd op grondonderzoek. Deze zijn van groot belang voor het fenomeen zwel. GeoDelft (het huidige Deltares) heeft op basis van de resultaten van het grondonderzoek verwachtingswaarden voor de doorlatendheden (k-waarden) bepaald [ 6 ] en deze waarden worden hier als uitgangspunt genomen [ 9 ]. Zo is onder meer bij een oedometer test op een proefstuk uit een lokale boring voor de kleilaag van de laag van Kedichem een doorlatendheid van ongeveer  $2 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$  ( $\pm 2 \cdot 10^{-6} \text{ m/dag}$ ) gevonden, zie bijlage A. Dit betreft de verticale doorlatendheid.

Bij de bovengenoemde verwachtingswaarden voor de doorlatendheid is geen onderscheid gemaakt in verticale en horizontale doorlatendheden. In de praktijk is er echter wel vaak sprake van een verschil in doorlatendheden, in het bijzonder bij cohesieve gronden. Een horizontale doorlatendheid die 2 tot 10 keer zo groot is als de verticale doorlatendheid is niet uitzonderlijk. Het verschil wordt veroorzaakt door het proces waarop sedimentaire grond wordt gevormd, waarbij de verticale spanningen groter zijn dan de horizontale. Plaatvormige kleideeltjes zullen dan geneigd zijn een horizontale rangschikking aan te nemen wat resulteert in een lagere verticale doorlatendheid dan de horizontale [ 23 ]. Ook Deelcommissie F210 acht het plausibel dat de horizontale doorlatendheid een 4 maal hogere waarde heeft dan de verticale doorlatendheid [ 5 ]. Deze aanname is hier overgenomen voor de cohesieve grondlagen:

$$k_x = k_z = 4 \cdot k_y$$

In combinatie met sterkte-parameters is de parameterset aangenomen zoals is weergegeven in bijlage B.

Zoals reeds vermeld, zijn verschillende watervoerende pakketten aanwezig. De piëzometrische niveaus dan wel stijghoogten van deze zandlagen verschillen en dit is meegenomen in het model. De grondwaterstand net onder maaiveld ligt op N.A.P. -2,25 m, het eerste watervoerend pakket (van N.A.P. -12,5 m tot N.A.P. -29 m) heeft een stijghoogte van N.A.P. -3 m en het tweede watervoerend pakket (vanaf N.A.P. -37 m) een stijghoogte van N.A.P. -1 m. De slecht doorlatende cohesieve lagen scheiden de watervoerende pakketten van elkaar en aangenomen wordt dat de stijghoogten over deze cohesieve lagen kunnen worden benaderd door een lineaire interpolatie.

### 5.3 Constructieve eigenschappen

De onderwaterbetonvloer die na het volledig ontgraven van de bouwkuip tot N.A.P. -20.2 m gestort wordt is 1.3 m dik. Hoewel in werkelijkheid na het storten de sterkte van de vloer in de tijd toeneemt, wordt de vloer hier gemodelleerd als een vloer met instantaan een B25 betonkwaliteit. In Plaxis 3DF heeft de vloer lineair elastische eigenschappen met een isotrope stijfheid van  $28500 \text{ N/mm}^2$ .

De combiwanden bestaan uit buispalen  $\varnothing 1420\text{-}20$  met dubbele tussenplanken van het type Larssen 607 waarbij de buispalen tijdens de uitvoering zijn gevuld met beton B25. De niet-gevulde en gevulde wanden zijn gemodelleerd als lineair elastische wanden met een zekere buigstijfheid, berekend zoals vermeld in bijlage C. Bij de gevulde combiwanden kan de buigstijfheid van de planken worden verwaarloosd ten opzichte van de gevulde, en daarmee verstijfde, buispalen. De gehele wand kan derhalve per meter breedte als isotroop worden beschouwd.

Zowel het tijdelijke stalen stempelraam als het permanente betonnen stempelraam is gemodelleerd met veren waarop de combiwanden via stijve balken in de meter breedte van het model een deel van de horizontale belastingen afdragen. De eigen gewichten van de stempelramen worden hierbij verwaarloosd. De veerwaarde van het stalen stempelraam met  $\varnothing 762\text{-}10,5$  buizen op 7,2 m hart op hart is aangenomen op  $5,6 \cdot 10^4 \text{ kN/m/m}$ :

$$k_{\text{stempelraam,staal}} = \frac{E_{\text{staal}} A}{L_{\text{eq}} L_{\text{hoh}}} = 5,6 \cdot 10^4 \text{ kN/m/m}$$

Waarin:

$$E_{\text{staal}} = 2,1 \cdot 10^8 \text{ kN/m}^2$$

$$A = \pi \cdot r_{\text{out}}^2 - \pi \cdot r_{\text{in}}^2 = \pi \cdot \left( \frac{0,762}{2} \right)^2 - \pi \cdot \left( \frac{0,762 - 2 \cdot 0,0105}{2} \right)^2 = 0,025 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{eq}} = \frac{B}{2} = \frac{26}{2} = 13 \text{ m}$$

$$L_{\text{hoh}} = 7,2 \text{ m}$$

Voor het betonnen stempelraam van B25 betonkwaliteit met een gemiddelde hoogte en breedte van 1,3 m en 1,2 m respectievelijk is een waarde van  $3,8 \cdot 10^5 \text{ kN/m/m}$  aangenomen [ 5 ]. Uitgegaan is van stempels met een gemiddelde hart op hart afstand van 9 m.

$$k_{\text{stempelraam,beton}} = \frac{E_{\text{beton}} A}{L_{\text{eq}} L_{\text{hoh}}} \approx 3,8 \cdot 10^5 \text{ kN/m/m}$$

Waarin:

$$E_{\text{beton}} = 28500 \text{ N/mm}^2 = 2,85 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$A = 1,3 \cdot 1,2 = 1,56 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{eq}} = \frac{B}{2} = \frac{26}{2} = 13 \text{ m}$$

$$L_{\text{hoh}} = 9,0 \text{ m}$$

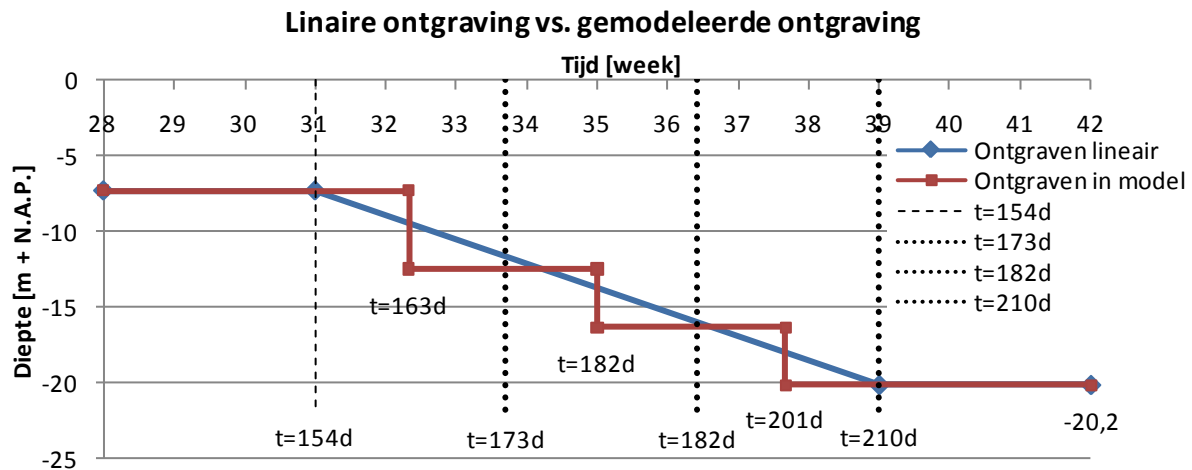
De balken fungeren als gordingen en voorkomen vervormingen van de combiwand over de breedte ter plaatse van de veren door hoge stijfheden (traagheidsmomenten:  $I_2 = 1,5 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$  en  $I_3 = 4,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$ ). Deze stijfheden zijn gebaseerd op een gekanteld HE 1000x694 profiel [ 3 ].

## 5.4 Fasering

Tabel 1 geeft in hoofdlijnen een overzicht van de uitvoering. Hierin zijn zowel de weken gegeven waarin een fase werkelijk is uitgevoerd als de duur zoals opgenomen in de numerieke modellering. In deze modellering worden de fasen stapsgewijs in rekening gebracht na een initiële fase waarin de spanningen middels de  $K_0$ -methode in combinatie met OCR-waarden worden berekend. Zo is ook het nat ontgraven tot N.A.P. -20,2 m niet lineair gemodelleerd, maar naar figuur 14 in drie nagenoeg gelijke stappen. Een ontgravingstap wordt instantaan in rekening gebracht op de helft van de uitvoeringsduur. In bijlage D wordt een wekenschema gegeven aan de hand waarvan perioden van consolidatie bepaald zijn. Voor de consolidatieberekeningen worden de randen van het model loodrecht op de z-richting (de lange zijden) gesloten voor grondwaterstroming.

**tabel 1** Bouwfasering

| Fase                                                                                                                                                | Omschrijving                   | Tijdstip<br>1999<br>[week] | Duur<br>Modellering<br>[dagen] | Ontgravings-<br>niveau<br>[m + N.A.P] | Waterstand<br>bouwkuip<br>[m + N.A.P] | Stijghoogte<br>1 <sup>e</sup> w.v.p.*<br>[m + N.A.P] |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------|----------------------------|--------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------------------------------|
| 0                                                                                                                                                   | Initieel                       |                            | 0                              | 0,0                                   | -2,25                                 | -3,0                                                 |
| 1                                                                                                                                                   | Aanbr. combiwanden             |                            | 0                              | 0,0                                   | -2,25                                 | -3,0                                                 |
| 2                                                                                                                                                   | Nul fase                       |                            | 14                             | 0,0                                   | -2,25                                 | -3,0                                                 |
| 3                                                                                                                                                   | Aanp. waterstand               | 9                          | 0                              | 0,0                                   | -3,0                                  | -3,0                                                 |
| 4                                                                                                                                                   | Ontgr. tot N.A.P. -2,7         | 10-11                      | 0                              | -2,7                                  | -3,0                                  | -3,0                                                 |
| 5                                                                                                                                                   | Aanbr. stalen stempelraam      | 12                         | 0                              | -2,7                                  | -3,0                                  | -3,0                                                 |
| 6                                                                                                                                                   | Consolidatie periode           |                            | 42                             | -2,7                                  | -3,0                                  | -3,0                                                 |
| 7                                                                                                                                                   | Vullen buispalen               | 16-17                      | 0                              | -2,7                                  | -3,0                                  | -3,0                                                 |
| 8                                                                                                                                                   | Consolidatie periode           |                            | 35                             | -2,7                                  | -3,0                                  | -3,0                                                 |
| 9                                                                                                                                                   | Aanp. waterstand               | 20                         | 0                              | -2,7                                  | -7,5                                  | -7,5*                                                |
| 10                                                                                                                                                  | Ontgr. tot N.A.P. -7,3         | 21-22                      | 0                              | -7,3                                  | -7,5                                  | -7,5*                                                |
| 11                                                                                                                                                  | Consolidatie periode           |                            | 72                             | -7,3                                  | -7,5                                  | -7,5*                                                |
| 12                                                                                                                                                  | Aanbr. betonnen stempelraam    | 28                         | 0                              | -7,3                                  | -7,5                                  | -7,5*                                                |
| 13                                                                                                                                                  | Verwijderen stalen stempelraam | 29                         | 0                              | -7,3                                  | -7,5                                  | -7,5*                                                |
| 14                                                                                                                                                  | Aanp. waterstand               | 30                         | 0                              | -7,3                                  | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 15                                                                                                                                                  | Ontgr. tot N.A.P. -12,5        | 31-33                      | 0                              | -12,5                                 | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 16                                                                                                                                                  | Consolidatie periode           |                            | 19                             | -12,5                                 | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 17                                                                                                                                                  | Ontgr. tot N.A.P. -16,35       | 33-36                      | 0                              | -16,35                                | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 18                                                                                                                                                  | Consolidatie periode           |                            | 19                             | -16,35                                | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 19                                                                                                                                                  | Ontgr. tot N.A.P. -20,2        | 36-38                      | 0                              | -20,2                                 | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 20                                                                                                                                                  | Consolidatie periode           |                            | 51                             | -20,2                                 | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 21                                                                                                                                                  | Stort owb-vloer                | 45                         | 0                              | -20,2                                 | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 22                                                                                                                                                  | Consolidatie periode           |                            | 14                             | -20,2                                 | -5,0                                  | -5,0                                                 |
| 23                                                                                                                                                  | Leegpompen en draineren        | 46-48                      | 0                              | -20,2                                 | -21,0                                 | -21,0                                                |
| 24                                                                                                                                                  | Cons. periode tot herbelasten  |                            | 98                             | -20,2                                 | -21,0                                 | -21,0                                                |
| 25                                                                                                                                                  | Fictieve per. tot einde cons.  |                            | ∞                              | -20,2                                 | -21,0                                 | -21,0                                                |
| *watervoerend pakket                                                                                                                                |                                |                            |                                |                                       |                                       |                                                      |
| *in plaats van een stijghoogte gedurende fase 9 t/m 13 van N.A.P. -6,0 m wordt hier een gelijke waarde als de waterstand in de bouwkuip aangehouden |                                |                            |                                |                                       |                                       |                                                      |
| NB: aanbrengen in wk. 6-10 in 2000 van zandlaag en constructievloer valt buiten de beschouwing                                                      |                                |                            |                                |                                       |                                       |                                                      |
| NB: stijghoogte 2 <sup>e</sup> watervoerend pakket constant op N.A.P. -1 m aangenomen                                                               |                                |                            |                                |                                       |                                       |                                                      |



#### 14 | Ontgraving in modellering

Bij het wijzigen van stijghoogten in de bouwkuip worden deze volledig over de hele hoogte van de pakketten veranderd, inclusief de cohesieve pakketten. Voor de laag van Kedichem wordt verondersteld dat na wijzigingen in de stijghoogte in het boven gelegen 1<sup>e</sup> watervoerend pakket na consolidatie de stijghoogte over de laag lineair zal verlopen. Het verdient hier de aandacht te benadrukken dat tijdens het leegpompen van de bouwkuip tegelijkertijd de stijghoogte in het 1<sup>e</sup> watervoerend pakket is verlaagd tot onder het niveau van de onderwaterbetonvloer. Van opwaartse waterdruk op de onderwaterbetonvloer is daarom geen sprake geweest en de waterspanningen in de laag van Kedichem veranderen daardoor ook aanzienlijk.

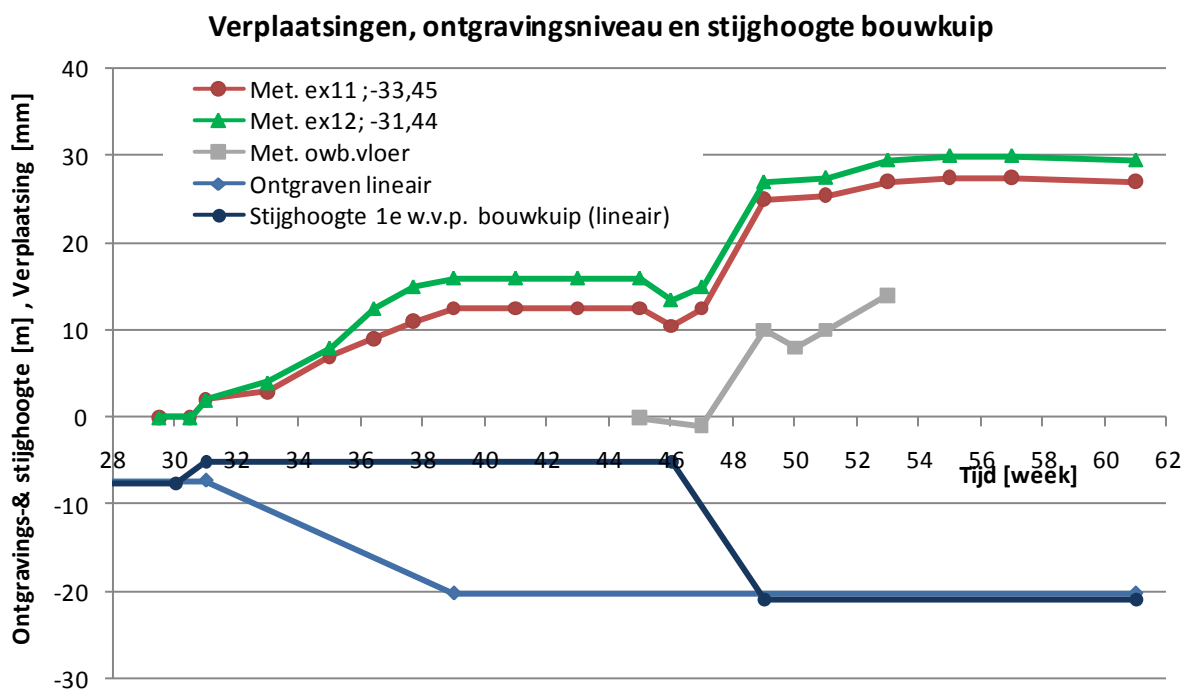


## 6 Evaluatie berekeningen en metingen

De uitgevoerde berekeningen en veldmetingen geven inzicht in het gedrag van de bouwkuip en ondergrond. Hier zal nader ingegaan worden op de verplaatsingen van de laag van Kedichem en de onderwaterbetonvloer.

### 6.1 Meetresultaten

In de laag van Kedichem geeft de extensometer in casing 1 op zowel de hoogte N.A.P. -31,44 m (ex.12) als op N.A.P. -33,45 m (ex.11) de verplaatsingen in de tijd. In week 29 van 1999 is de meting gestart, voorafgaand aan het nat ontgraven van de kuip tot een ontgravingsdiepte van N.A.P. -20,2 m. De metingen tot week 61 worden weergegeven in figuur 15. Hierin wordt tevens in de tijd het ontgravingsniveau en de stijghoogte in het eerste watervoerendpakket weergegeven. De stijghoogte is nagenoeg gelijk gehouden aan het waterpeil in de kuip. Week 61 is halverwege de vier weken durende periode waarin de onderwaterbetonvloer wordt herbelast door het aanbrengen van een zandlaag en een constructievloer. Tijdens de fase van ontgraven wordt zowel een heffing als een zwel van de kleilaag gemeten. De zwel van het pakket is op te maken uit het verschil in verplaatsingen van de extensometers. Een geringe zetting is te zien na het storten van het onderwaterbeton en wordt gevolgd door een heffing bij het leegpompen van de kuip en het verlagen van de stijghoogte onder de vloer. Tijdens deze laatste fase wordt de laag van Kedichem weer gedeeltelijk samengedrukt. Drainage zal immers water uit de laag van Kedichem onttrekken en tegelijkertijd wordt het pakket door het potentiaalverschil over de laag omhoog gedrukt wat verhinderd wordt door de constructie.



15 | Gemeten verplaatsingen (in mm) ten gevolge van ontgraving en stijghoogten (in m)

### 6.2 Berekening

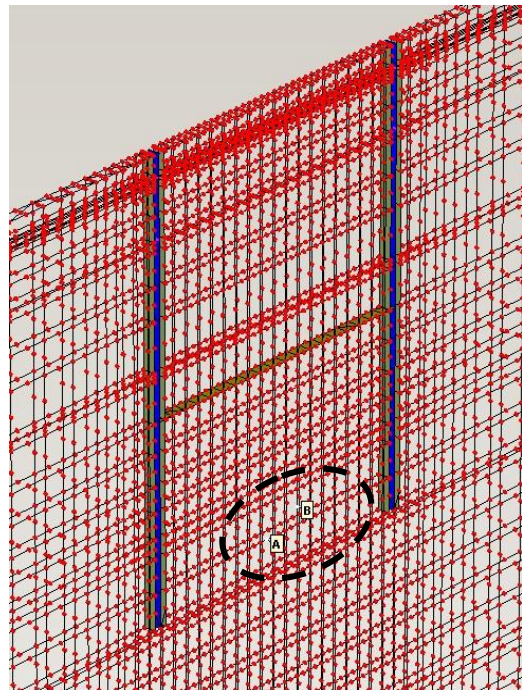
Het inzicht in het gedrag van constructie en ondergrond kan worden vergroot middels een numerieke berekening op basis van de grondparameters die zijn opgesteld door de COB commissie F210. In het model worden verplaatsingen van knopen berekend die vergelijkbaar zouden moeten zijn met de gemeten waarden. Extensometer 11 (N.A.P.-33,45 m) is in het model benaderd door knoop A op N.A.P. -33,25 en extensometer 12

(N.A.P. -31,44 m) door knoop B op N.A.P. -31,88 m. Deze knopen bevinden zich midden in de gemodelleerde bouwkuip zoals te zien is in figuur 16.

In week 7 tot en met week 10 van 2000 (week 59 tot en met week 62 in modellering) is de onderwaterbetonvloer herbelast door het aanbrengen van een zandlaag en een constructievloer. Deze periode valt buiten het onderzoek naar zwel en is derhalve niet in de modellering opgenomen.

Zoals reeds vermeld in paragraaf 5.4 worden de handelingen tijdens de uitvoering stapsgewijs in rekening gebracht. Snel opeenvolgende acties volgen elkaar ook in de Plaxis berekening direct op middels berekeningen waarbij ongedraineerd gedrag wordt verondersteld. Bij het ontgraven, het storten van het onderwaterbeton en het leegpompen van de bouwkuip zijn de bijhorende tijdsduren tot de volgende actie niet te verwaarlozen en derhalve zijn voor de periode de effecten van consolidatie verrekend.

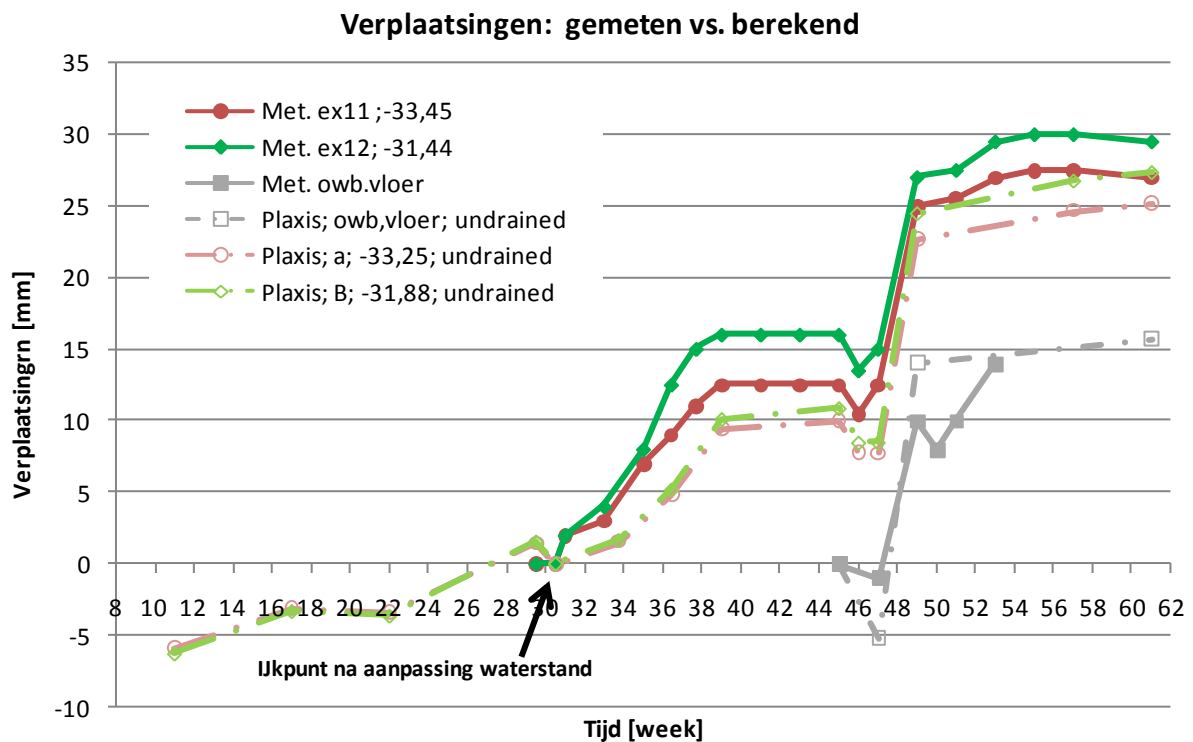
Een eindige elementenprogrammering blijft een schematisering van de werkelijkheid zodat verschillen zich altijd zullen voordoen. Zo worden al dan niet bekende uitvoeringsaspecten verwaarloosd in de modellering in de veronderstelling dat deze weinig invloed uitoefenen op de resultaten. Voorbeelden hiervan zijn verplaatsingen die de installatie van de combiwanden teweeg brengen en een pompproef. Verder is het bij de interpretatie van de berekeningen van belang te realiseren dat de periode waarin de verschillende metingen zijn uitgevoerd niet de volledige bouwperiode bestrijken. Met betrekking tot de berekende verplaatsingen is het daarom zaak deze ten opzichte van de start van de metingen te beschouwen. De hier behandelde verplaatsingen zijn dus niet de totale verplaatsingen maar de relatieve verplaatsingen.



**16 | Geselecteerde knopen voor benadering extensometers**

## 6.3 Evaluatie

In figuur 17 wordt de vergelijking gegeven tussen de metingen en de berekening van de verplaatsingen voor zowel de laag van Kedichem als de onderwaterbetonvloer. De gemeten en berekende verplaatsingen komen redelijk overeen. Zeker bij het toenemen van de tijd benaderen de berekende verplaatsingen de gemeten waarden goed. De aangenomen stijfheidsparameters ogen daarmee degelijk. Na het ontgraven zijn de relatieve verschillen tussen de gemeten ex11 en ex12 groter dan de verschillen tussen knoop A en B. Dit is onder meer toe te schrijven aan de kleinere onderlinge afstand tussen A en B dan tussen ex11 en ex12,  $\Delta y = 1,81$  m respectievelijk  $\Delta y = 2,01$  m.



De directe reactie tijdens het ontgraven lijkt in de berekening later op gang te komen dan waargenomen. Een mogelijke oorzaak hiervoor is dat in de modellering een ontgraving in week 31 tot en met 38 met een constante snelheid wordt benaderd in stappen (zie ook figuur14 op pagina 20). In de praktijk is de ontgraving mogelijk relatief snel gegaan tot en met week 37 met een nauwkeurigere en trage laatste ontgraving in week 38. Ook wijkt het verloop van de berekende waarden af van de metingen waar men de resultaten beoordeelt kort na het nat ontgraven en na leegpompen van de kuip in combinatie met het aanpassen van waterstanden. Na het nat ontgraven is in tegenstelling tot de metingen volgens de berekening duidelijk sprake van tijdsafhankelijk gedrag. Een te laag aangenomen doorlatendheid kan hiervan de oorzaak zijn.

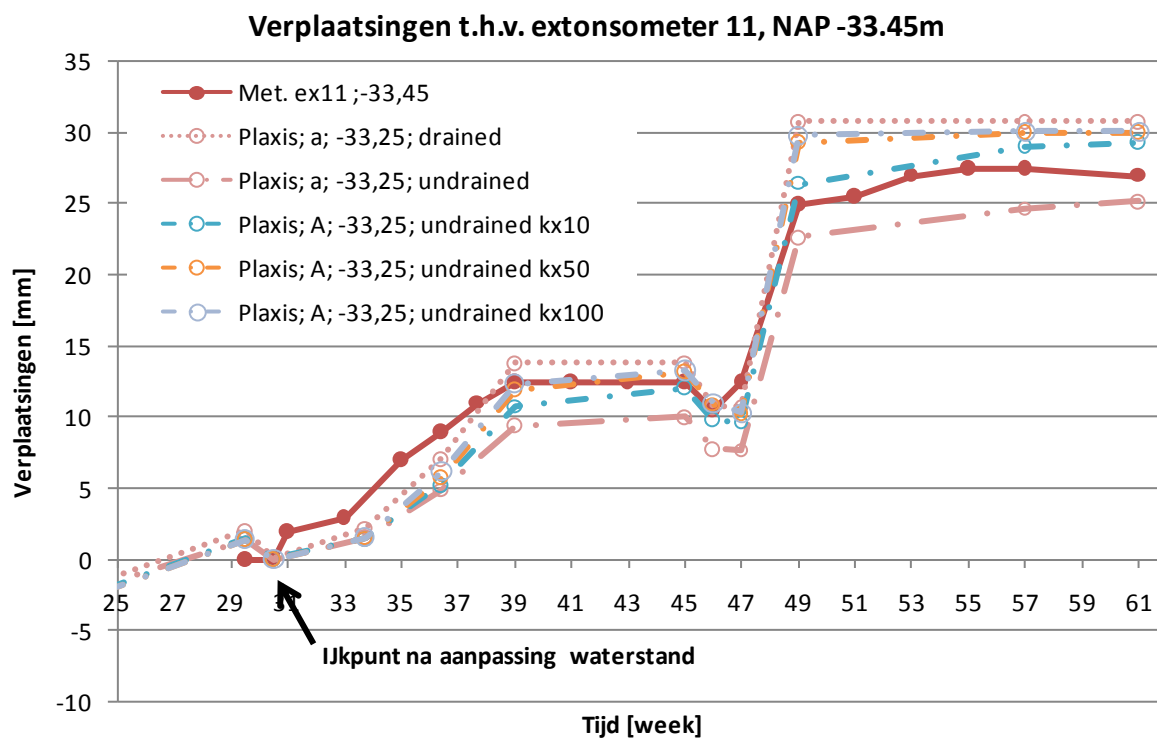
Bij het leegpompen van de bouwkuip komt het gemodelleerde gedrag beter in overeenstemming met de metingen. Zowel de verplaatsingen ter hoogte van de extensometers als de hoogtemeting van de onderwaterbetonvloer blijkt tijdsafhankelijk te zijn. De verplaatsingen lijken in de praktijk echter, net als na ontgraven, sneller een constante waarde aan te nemen dan in de berekeningen. Het onderwaterbeton zakt na de stort enkele millimeters en bereikt de grootste heffing enige tijd na het leegpompen van de kuip. Overigens dient te worden opgemerkt dat tijdens het leegpompen van de kuip zich een potentiaalverschil over de onderwaterbetonvloer heeft voorgedaan, terwijl dit in bij het gelijkmatig verlagen van het waterpeil in de kuip en de stijghoogte onder de vloer niet het geval zou moeten zijn. De reden hiervoor is dat er onder de vloer met een te groot debiet is gepompt met een potentiaalverschil van circa 6 m tot gevolg [ 7 ]. Dit zou een zinking van de vloer van 1 á 3 mm veroorzaakt hebben en zou in theorie het bovenste deel van de laag van Kedichem extra hebben moeten samendrukken. Het omslagpunt tussen zetting en zwel over de laag van Kedichem komt lager te liggen. In de berekeningen is het potentiaalverschil niet meegenomen.

## 7 Verbeterde postdictie: vergrote doorlatendheid

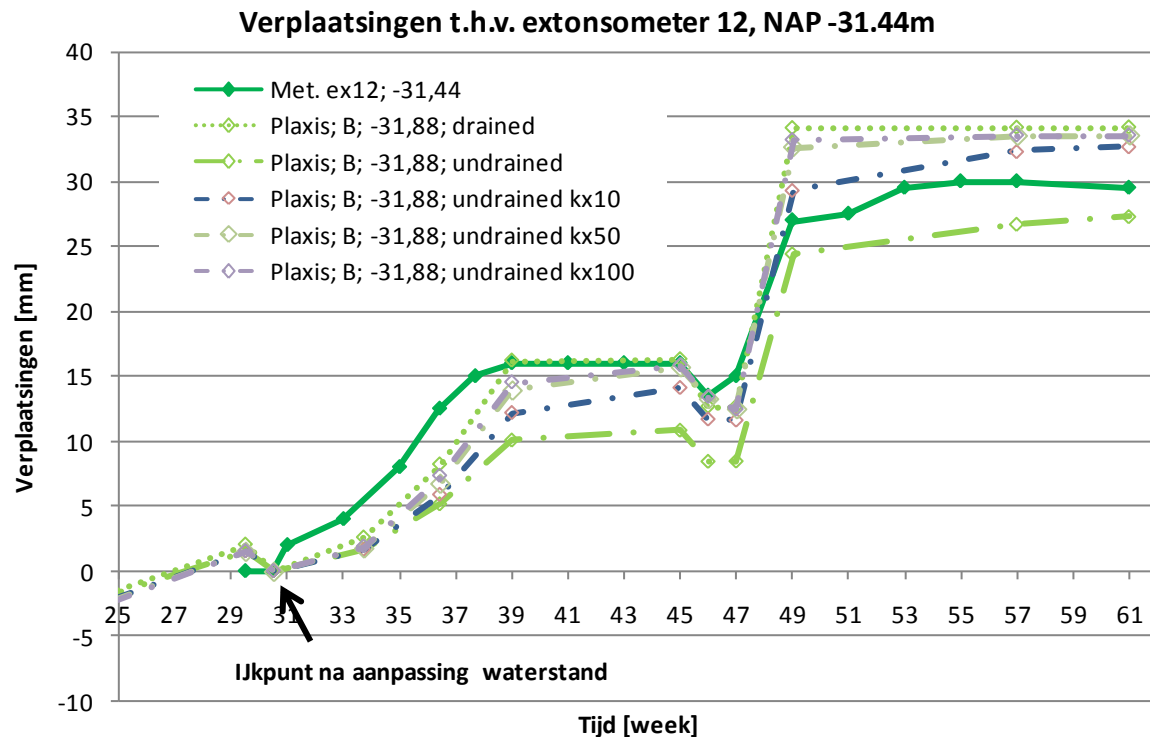
De vergelijking van de metingen met de berekening op basis van verwachtingswaarden laat zien dat de berekende verplaatsingen achterblijven bij de gemeten waarden. Zoals in de vorige paragraaf is gesuggereerd zou een te laag geschatte doorlatendheid van de cohesieve lagen hiervan de oorzaak kunnen zijn. De doorlatendheidscoëfficiënt  $k = 2 \cdot 10^{-11}$  m/s voor de klei in de laag van Kedichem is dan ook vrij klein en deze zal men alleen aantreffen wanneer de klei zeer sterk is samengeperst. Gebruikelijker zijn doorlatendheden voor klei in de orde grootte  $10^{-10}$  tot  $2 \cdot 10^{-9}$  m/s en daarom is het zeer goed mogelijk dat de doorlatendheid van de laag van Kedichem is onderschat [ 13 ], [ 36 ].

Voor een realistischer grondgedrag waarbij berekeningen en metingen beter overeenkomen zijn dezelfde berekeningen nogmaals uitgevoerd, dit maal met grotere doorlatendheden. Daarnaast is ook een volledig gedraineerde berekening uitgevoerd. Bijlage A geeft een tabel met de initiële waarden zoals vastgesteld door uitvoerig grondonderzoek en de doorlatendheden vermenigvuldigd met een factor 10, 50 en 100.

In de figuren 18 en 19 worden de verplaatsingen gegeven, berekend met de vergrote doorlatendheden en van een volledig gedraineerde berekening, als benadering voor metingen door extensometer 11 en extensometer 12 respectievelijk.



18 | Gemeten en berekende verplaatsingen ter hoogte van extensometer 11



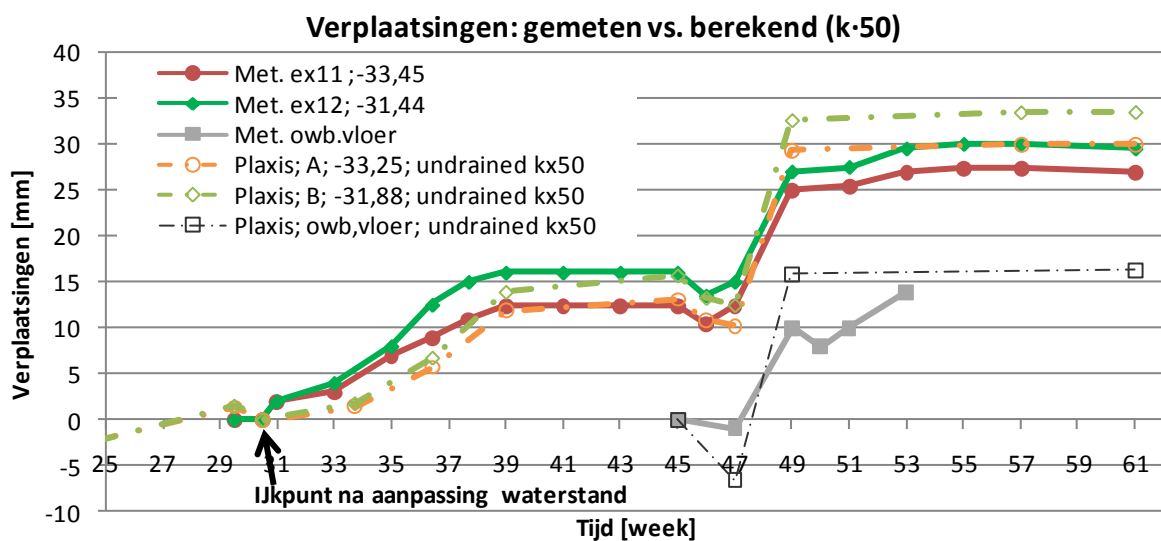
#### 19 | Vergelijking gemeten en berekende verplaatsingen ter hoogte van extensometer 12

De berekeningen waarbij de doorlatendheid 50 maal vergroot zijn resulteren in verplaatsingen die de gemeten waarden naar tevredenheid benaderen. De verticale doorlatendheden voor de laag van Kedichem zijn daarbij:

Laag van Kedichem, veenlaag:  $k_v = 10^{-3} \text{ m/dag} \approx 10^{-8} \text{ m/s}$

Laag van Kedichem, kleilaag:  $k_v = 10^{-4} \text{ m/dag} \approx 10^{-9} \text{ m/s}$

In figuur 20 worden de benaderingen gegeven van zowel de extensometers 11 en 12 als de onderwaterbetonvloer bij deze doorlatendheden. Er is nagenoeg geen tijdsafhankelijk gedrag meer waarneembaar na ontgraven en het leegpompen en draineren van de kuip. De consolidatieprocessen kunnen de uitvoeringsnelheid goed volgen.



#### 20 | Vergelijking gemeten en verbeterde berekende verplaatsingen

## 7.1 Spanningen en vervormingen in ondergrond door ontgraven

De metingen en verbeterde berekening laten weinig tot geen tijdsafhankelijk gedrag zien. De zwel lijkt voor het overgrote deel direct na een spanningsverandering, dan wel instantaan, op te treden. Voor de laag van Kedichem wordt de verklaring daarvoor gegeven dat de consolidatie bij ontlasten dusdanig snel verloopt dat na het bereiken van de ontgravingsdiepte geen noemenswaardige aanpassing van water- en korrelspanningen meer plaatsvindt. Ook is het mogelijk dat de horizontale spanningen de grond samendrukken tijdens het ontlasten. De verandering van de isotrope spanning verandert dan per saldo minder zodat met het verticaal ontlasten van de grond weinig water hoeft toe te stromen voor een nieuw evenwicht. Ook bij dit behoud-van-volume principe zal er na een ontgraving weinig tot geen sprake zijn van vervorming. In bijlage E worden waterspanningsmetingen gegeven, uitgevoerd in de laag van Kedichem. Hoewel het slechts twee punten betreft kan, net als uit de extensometingen, uit deze metingen het snelle grondgedrag opgemaakt worden.

### 7.1.1 Consolidatietijd laag van Kedichem voor ontlasting

In de berekeningen worden de zandige lagen als gedraineerd beschouwd en teneinde het snelle aanpassingsgedrag van het gehele grondpakket te benaderen, is de doorlatendheid van de cohesieve grondlagen groter aangenomen dan in eerste instantie was voorspeld. De hydrodynamische periode, waarbij het consolidatieproces voor 99% is voltooid, beperkt zich daarmee bij ontlasten tot weken in plaats van jaren. De hydrodynamische periode voor een eendimensionaal belastingsgeval, waarin de invloed van stijfheid en doorlatendheid van de grond naar voren komt, is als volgt gedefinieerd:

$$T = \frac{2h^2}{c_v} \text{ met consolidatiecoëfficiënt } c_v = \frac{k}{\gamma_w(m_v + n\beta)} \approx \frac{E \cdot k}{\gamma_w}$$

Het Kedichemveen is ten opzichte van de Kedichemklei een relatief dunne laag met een grotere doorlatendheidscoëfficiënt. Voor de hydrodynamische periode van de laag van Kedichem zal daarom het gedrag van de kleilaag domineren. De opgegeven  $E_{oed,ref}$  is van toepassing bij primair belasten bij een verticale referentiespanning van  $100 \text{ kN/m}^2$ . Te midden van de laag van Kedichem heerst echter initieel een grotere spanning zodat met een hogere stijfheid gerekend zou moeten worden. Met de effectieve spanning van  $281 \text{ kN/m}^2$  en een totale hoogte van  $7,5 \text{ m}$  wordt voor tweezijdige afstroming een hydrodynamische periode gevonden van:

$$E_{oed,Ked,mid} = E_{oed} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,y,i}}{p_{ref}} \right)^m = 5500 \cdot \left( \frac{281}{100} \right)^{0,8} = 12.570 \text{ kN/m}^2$$

$$T = \frac{2 \cdot (0,5 \cdot h)^2}{c_v} = \frac{2 \cdot (0,5 \cdot h)^2 \cdot \gamma_w}{E_{oed,Ked,mid} \cdot k_y} = \frac{2 \cdot (0,5 \cdot 7,5)^2 \cdot 10}{12570 \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 224 \text{ dagen}$$

Wanneer er sprake is van ontlasting reageert de grond stijver dan bij een primaire belasting waardoor de aanpassingstijd korter zal zijn. Minder grondwater hoeft immers toe te stromen dan bij een primaire belasting zou moeten afstromen. Bij een ontlasting en herbelasting zal de stijfheid groter zijn dan bij primair belasten [13]. Voor de laag van Kedichem is deze factor op 4,5 geschat zodat voor de Sophiaspoortunnel geldt:

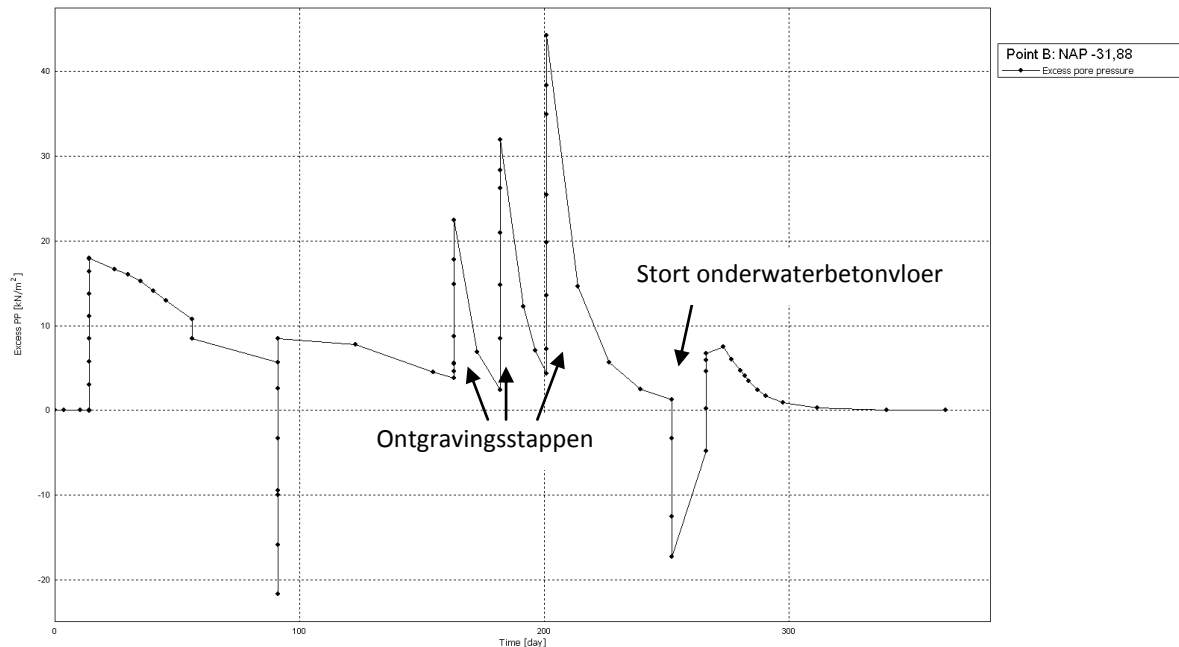
$$E_{oed,ur,Ked,mid} = 4,5 \cdot E_{oed,Ked,mid} = 4,5 \cdot 12570 = 56.564 \text{ kN/m}^2$$

Bij gebruik van deze ontlast/herbelaststijfheid wordt een hydrodynamische periode gevonden van:

$$T = \frac{2 \cdot (0,5 \cdot h)^2}{c_v} = \frac{2 \cdot (0,5 \cdot h)^2 \cdot \gamma_w}{E_{oed,Ked,mid} \cdot k_y} = \frac{2 \cdot (0,5 \cdot 7,5)^2 \cdot 10}{56.564 \cdot 1 \cdot 10^{-4}} = 50 \text{ dagen}$$

### 7.1.2 Waterspanningen opgewekt door ontgraven

Bij ontgravingsperioden van dezelfde orde van grootte als de hydrodynamische periode zal het consolidatieproces de verandering in spanningen redelijk kunnen volgen waarmee de wateronderspanningen beperkt blijven. Figuur 21 geeft de wateronderspanningen na de gemodelleerde uitvoeringsactiviteiten. Op het moment dat het onderwaterbeton wordt gestort zijn de wateronderspanningen die door de (stapsgewijze) ontgraving zijn geïntroduceerd nagenoeg verdwenen.



## 21 | Wateronderspanning in model ten gevolge van uitvoering

### 7.1.3 Korrelspanningen na ontgraven

De korrelspanningen in de laag van Kedichem passen zich net als de waterspanningen snel aan. De spanningen zijn te vergelijken met een eendimensionale benadering. Bij deze benadering zijn de spanningen louter afhankelijk van de volumegewichten en de ontlasting. In tabel 2 zijn de verticale korrelspanningen weergegeven voor de eendimensionale benadering, de door Plaxis berekende spanningen in het midden van de kuip en de spanningen 2 m uit de wand. Deze waarden zijn verkregen middels het maken van doorsneden als in figuur 22.

**tabel 2 Korrelspanning ten gevolge van ontgraven bouwkuip**

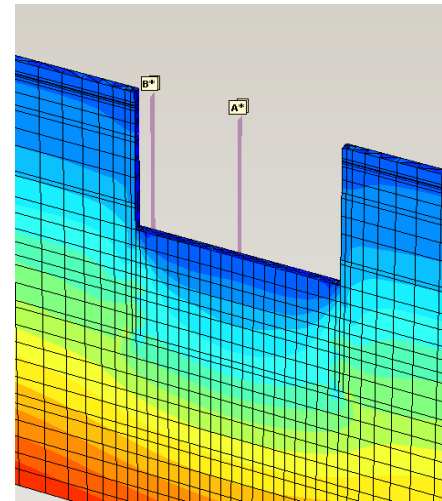
| Positie           | Diepte<br>[m+ N.A.P.] | $\sigma'_{yy}$ (1D)<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\sigma'_{yy,midden}$<br>(Plaxis, einde fase 20)<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\sigma'_{yy,2m uit wand}$<br>(Plaxis, einde fase 20)<br>[kN/m <sup>2</sup> ] |
|-------------------|-----------------------|---------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------|
| Ontgravingsdiepte | -20,2                 | 0                                           | 0                                                                        |                                                                               |
| O.k. laag 32C     | -25                   | $4,8 \cdot (20-10) = 48$                    | 54                                                                       | 109                                                                           |
| O.k. 38A          | -29                   | $48 + 4 \cdot (21-10) = 92$                 | 110                                                                      | 177                                                                           |
| O.k. Kedichemveen | -30,5                 | $92 + 1,5 \cdot (18-10) = 104$              | 120                                                                      | 186                                                                           |
| O.k. Kedichemklei | -37                   | $104 + 6,5 \cdot (20,5-10) = 172,25$        | 181                                                                      | 207                                                                           |

Hoewel de verschillen klein zijn over een doorsnede midden in de kuip, zijn de in Plaxis berekende spanningen groter dan berekend volgens de eendimensionale waarden. Hoewel het consolidatieproces bij het storten van de onderwaterbetonvloer nog niet volledig voltooid is, zal de oorzaak voor de grotere spanningen vooral in de invloed van de wanden gezocht moeten worden. Wandwrijving wordt gemobiliseerd waardoor vervorming en ontspanning van de grond tussen de combiwanden wordt verhinderd. Daarnaast vervormen en verplaatsen de

combiwanden. Metingen en berekeningen tonen aan dat onder het ontgravingsniveau de wanden de bouwkuip in verplaatsen waardoor hier de spanningen zullen worden verhoogd. De invloed van de wanden is met name te verwachten bij toenemende diepte zoals ook in figuur 22 te zien is.

#### 7.1.4 Vervorming en verplaatsingen na ontgraven

De ondergrond zal vervormen wanneer de spanningen veranderen. Zandige lagen zullen dit over het algemeen door de aanzienlijke doorlatendheid snel bewerkstelligen terwijl cohesieve lagen ten gevolge van een trager consolidatieproces hier meer tijd voor nodig hebben. Het ontgraven van de bouwkuip ontlast de ondergrond waardoor deze zal uitzetten. Hoewel men in eerste instantie met name een zwelling van de laag van Kedichem zou verwachten, blijken ook de dieper gelegen zandige lagen een aanzienlijk aandeel in de totale heffing te hebben.



22 | Korrelspanningen en doorsneden

Tabel 3 geeft de berekende totale verplaatsingen ( $u_y$ ) voor aanvang van het nat ontgraven en op het moment dat de onderwaterbetonvloer gestort zal worden. Voor het ontgraven wordt de waterstand (ws) in de bouwkuip verlaagd tot N.A.P. -5,0 m (fase 14 in tabel 1, pagina 19) maar de bijhorende consolidatie wordt pas verrekend bij de consolidatiefasen tijdens ontgraven. De verplaatsingen voor en na de aanpassing zijn daarom gegeven. De tabel geeft tevens de verplaatsingen nabij de rand van de bouwkuip.

**tabel 3 Verticale verplaatsing ten gevolge van ontgraven bouwkuip**

|                                              | centraal in bouwkuip                |    |                                      | 2 m uit de wand bouwkuip        |                                        |                                      |                                 |
|----------------------------------------------|-------------------------------------|----|--------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|
|                                              | $u_y$ voor<br>naar NAP -5 m<br>[mm] | ws | $u_y$ na ws naar<br>NAP -5 m<br>[mm] | $u_y$ voor<br>stort owb<br>[mm] | $u_y$ voor ws naar<br>NAP -5 m<br>[mm] | $u_y$ na ws naar<br>NAP -5 m<br>[mm] | $u_y$ voor<br>stort owb<br>[mm] |
| <b>N.A.P. -20,2 m<br/>ontgravingsniveau</b>  | 9                                   |    | 7                                    | 37                              | 8                                      | 7                                    | 35                              |
| <b>N.A.P. -29 m<br/>b.k. Kedichemlaag</b>    | 11                                  |    | 9                                    | 32                              | 9                                      | 7                                    | 21                              |
| <b>N.A.P. -33,25 m<br/>mid. Kedichemlaag</b> | 8                                   |    | 7                                    | 20                              | 7                                      | 6                                    | 15                              |
| <b>N.A.P. -37 m<br/>o.k. Kedichemlaag</b>    | 5                                   |    | 4                                    | 11                              | 5                                      | 3                                    | 9                               |

Uit de berekende en gemeten waarden kan worden geconcludeerd dat de bovenkant van de laag van Kedichem een heffing ondergaat die het resultaat is van twee bijdragen. Ten eerste draagt de zwel van de cohesieve laag zelf bij aan de heffing en ten tweede zetten ook de onderliggende zandlagen noemenswaardig uit waardoor deze de laag van Kedichem omhoog drukken. Het Pleistocene zand is maar liefst voor ruim een vierde verantwoordelijk voor de heffing centraal in de bouwkuip. Door het spreiden van de ontlasting onder de bouwkuip is de uitzetting van de diepe zandlagen midden onder de kuip in absolute termen het grootst. De combiwanden verplaatsen eveneens omhoog. De zwel van de laag van Kedichem wordt, net als de afname van de effectieve spanningen, beperkt door de wrijving die langs de wanden wordt gemobiliseerd.

Het storten van het onderwaterbeton geeft een herbelasting op de ondergrond. Het effectieve gewicht doet de ondergrond enkele millimeters zetten en ook de combiwanden maken daardoor een beperkte neerwaartse beweging.



## 7.2 Spanningen en vervormingen in ondergrond door drainage en leegpompen bouwkuip

Terwijl de berekeningen en metingen goed overeenkomen tot en met het moment van storten van de onderwaterbetonvloer, worden de verschillen groter bij het leegpompen van de bouwkuip en het tegelijkertijd verlagen van de stijghoogte onder de vloer. Op basis van de metingen lijkt er meer sprake te zijn van tijdsafhankelijk gedrag: meer dan na ontgraven en meer dan berekend. In de modellering kan dit mede worden veroorzaakt doordat de aanpassing van de waterstanden instantaan op de eerste dag van week 47 wordt aangenomen terwijl in werkelijkheid dit heeft geduurd van week 46 tot en met 48. Bij aanvang van week 49 wordt daarmee de consolidatiegraad wellicht overschat.

Tijdens de fase van draineren en leegpompen wordt water en haar gewicht verwijderd waardoor de diepere zandlagen verder ontspannen. Hierdoor maken de bouwkuip en de laag van Kedichem een opwaartse beweging. Net als de diepe zandlagen ontspant en zwelt het onderste deel van de laag van Kedichem daarbij maar is er juist sprake van samendrukking in het bovenste deel van de laag van Kedichem. Ook het zandpakket direct onder de vloer ondergaat een volumeverkleining door het onttrekken van grondwater en de opwaartse druk vanuit de laag van Kedichem. Ook de opwaartse druk op de vloer neemt daarbij licht toe. Daar de stijghoogte onder de vloer tot N.A.P. -21 m wordt verlaagd, wordt dit puur veroorzaakt door gronddruk. Van opwaartse waterdruk is geen sprake. Hieruit is de verhinderde invloed van de onderwaterbetonvloer op de grondvervorming op te maken.

Het plaatselijk samendrukken van de laag van Kedichem wordt teruggevonden in de meetresultaten: het verschil in relatieve verplaatsing tussen de extensometers halveert tijdens het leegpompen en draineren. De berekende verplaatsingen geven echter een lichte zwel tussen de punten. Dit duidt erop dat het omslagpunt tussen samendrukking en zwel te hoog wordt berekend. Een oorzaak hiervoor zou het potentiaalverschil over de onderwaterbetonvloer kunnen zijn dat onbedoeld is ontstaan door het harder onttrekken van water onder de vloer dan erboven. Dit is niet in de berekening meegenomen maar zou de vloer wel een neerwaartse beweging hebben kunnen doen maken met een samendrukking van de ondergrond tot gevolg. Aannamen en vereenvoudigingen in de modellering zouden ook aan het verschil in resultaten ten grondslag kunnen liggen. Wellicht worden stijfheden verkeerd geschat of is de lineaire interpolatie van de waterdruk over de laag van Kedichem niet zaligmakend.

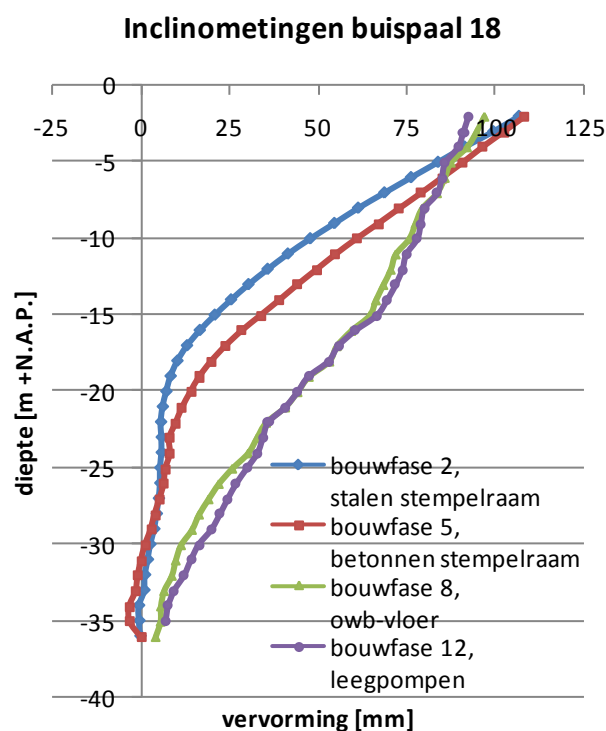
## 7.3 Vervorming en verplaatsing constructie

Ten gevolge van het ontgraven van de bouwkuip vervormt en verplaatst de constructie. De combiwanden maken een opwaartse beweging doordat de diepe zandlagen uitzetten. De zwel van de grondlagen tussen de combiwanden mobiliseert daarnaast een omhoog gerichte schuifkracht op de wanden. De grond buiten de kuip zal echter voorkomen dat dit resulteert in een noemenswaardige bijdrage aan de verticale verplaatsing. De verplaatsing van de combiwanden is vrijwel gelijk te stellen aan de verplaatsing van de bovenkant van de zandlagen op N.A.P. -37 m onder de bouwkuip. Daar de buispalen in de lengte richting over een relatief grote stijfheid beschikken zal de wand een opwaartse translatie ondergaan zonder een grote rek te vertonen. De verplaatsing van de koppen van deze buispalen geeft derhalve een goede indicatie van de verplaatsing van de constructie als geheel. De relatieve verplaatsing van de kop van buispaal nummer 18 ter hoogte van de hier beschouwde doorsnede is gemeten na het ontgraven van de kuip tot en met het leegpompen ervan [ 7 ]. Tabel 4 geeft de vanaf week 40 gemeten en berekende relatieve verplaatsingen. Deze vertonen grote overeenkomst.

**tabel 4 Verticale verplaatsingen buispaal 18**

| Week | uy ,meting [mm] | uy,totaal model [mm] | uy,rel model [mm] | Beschrijving moment       |
|------|-----------------|----------------------|-------------------|---------------------------|
| 40   | 0               | 10                   | 0                 | direct na ontgraven       |
| 42   | 1               | -                    | -                 |                           |
| 44   |                 | 11                   | 1                 | voor aanbrengen owb vloer |
| 47   | -1              | 8                    | -2                | na aanbrengen owb vloer   |
| 49   | 7               | 17                   | 7                 | direct na leegpompen kuip |

Naast de verplaatsing ondergaan de combiwanden ook een vervorming door het ontgraven en de daaruit volgende netto horizontale belasting. Inclinometingen in buispaal 18 ter hoogte van de hier beschouwde doorsnede hebben een horizontale vervorming geregistreerd van enkele millimeters ter hoogte van de laag van Kedichem tot bijna 100 mm op de kop. Figuur 23 geeft de gemeten waarden.



### 23 | Vervormingen buispaal 18

Ten gevolge van het draineren van de ondergrond en het leegpompen van de bouwkuip zal de constructie als geheel een verdere opwaartse beweging maken. Deze is wederom nagenoeg gelijk aan de opwaartse beweging van de ondergrond. Naast een verplaatsing van de gehele bouwkuip bolt de onderwaterbetonvloer op onder een toenemende opwaartse gronddruk. In geval van de Sophiaspoortunnel is de opbolling niet het gevolg van een directe waterdruk op de vloer want door drainage ontstaat er alleen een gronddruk. Ook van pure zwelbelasting door het verhinderen van zwel na ontlasten is geen sprake. De vloer wordt met name belast door een gronddruk die het gevolg is van het overdragen van de opwaartse waterdruk aan de laag van Kedichem via de tussengelegen grondlagen. SDGADFGSDAG geeft een overzicht van de berekende en gemeten verplaatsing. Aangenomen kan worden dat de combiwanden en de rand van het onderwaterbeton dezelfde verplaatsing ondergaan zodat een relatieve verplaatsing van het midden van de vloer ten opzichte van de wand op vervorming van de vloer duidt. Uit de tabel is op te maken dat de berekende relatieve verplaatsing van de combiwanden de gemeten verplaatsing goed evenaart. Betreurenswaardig is dat metingen van de kop direct na het leegpompen zijn gestopt en derhalve tijdsafhankelijk gedrag niet is waargenomen. De

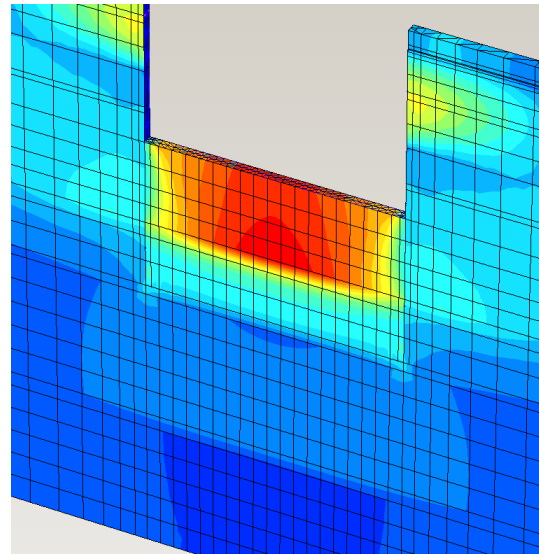
berekeningen geven, hoewel beperkt, wel een verplaatsing van de wanden in de tijd. De opbolling van de vloer van 7 mm komt in week 61 goed overeen. Het tijdsafhankelijke karakter komt echter in het bijzonder bij de metingen naar voren.

**tabel 5 Relatieve verplaatsingen constructie**

| wk | Buispaal 18 | Plaxis, uy, tot | uy,rel | owb | min. opbolling | Plaxis, rand owb<br>uy,totaal | Plaxis, midden owb<br>uy,totaal | uy, rel tov wand | opbolling vloer |                           |
|----|-------------|-----------------|--------|-----|----------------|-------------------------------|---------------------------------|------------------|-----------------|---------------------------|
| 40 | 0           | 10              | 0      |     |                |                               |                                 |                  |                 | direct na ontgraven       |
| 42 | 1           |                 |        |     |                |                               |                                 |                  |                 |                           |
| 44 |             | 11              | 1      | 0   |                |                               |                                 |                  |                 | voor aanbrengen owb vloer |
| 47 | -1          | 8               | -2     | -1  |                | 8                             | 32                              | 24               | 0               | na aanbrengen owb vloer   |
| 49 | 7           | 17              | 7      | 10  | 3              | 17                            | 47                              | 30               | 6               | direct na leegpompen kuip |
| 50 |             |                 |        | 8   | 1              |                               |                                 |                  |                 |                           |
| 51 |             |                 |        | 10  | 3              |                               |                                 |                  |                 |                           |
| 53 |             |                 |        | 14  | 7              |                               |                                 |                  |                 |                           |
| 61 |             | 21              | 11     |     |                | 21                            | 52                              | 31               | 7               | einde constructie tijd    |

## 8 Algemene studie zwel en zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren

De metingen en berekeningen zoals beschreven in de voorgaande hoofdstukken geven inzicht in het gedrag van zowel constructie als ondergrond en de onderlinge interactie bij de uitvoering van de startschacht van de Sophiaspoortunnel. De verbeterde berekeningen geven een redelijke benadering van wat zich in werkelijkheid heeft voorgedaan. Door het ontgraven zullen zowel de dieper gelegen zandlagen als de laag van Kedichem uitzetten met een swelling van de ondergrond tot gevolg. De invloed van deze heffing op de nadien te storten onderwaterbetonvloer is echter niet direct uit de resultaten af te leiden omdat specifieke uitvoeringsaspecten de resultaten beïnvloeden. Met name het onttrekken van grondwater vanuit de eerste zandlaag tussen de onderwaterbetonvloer en de laag van Kedichem maakt de invloed van zwel moeilijk te bestuderen. Door het leegpompen van de kuip in combinatie met de drainage zal de ondergrond omhoog komen wat gepaard gaat met: een samendrukking en een heffing van het zandpakket tussen de laag van Kedichem en de onderwaterbetonvloer, een (gedeeltelijke) samendrukking en heffing van de laag van Kedichem, een opwaartse beweging van de constructie en een buiging van de onderwaterbetonvloer. Wanneer de drainage bij het leegpompen van de kuip achterwege zou blijven, is er de ontwikkeling en de invloed van zuivere zwel door ontlasten zonder bovenstaande effecten goed te bestuderen. De laag van Kedichem zou door het creëren van een opwaartse zwelbelasting de bovenliggende zandlaag kunnen samendrukken en de onderwaterbetonvloer kunnen belasten. Figuur 24 weergeeft een fictieve samendrukking van de zandlaag boven de laag van Kedichem wanneer geen drainage zou worden toegepast. De invloed van zuivere zwel in een bouwkuip is onderwerp van dit hoofdstuk.



**24| Fictieve samendrukking zandlaag door zwel van laag van Kedichem**

De vergelijking van de metingen met de verbeterde postdictie voor de startschacht van de Sophiaspoortunnel heeft laten zien dat, met de gehanteerde parameters, het gedrag van grond en constructie met een behoorlijke precisie wordt benaderd. Men zou daarmee mogen verwachten dat ook een licht gewijzigde fasering goed benaderd zal worden. Hier zullen, door gebruik te maken van het model van de startschacht, vereenvoudigde faseringen worden behandeld om de invloed van zwel in bouwkuipen met een onderwaterbetonvloer nader te bestuderen. Uitgangspunten daarbij zijn:

- geen kunstmatige wijzigingen in stijghoogten
- constant piëzometrisch niveau over model
- effecten door installatie van combiwand en stempelraam worden (vervorming ondergrond en veranderingen in spanningen) verwaarloosd;
- in plaats van het vullen van de combiwand tijdens de uitvoeringsperiode wordt direct van de gevulde combiwand uitgegaan;
- de verbinding tussen vloer en wand is momentvast (onderlinge vervorming is niet mogelijk)

De volgende vier analyses zijn uitgevoerd waarbij variatie is aangebracht in de fasering. De resultaten zullen in de volgende paragrafen worden besproken.

**Fasering analyse 1:**

- Ontgraven & stort B25 onderwaterbetonvloer
- Consolidatie
- Leegpompen bouwkuip
- Consolidatie

**Fasering analyse 3:**

- Ontgraven & stort stijve onderwaterbetonvloer
- Consolidatie
- Leegpompen bouwkuip
- Consolidatie

**Fasering analyse 2**

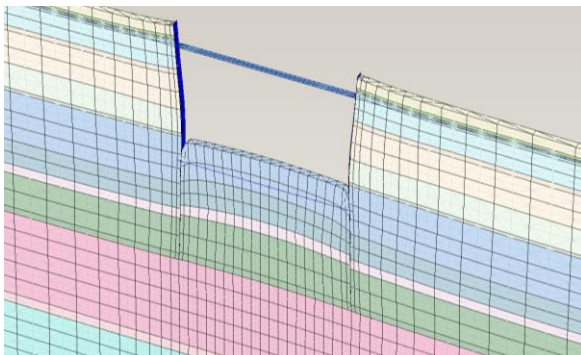
- Ontgraven
- Consolidatie
- Stort B25 onderwaterbetonvloer
- Consolidatie
- Leegpompen bouwkuip
- Consolidatie

**Fasering analyse 4:**

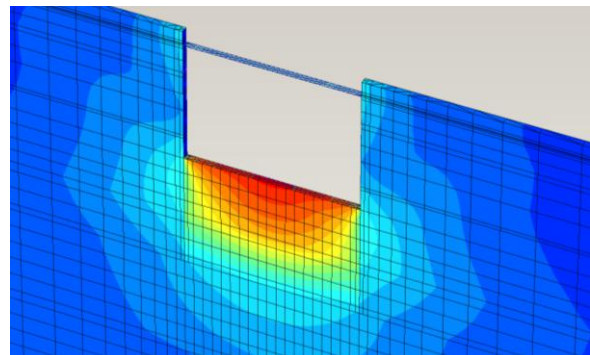
- Ontgraven
- Consolidatie
- Stort stijve onderwaterbetonvloer
- Consolidatie
- Leegpompen bouwkuip
- Consolidatie

## 8.1 Vrije zwel in bouwkuip

In analyse 2 wordt het ontgraven van een bouwkuip tot ontgravingsdiepte gemodelleerd waarna de grond de tijd krijgt om te consolideren voordat een onderwaterbetonvloer gestort wordt. Wateronderspanningen als gevolg van ontlasting verdwijnen waarbij de ondergrond zal vervormen tot een nieuwe constante situatie. Figuren 26 en 25 geven respectievelijk de uitvergroete vervormingen en de verticale verplaatsingen weer. Midden in de kuip treedt een totale verplaatsing op van 38 mm aan het oppervlak. Met een verplaatsing van 10 mm onder de laag van Kedichem (N.A.P. -37 m) en 29 mm boven de laag (N.A.P. -29 m) is de totale verplaatsing voor ongeveer een kwart toe te schrijven aan het uitzetten van de diepe zandlagen, de helft aan de laag van Kedichem en tevens kwart aan de ondiepe zandlagen.

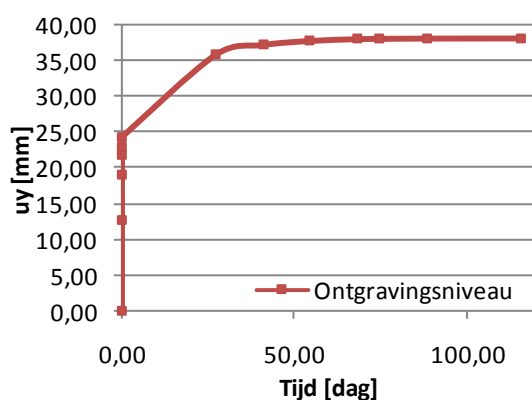


26 | Vervorming ondergrond na ontgraven, analyse 2

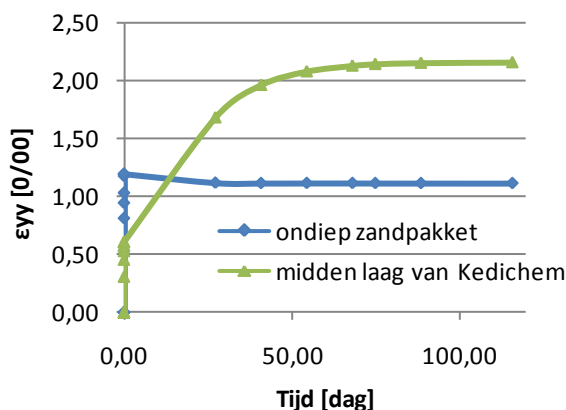


25 | Verplaatsingen in ondergrond na ontgraven en consolidatie, analyse 2

Bij een beschouwing van deze verplaatsing in de tijd is direct na de (volledige) ontgraving op ontgravingsniveau een verplaatsing te constateren. Zie figuur 27 voor het berekende verloop. De directe verplaatsing is ruim de helft van de totale verplaatsing en is te verklaren door het gedraineerd gedrag van de zandlagen. In figuur 28 is te zien dat de zandlagen direct reageren op de ontlasting en de laag van Kedichem de tijdsafhankelijke vervorming teweegbrengt.



27 | Verplaatsing ontgravingsniveau



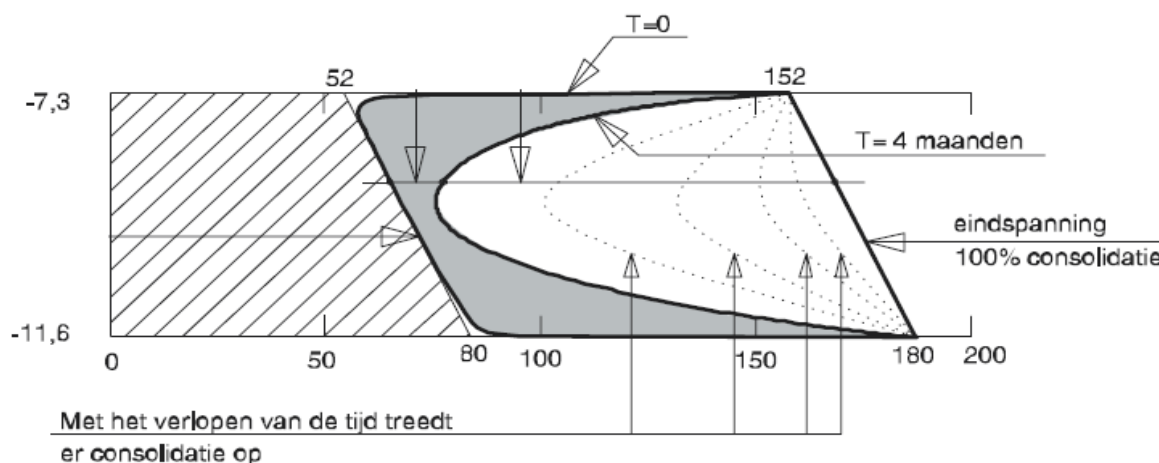
28 | Vervormingen zand en kleilaag

De benodigde tijd voor het aanpassen aan de ontlasting is van dezelfde orde van grootte als de hydrodynamische periode van  $T = 50$  dagen zoals in paragraaf 7.1.1 is berekend op basis van de eendimensionale ontlast/herbelaststijfheid  $E_{oed,ur,ref}$  van de Kedichemklei.

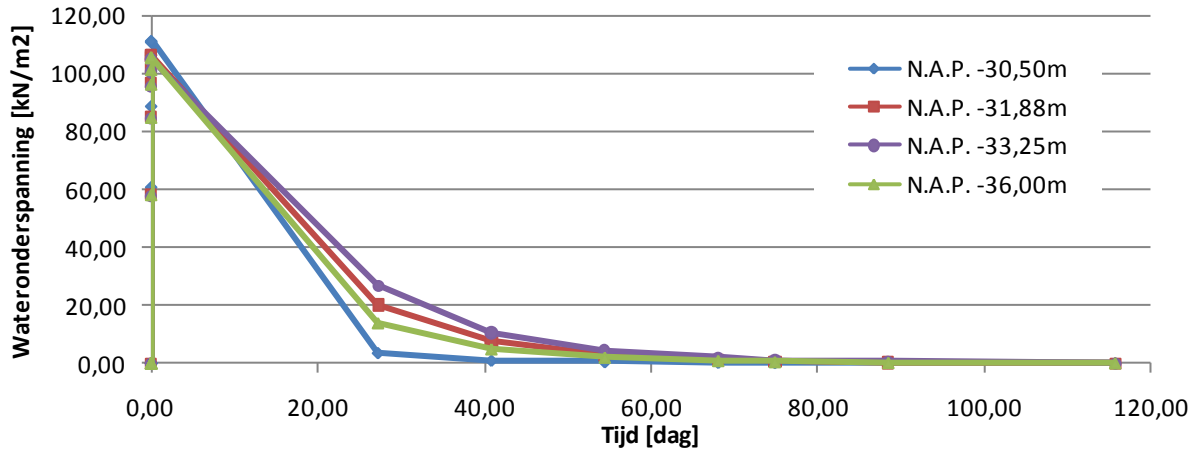
### 8.1.1 Zwel in de tijd

Het optreden van zwel ten gevolge van ontlasten bij ontgraven kan op basis van de metingen bij de startschacht van de Sophiaspoortunnel als een snel doch tijdsafhankelijk proces worden beschouwd. Na ontgraven zullen wateronderspanningen geleidelijk afnemen door toestroming van grondwater. De snelheid van dit consolidatieproces waarmee de poriën worden gevuld is dan ook bepalend voor de snelheid waarmee zwel optreedt. De doorlatendheid is van cruciaal belang. Bij de verbeterde postdictie voor de Sophiaspoortunnel is vastgesteld dat het berekende grondgedrag nauw samenvalt met metingen wanneer de doorlatendheden van de laag van Kedichem in rekening worden gebracht van  $k_y = 1 \cdot 10^{-4}$  m/dag en  $k_x = k_z = 4 \cdot 10^{-4}$  m/dag.

Een schatting van de ontwikkeling van de zwel kan gemaakt worden op basis van de snelheid waarmee wateronderspanningen afnemen. De consolidatiegraad  $U$ , de relatieve grootte gegeven door Terzaghi, kan gebruikt worden om het verloop van wateronderspanningen en zwel in de tijd aan te geven [36]. Wat betreft de ontwikkeling van waterspanningen dient men zich te realiseren dat deze zich sneller aanpassen nabij de randen van een slecht doorlatend pakket dan middenin het pakket. Figuur 29 geeft een voorbeeld van het verloop in de tijd over de hoogte van een grondlaag [19]. In figuur 30 is hetzelfde principe terug te vinden in de door Plaxis berekende wateronderspanningen die midden in de laag van Kedichem, ongeveer ter hoogte van N.A.P. -33,25 m, langzamer verdwijnen dan aan de boven en onderkant van de laag.



29 | Verloop spanningen tijdens consolidatieproces in cohesieve laag



### 30 | Waterunderspanningen door ontgraving in de tijd

Wanneer de snelheid waarmee de waterspanning zich midden in de laag van Kedichem aanpast als uitgangspunt wordt genomen voor een schatting van de ontwikkelingssnelheid van zwel, zal men deze onderschatten. Door de snellere aanpassing van de waterspanning aan de randen zal ook de zwel hier sneller optreden. De ontwikkeling van de waterspanningen midden in een kleipakket loopt achter op de gemiddelde waterspanning zodat het niet aan te raden is de zwel hierop te baseren. De consolidatiegraad van Terzaghi brengt de waterspanningen over de hele hoogte van een pakket in rekening zodat dit een beter toepasbaar is voor het verloop van de vervormingen.

De consolidatiegraad  $U(t)$  is door Terzaghi gedefinieerd als [ 36 ]:

$$U = \frac{\Delta h - \Delta h_0}{\Delta h_\infty - \Delta h_0} = \frac{1}{h} \int_0^h \frac{p_{w0} - p_w}{p_{w0}} dy$$

Waarin:

$\Delta h$  = zetting op het beschouwde tijdstip

$\Delta h_0$  = zetting voor aanvang van de belasting/ontlasting

$\Delta h_\infty$  = uiteindelijke zetting

$p_{w0}$  = de waterspanning voor aanvang van de belasting/ontlasting

$p_w$  = de waterspanning op het beschouwde tijdstip

Voor eendimensionale samendrukking is middels Laplace-transformaties de volgende uitdrukking gevonden:

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{(2j-1)^2} \exp \left[ - (2j-1)^2 \frac{\pi^2}{4} \frac{c_v t}{h^2} \right]$$

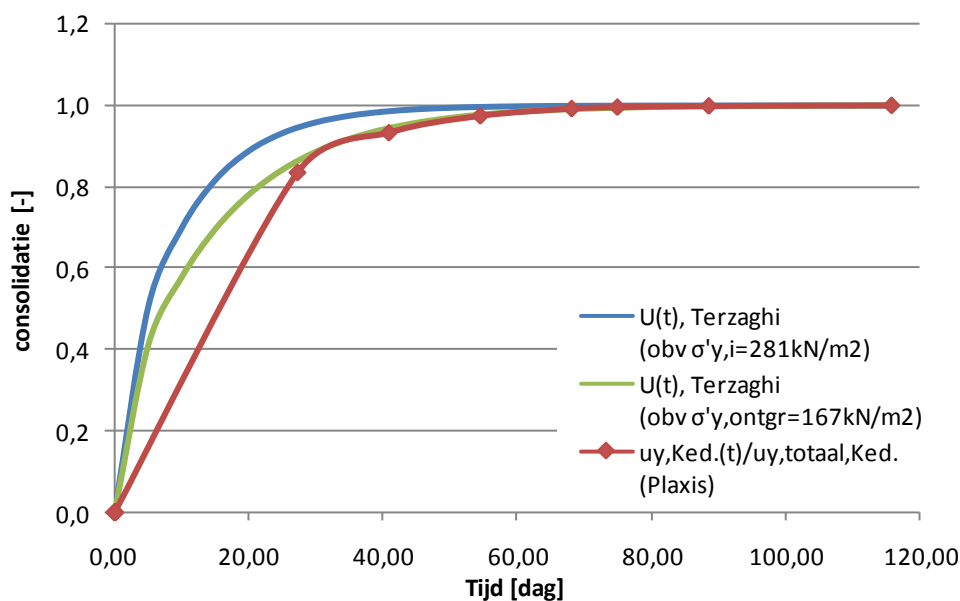
Hierin is  $c_v$  de consolidatiecoëfficiënt. Bij de eendimensionale samendrukking is slechts drainage mogelijk in de verticale richting. De bouwkuipwanden van de startschacht reiken tot diep in de laag van Kedichem zodat ook hier zijdelingse drainage onwaarschijnlijk is, aangenomen dat de doorlatendheid van de wand kleiner is dan die van de klei. Bovenstaande formule kan daarom worden gebruikt voor de ontwikkeling van de zwel. De laag van Kedichem draineert echter aan zowel de boven- als onderkant zodat de formule dient te worden gewijzigd in:

$$U_{Ked.} = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{(2j-1)^2} \exp \left[ - (2j-1)^2 \frac{\pi^2}{4} \frac{c_v t}{(1/2 \cdot h)^2} \right]$$

Hierin wordt aangenomen dat de kleilaag van 7,5 m dik het gedrag van de laag van Kedichem domineert en voor ontlasting dient uitgegaan te worden van de stijve ontlast/herbelast stijfheid, afgeleid in paragraaf 7.1.1, zodat:

$$c_v \approx \frac{E_{oed,ur,Ked,mid} \cdot k_y}{\gamma_w} = \frac{56.564 \cdot 1 \cdot 10^{-4}}{10} = 0,57 m^2 / dag$$

Hiermee kan het verloop van het consolidatieproces berekend worden. Aangenomen wordt dat de zandpakketten over het algemeen goed doorlatend zijn en daarom deze direct op een spanningsverandering reageren. Benadrukt wordt hier dat het bedoelde tijdsafhankelijke consolidatieproces derhalve alleen geldt voor slecht doorlatende grondlagen zoals de laag van Kedichem. Wanneer de directe vervorming van zand wordt verrekend voor de verplaatsingen die door Plaxis worden berekend zijn deze resultaten te vergelijken met het proces volgens de methode van Terzaghi. In figuur 31 is de vergelijking weergegeven en in bijlage F de berekening.



31 | Ontwikkeling zwel

Opvallend is dat de ontwikkeling van de verplaatsingen in Plaxis in de tijd achterblijven bij de ontwikkeling die op basis van de theorie van Terzaghi verwacht zou worden. De reden hiervoor is dat Plaxis na de ontlasting een lagere stijfheid voor de laag van Kedichem in rekening brengt: ook de ontlast/herbelaststijfheid is spanningsafhankelijk [29]. Wordt de ontlaststijfheid gebaseerd op de effectieve spanning na consolidatie dan komen de resultaten beter overeen (zie het groene verloop in figuur 31). De aangenomen stijfheid is hierbij:

$$E_{oed,ur,Ked,mid} = 4,5 \cdot E_{oed} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,y,i}}{p_{ref}} \right)^m = 4,5 \cdot 5500 \cdot \left( \frac{167}{100} \right)^{0,8} = 37.303 kN / m^2$$

Overigens heeft de consolidatiegraad U louter betrekking op primaire vervorming. Een mogelijk secundair effect bij een constante spanningstoestand wordt hier niet aannemelijk geacht. Ook met betrekking tot een mogelijke zwelbelasting op een onderwaterbetonvloer is dit niet relevant.

### 8.1.2 Wandwrijving en belastingspreiding

Hoewel hierboven de zwel midden in de bouwkuip is behandeld als een eendimensionaal probleem is de vervorming van de ondergrond, zoals in figuur 26 is te zien, een ruimtelijk fenomeen: de grootste vervorming



doet zich midden in de bouwkuip voor, een geringere vervorming vindt plaats nabij de randen. De interactie met de constructie-elementen is daar van invloed.

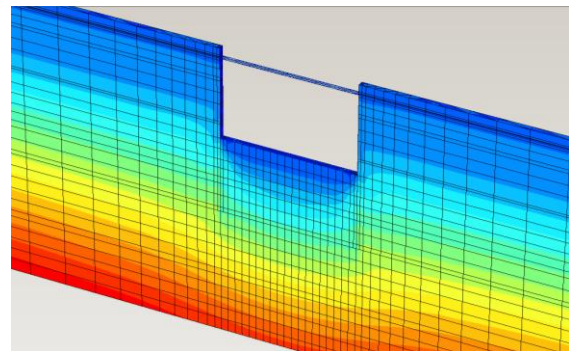
Wanneer de wand niet volledig glad is zullen tussen grond en constructie schuifspanningen worden gegenereerd als gevolg van relatieve verplaatsingen door ontgraven. Daarmee hebben de wanden een verhinderende werking op de zwel van grondlagen. De grootte van schuifspanningen is afhankelijk van de grondeigenschappen en de ruwheid van het oppervlak is bepalend voor het al dan niet slippen van de grond langs de constructie. In Plaxis wordt de interactie middels interfaces gemodelleerd en de ruwheid bepaald door de factor  $R_{inter}$ . De sterkte van de interface wordt gerelateerd aan de sterkte van de plaatselijke grondcondities en gereduceerd met de factor  $R_{inter}$ . De ruwheid van staal is over het algemeen groot zodat bij deze analyses  $R_{inter} = 1$  voor de grondlagen onder het ontgravingsniveau is aangenomen. De wandwrijving beperkt de ontlasting van de grond nabij de wand en daarmee de lokale zwel.

De wandwrijving resulteert in een beperkte zwel en ontlasting nabij de wanden zodat de grootste vervorming en ontlasting midden in de bouwkuip te verwachten is. Het spreiden van de ontlasting over de breedte bij toenemende diepte heeft hetzelfde effect. De totale verplaatsing midden in de kuip van 38 mm is dan ook minder dan in geval van een volledige afgraving zonder het aanbrengen van constructieve elementen. In dat geval is, op basis van een Plaxis berekening, een vrije zwel van 49 mm te verwachten. In tabel 6 worden de verschillende verplaatsingen gegeven bij aan- en afwezigheid van de constructie.

**tabel 6 Verticale verplaatsingen**

|                | Vrije zwel,<br>zonder constructie<br>[mm] | Met constructie,<br>centraal in bouwkuip<br>[mm] | $\Delta u_y$<br>[mm] | Met constructie,<br>2 m uit de wand<br>[mm] | $\Delta u_y$<br>[mm] |
|----------------|-------------------------------------------|--------------------------------------------------|----------------------|---------------------------------------------|----------------------|
| N.A.P. -20,2 m | 49,0 (+9,5)                               | 38,1 (+9,2)                                      | -10,9                | 33,0 (+13,4)                                | -16,0                |
| N.A.P. -29,0 m | 39,5 (+22,2)                              | 28,9 (+18,8)                                     | -10,4                | 20,4 (+12,4)                                | -19,1                |
| N.A.P. -37,0 m | 17,3                                      | 10,1                                             | -7,2                 | 8,0                                         | -9,3                 |

Wandwrijving en belastingspreiding treden beide op wat het moeilijk maakt aan te duiden welke mechanisme het verloop van zwel en effectieve spanningen over de breedte dominerend beïnvloedt. Uit de tabel blijkt niettemin dat met name centraal onder de bouwkuip de heffing van de diep gelegen zandlagen onder de laag van Kedichem beperkt wordt door belastingspreiding en dat wandwrijving vooral de vervorming van de laag van Kedichem beperkt. Argument voor een belastingspreiding dat met name onder de wanden van toepassing is, is dat de stijfheid van de wanden zeer groot is ten opzichte van de grondlagen zodat dit een spreiding van de ontlasting ter hoogte van de wanden voorkomt. Figuur 32 weergeeft de effectieve spanningen na ontgraven waarin de spreiding zichtbaar is.



**32 | Verloop effectieve spanningen na ontgraven**

### 8.1.3 Invloed wandvervorming

Het ontgraven veroorzaakt netto een horizontale belasting op de wanden die zal worden opgenomen door het stempelraam en de resterende grondlagen onder het ontgravingsniveau. Ook het leegpompen van de bouwkuip veroorzaakt een horizontale waterdruk op de wanden die opgenomen dient te worden. Tijdens deze fase dient de onderwaterbetonvloer over het algemeen als extra stempel. Tijdens ontgraven zal onder de toenemende belasting de wand een vervorming ondergaan. Met Plaxis wordt een verplaatsing berekend van ongeveer 4 mm naar buiten aan de kop en 2 tot 6 mm onder het ontgravingsniveau binnenwaarts, zie

figuur 33. Het naar binnenkomen van de wand zal een verhoging van de horizontale effectieve spanning tot gevolg hebben. In figuur 34 worden de horizontale effectieve spanningen getoond op verschillende plaatsen in de bouwkuip in vergelijking met de kleinere spanningen die zullen optreden bij afwezigheid van de wanden. Bij zowel aanwezigheid als afwezigheid van de wanden resulteert het ontgraven in overgeconsolideerde grondcondities.

De invloed van de wandvervorming op de vervorming van de grond in verticale zin zou bij een zuiver elastisch én homogene grond zijn dat de bodem van de bouwkuip een extra heffing ondergaat. Volgens figuur 34 geeft de wandinvloed een minimale verhoging van de horizontale effectieve spanningen van  $20 \text{ kN/m}^2$ . Bij een enkelzijdige spanningsverhoging op de laag van Kedichem met bijvoorbeeld  $E_{\text{oed,Ked,mid}} = 12.570 \text{ kN/m}^2$  en  $\nu = 0,2$  is de verticale rek te berekenen [34]:

$$E = \frac{(1-\nu) \cdot (1-2\nu)}{(1-\nu)} E_{\text{oed}} = \frac{(1-0,2) \cdot (1-2 \cdot 0,2)}{(1-0,2)} 12.570 = 7.542 \text{ kN/m}^2$$

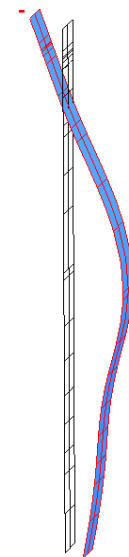
$$\varepsilon_y = \frac{-1}{E} (\sigma'_y - \nu \cdot (\sigma'_x + \sigma'_z)) = \frac{-1}{7.542} (0 - 0,2 \cdot (20 + 0)) = 0,0005 = 0,05\%$$

Het aandeel in de totale zwel van de Kedichemkleilaag door opspannen wordt daarmee:

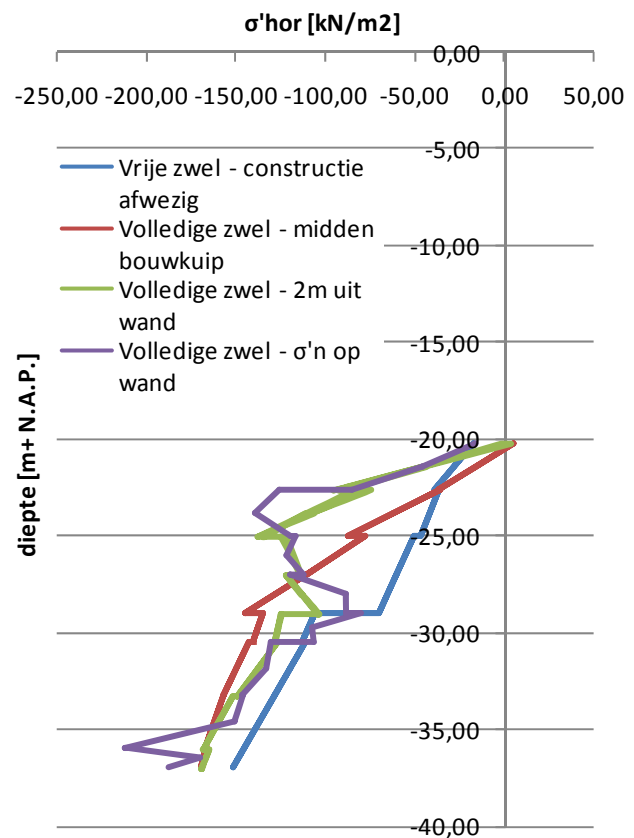
$$\varepsilon_y \cdot d_{\text{Kedichem}} = 0,0005 \cdot 7,5 = 0,0040 \text{ m} = 4,0 \text{ mm}$$

Opgemerkt dient te worden dat bij deze schatting effecten als belastingspreiding verwaarloosd worden en dat de stijfheid op basis van een oedometerproef de stijfheid wellicht onderschat. Desalniettemin zou het opspannen een toename van de zwel moeten genereren in vergelijking met een vrije zwel zonder invloed van constructie-elementen. Dit is echter volgens tabel 6 niet het geval. De wandwrijving heeft blijkbaar een aanzienlijke invloed.

Ten aanzien van de ontwikkeling van zwel is het mogelijk dat het horizontaal opspannen van de grond de wateronderspanningen ten gevolge van ontgraven (gedeeltelijk) verhindert en dat er sprake is van een (gedeeltelijk) volumevaste vervorming. Een snellere reactie op ontlasten dan in een eendimensionale situatie is dan het gevolg. Dit principe is vergelijkbaar met het proces dat zich voordoet bij een triaxiaal proef.



33 | Vervorming wand



34 | Horizontale spanningen

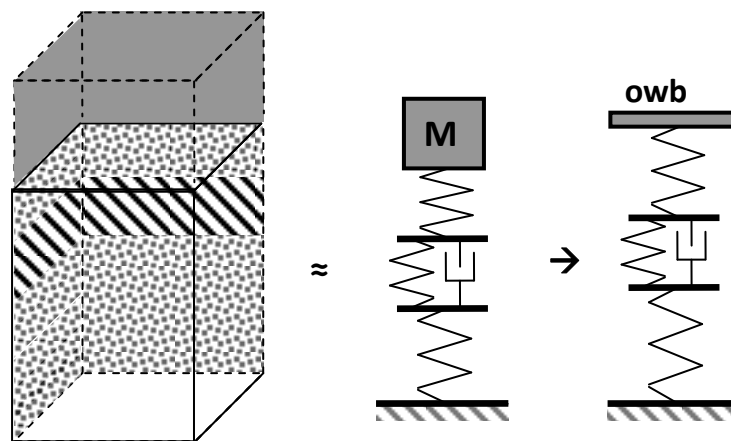
## 8.2 Zwelbelasting op onderwaterbetonvloer

De theoretisch maximale zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer is de oorspronkelijke korrelspanning op het ontgravingsniveau [14]. Hierbij verhindert de vloer in samenwerking met de bouwkuipwanden iedere opwaartse vervorming en is er onder de vloer geen verandering van spanningen. Het in rekening brengen van

deze bovengrens aan de zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer is echter niet realistisch. In de praktijk is namelijk altijd sprake van een zekere periode waarin de ondergrond de tijd heeft zich aan te passen aan de ontlasting voordat een uitgeharde onderwaterbetonvloer zwel verhindert. Daarnaast zullen de constructieve elementen van een bouwkuip onder een belasting vervormen en verplaatsen. De bouwkuip kan in zijn geheel omhoog bewegen en een onderwaterbetonvloer, met een beperkte stijfheid na uitharden, zal onder een opwaartse belasting opbollen. Deze translaties en vervormingen beperken het verhinderen van zwel en hebben zodoende een reducerend effect op de zwelbelasting op de vloer.

Het krachterspel bij de laag van Kedichem te midden van twee zandpakketten zou gevisualiseerd kunnen worden als een massa-veersysteem zoals in figuur 35. Hierin wordt de ondergrond bij de startschacht van de Sophiaspoortunnel als een verensysteem beschouwd waarin verschillende veerstijfheden ( $k_{laag} = EA/d_{laag}$ ) worden toegekend afhankelijk van de grondlagen. Complicerend is het feit dat de stijfheden geen constanten zijn maar spanningafhankelijk:  $E(\sigma')$ . Het is van belang te realiseren dat bij het verwijderen van een bovenliggende massa de zandlagen direct zullen reageren terwijl cohesieve lagen hier tijd voor nodig hebben, vandaar de demper in de visualisatie. Direct na ontlasten zal daarom de initiële korrelspanning in deze lagen nog aanwezig zijn, waarvan mogelijk nog een deel resteert op het moment dat de onderwaterbetonvloer (owb) wordt gestort. De initiële spanning ten gevolg van de bovenliggende massa kan wederom als bovengrens gesteld worden voor de belasting op de vloer met de volgende kanttekeningen voor praktijksituaties:

- Bij aanvang van de stort van het onderwaterbeton zal een deel van de spanning uit de cohesieve lagen verdwenen zijn.
- De onderwaterbetonvloer zal niet plaatsvast zijn waardoor ook na de stort een ontspanning mogelijk is.
- De ontspannen zandlagen kunnen ook weer een deel van de spanning opnemen en daarmee de spanning in de cohesieve laag verspreiden over de volledige hoogte van het resterende grondpakket.
- Naast de hier beoogde effectieve spanningen op de onderwaterbetonvloer kan waterdruk na het leegpompen van de kuip een extra opwaartse beweging van de vloer teweeg brengen waarmee de zwelbelasting verder afneemt.



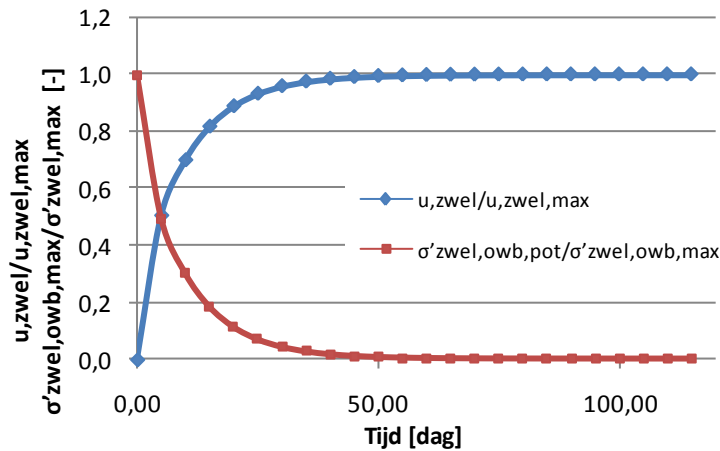
35 | Schematisatie krachterspel in ondergrond

### 8.2.1 Potentiële zwelbelasting

Het moge duidelijk zijn dat de potentiële zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer in eerste instantie afhankelijk is van het moment van storten. De consolidatiesnelheid is een maat voor de snelheid waarmee deze potentiële zwelbelasting afneemt. Het neemt af naarmate meer zwel heeft kunnen plaatsvinden en is derhalve omgekeerd evenredig met de ontwikkeling van zwel. Zodoende geldt:

$$\sigma'_{pot,owb} = \sigma'_{max} \cdot (1 - U(t_{stort})) = \sigma'_{i,y} \cdot (1 - U(t_{stort}))$$

In figuur 36 is voor de laag van Kedichem te zien hoe de potentiële zwelbelasting ten gevolge van consolidatie in de tijd afneemt in verhouding tot de reeds ontwikkelde zwel. Deze ontwikkeling is gebaseerd op de consolidatiegraad volgens Terzaghi bij een consolidatiecoëfficiënt van  $c_v = 0,57 \text{ m}^2/\text{dag}$  (zie paragraaf 8.1.1).

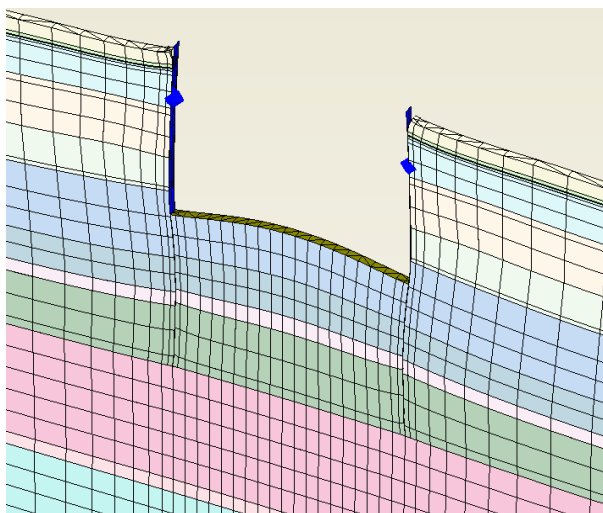


36 | Ontwikkeling zwel en potentiële zwelbelasting

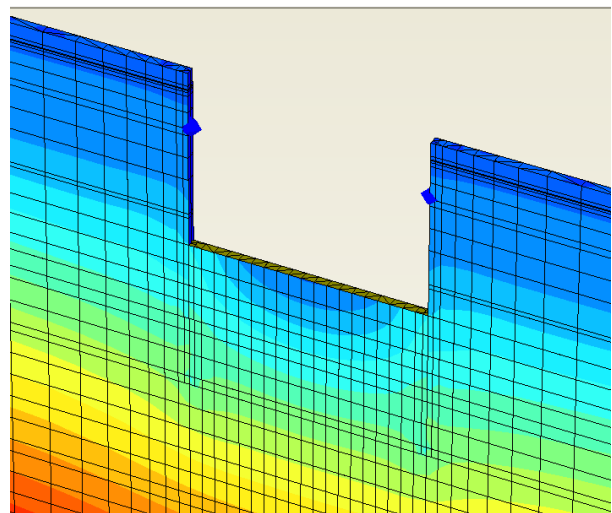
### 8.2.2 Invloed constructie op zwelbelasting

Middels de vereenvoudigde faseringen (zie inleiding van dit hoofdstuk) is met behulp van het Plaxis-pakket het effect van verplaatsingen en vervormingen van de bouwkuipconstructie onderzocht. Zoals gezegd is een grotere zwelbelasting dan de initiële effectieve spanning op N.A.P. -20,2 m theoretisch onmogelijk en op basis van de volumegewichten van de verschillende grondlagen kan de waarde van  $\sigma'_{i,yy} = 143 \text{ kN/m}^2$  aan dit maximum worden toegekend. Door te variëren met de stijfheid is het effect van opbollen bestudeerd van een vloer met een gemiddelde stijfheid behorend tot B25 beton ( $E_b = 28,5 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$ ) in vergelijking tot een 1000 maal stijvere vloer.

Tabel 7 geeft bij de verschillende analyses de berekende verticale effectieve spanning onder het midden van de vloer en 2 m uit de wand. Daarnaast zijn ook de verplaatsingen van het midden van de onderwaterbetonvloer en de bouwkuipwanden gegeven. Figuren 37 en 38 geven de vervorming en de effectieve spanningen na ontgraven en het direct plaatsen van een onderwaterbetonvloer met een B25 stijfheid. De effectieve spanningen zijn te beschouwen als de opwaartse zwelbelasting wanneer het effectieve gewicht van de onderwaterbetonvloer hiervan wordt af getrokken. Voor de situaties waarbij sprake is van een zwelbelasting is dit gedaan in tabel 7.



37 | Vervorming grond en constructie



38 | Verloop effectieve spanningen

tabel 7 Effectieve spanningen en eventuele zwelbelasting

| Midden onder de vloer (N.A.P. -20,2)                        | $\sigma'_{yy,mid}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\sigma'_{zwel,mid}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $u_{y,mid}$<br>[mm] | $\sigma'_{yy,2m}$<br>uit wand<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\sigma'_{zwel,2m}$<br>uit wand<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $u_{y,wand}$<br>[mm] |
|-------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|----------------------------------------------|---------------------|-------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|----------------------|
| theoretisch maximum $\sigma'_{zwel,max}$                    | -143,0                                     |                                              |                     |                                                       |                                                         |                      |
| 1) geconsolideerd na ontgr. + vloer                         | -37,1                                      | -18,9                                        | 22,9                | -141,1                                                | -122,9                                                  | 13,9                 |
| 1) geconsolideerd na leegpompen<br>na ontgr. + vloer        | 4,9                                        | -                                            | 103,5               | 3,8                                                   | -                                                       | 56,3                 |
| 2) geconsolideerd na ontgr.                                 | 0,2                                        | -                                            | 38,1                | 5,8                                                   | -                                                       | 12,1                 |
| 2) geconsolideerd na vloer                                  | -28,4                                      | -                                            | 30,8                | 3,2                                                   | -                                                       | 7,9                  |
| 2) geconsolideerd na leegpompen                             | 4,9                                        | -                                            | 129,8               | 6,8                                                   | -                                                       | 55,3                 |
| 3) geconsolideerd na ontgr. + stijve vloer                  | -99,0                                      | -80,8                                        | 16                  | -112,4                                                | -94,2                                                   | 15,9                 |
| 3) geconsolideerd na leegpompen<br>na ontgr. + stijve vloer | 3,7                                        | -                                            | 55,3                | -37,2                                                 | -                                                       | 55                   |
| 4) geconsolideerd na ontgr.                                 | 0,2                                        | -                                            | 38,1                | 5,8                                                   | -                                                       | 12,1                 |
| 4) geconsolideerd na stijve vloer                           | -11,6                                      | -                                            | 33,3                | -1,1                                                  | -                                                       | 7,3                  |
| 4) geconsolideerd na leegpompen na stijve<br>vloer          | 4,9                                        | -                                            | 77,3                | 6,4                                                   | -                                                       | 51,1                 |
| 5) vrije zwel na volledige ontgraving                       | 0,0                                        | -                                            | 49                  | 0,0                                                   | -                                                       | -                    |
| * Effectief gewicht                                         |                                            |                                              |                     |                                                       |                                                         |                      |
| onderwaterbetonvloer (24-10)·1,3                            | -18,2                                      |                                              |                     |                                                       |                                                         |                      |

Bij deze specifieke situaties blijkt slechts sprake van een aanzienlijke zwelbelasting in het geval dat de onderwaterbetonvloer direct na de ontlasting van de ondergrond wordt aangebracht en de ondergrond geen tijd heeft gekregen zich aan te passen. Door deze wijze van modellering is er zelfs geen directe vervorming van het zand mogelijk. De verhinderde vervorming van de zandlagen zal bijdragen aan de zwelbelasting wat niet erg realistisch is. Er ontstaat een totale zwelbelasting die het grootst is nabij de wand van de bouwkuip en van de orde grootte  $\sigma'_{zwel,max} = \sigma'_{i,yy}$ . De vervorming van de onderwaterbetonvloer is hier beperkt zodat het optreden van zwel aanzienlijk wordt verhinderd. Midden in de bouwkuip vervormt de B25-vloer dusdanig dat de belasting hier sterk wordt gereduceerd tot slechts 9% van de belasting op 2 m uit de wand. Bij analyse 3 laat de zeer stijve constructie zien dat het een verwaarloosbare vervorming ondergaat maar wel een belangrijke translatie. Deze translatie beperkt ook de zwelbelasting tot ongeveer 65% van het theoretische maximum ( $94,2 / 143 \cdot 100\%$ ). Wanneer de bouwkuip wordt leeggepompt doet zich een verdere vervorming en translatie van de bouwkuipconstructie voor. Dit wordt veroorzaakt door een opwaartse druk die groter is dan de eerdere opwaartse korreldruk. De druk wordt nu gedomineerd door een waterdruk van  $(20,2 - 2,25) \cdot 10 = 179,5$  kN/m<sup>2</sup> waardoor een opwaartse beweging van de constructie en de zwelbelasting teniet wordt gedaan. Het is zelfs mogelijk dat een speet tussen de onderwaterbetonvloer en de ondergrond ontstaat. Dit zal het geval zijn wanneer de constructie meer omhoog komt dan de ondergrond zwelt en mee omhoog getrokken wordt.

De onderwaterbetonvloer zal de grootste opwaartse druk moeten kunnen weerstaan. Wanneer, zoals bij deze beschouwing wordt afgezien van drainage onder de vloer, is deze maatgevende belasting óf de zwelbelasting na ontgraven, óf de waterdruk na het leegpompen van de bouwkuip. Van een zwelbelasting op de vloer na het leegpompen van de bouwkuip is geen sprake.

In de Nederlandse situatie zal men over het algemeen te maken hebben met hoge grondwaterstanden en relatief lage effectieve gewichten. De opwaartse waterdruk zal dan veelal groter zijn dan het ontgraven effectieve gewicht zodat de zwelbelasting niet maatgevend zal zijn. Nog belangrijker is dat de ondergrond tijd krijgt om zich (gedeeltelijk) aan te passen voor de onderwaterbetonvloer gestort is. De potentiële zwelbelasting is zoals in figuur 36 is aangegeven daarmee aanzienlijk kleiner dan het theoretisch maximum, gelijk aan het ontgraven effectieve gewicht.

### 8.2.3 Consolidatietijd vs. uitvoeringsduur

Het nat ontgraven van een bouwkuip voor aanvang van de stort van het ontwaterbeton is een tijdrovend proces. Daar de aanpassingstijd van de grond beperkt blijkt te zijn zal de snelheid van invloed zijn op de zwelbelasting die kan optreden wanneer de stort direct plaats vindt na voltooiing van het ontgravingsproces. De ontgravingsnelheid ligt in praktijk in de orde van grootte van 0,25 m/dag. Dit is geschat op basis van ontgravingen bij de Sophiaspoortunnel en de Museumparkgarage te Rotterdam zoals weergegeven in tabel 8.

**tabel 8 Ontgravingsnelheden in de praktijk**

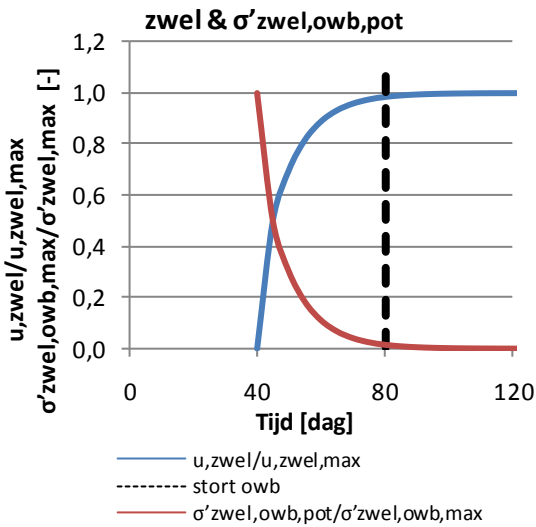
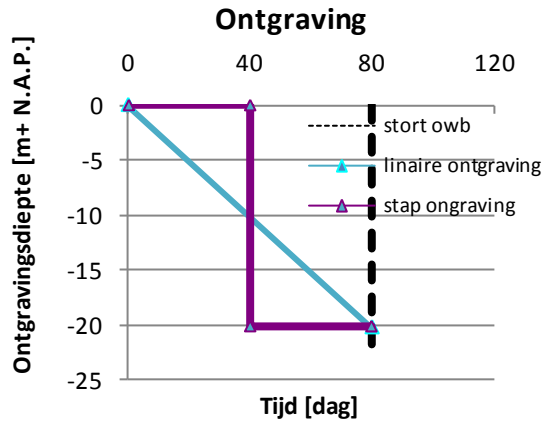
| Project           | Ontgraving   | Duur     | Ontgravingsnelheid |
|-------------------|--------------|----------|--------------------|
| Sophiaspoortunnel | 7,3 – 20,2 m | 8 weken  | 0,23 m/dag         |
| Museumpark – PG   | 3 – 12.2 m   | 17 weken | 0,08 m/dag         |
| Museumpark - OGWB | 3 – 12.2 m   | 6 weken  | 0,22 m/dag         |

De ontgraving van de hier beschouwde 20,2 m diepe bouwkuip zal in de praktijk op basis van bovenstaande gemiddelden minimaal duren:

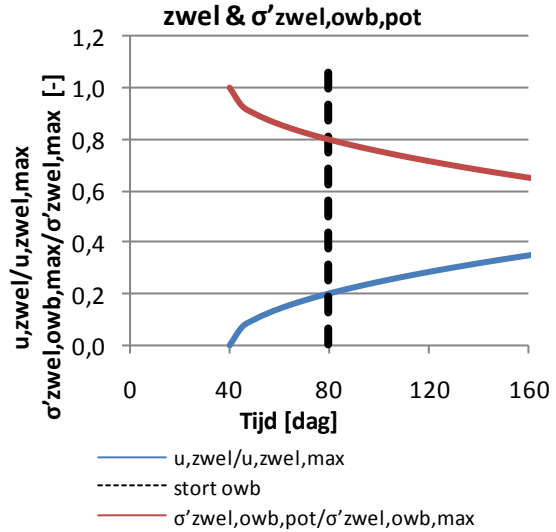
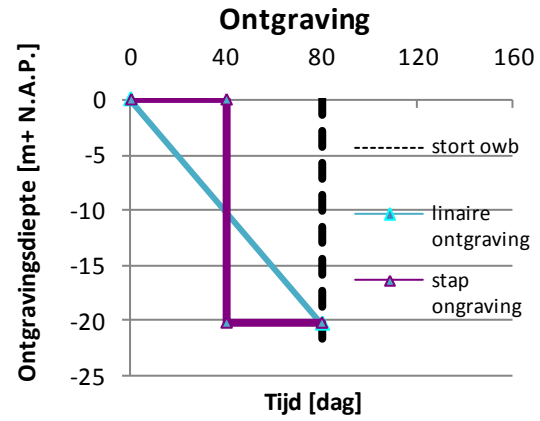
$$20,2 / 0,25 \approx 80 \text{ dagen}$$

Wanneer de ontlasting in een berekening instantaan wordt aangenomen op de helft van de ontgravingsperiode zal de onderwaterbetonvloer niet eerder dan na 40 dagen ( 80 dagen / 2 ) gestort kunnen worden en vanaf dat moment zwel kunnen verhinderen. Zoals in figuur 39 duidelijk wordt zal de zwel dan al voor 98% zijn opgetreden zodat de vloer slechts 2% nog zal kunnen verhinderen. De zwelbelasting zal dan ook niet meer kunnen bedragen dan 2% van theoretisch maximale zwelbelasting.

Bovenstaande berekening geeft een zeer kleine potentiële zwelbelasting. Met een geringe opwaartse verplaatsing van de bouwkuip zal deze volledig verdwijnen. De zwelbelasting zal echter in theorie niet altijd kwijt te schelden zijn. Wanneer bijvoorbeeld de doorlatendheid lager wordt aangenomen terwijl de overige eigenschappen gelijk blijven, dan zal de zwelbelasting groter zijn. In figuur 40 wordt een voorbeeld gegeven waarbij de doorlatendheid 50 maal kleiner is gekozen, zoals oorspronkelijk geschat voor de laag van Kedichem:  $k_y = 2 \cdot 10^{-6}$  m/dag. Met deze doorlatendheid zal naar schatting slechts 18% van de zwel zijn opgetreden wanneer de vloer direct wordt gestort na het voltooiën van de ontgraving. De resterende 82% zal tot een zwelbelasting leiden.



39 | Uitvoeringssnelheid vs. verwachte consolidatiesnelheid



40 | Uitvoeringssnelheid vs. trage consolidatiesnelheid

#### 8.2.4 Algemene zwelformule

Voor de algemene situatie zal hier een formule worden afgeleid voor het deel van de maximale zwelbelasting dat men kan verwachten. Dit deel is evenredig met de consolidatiegraad:

$$\frac{\sigma'_{zwel,owb,pot}}{\sigma'_{zwel,owb,max}} = 1 - U(t_{stort})$$

Onder de aanname dat het consolidatieproces halverwege de ontgraving start, wordt gevonden:

$$\frac{\sigma'_{zwel,owb,pot}}{\sigma'_{zwel,owb,max}} = 1 - U(0,5 \cdot t_{ontgraving}) \quad \text{waarin} \quad t_{ontgraving} = \frac{d_{ontgraving}}{v_{ontgraving}}$$

Hoewel de consolidatiegraad normaal gesproken met een ingewikkelde sommatie berekend wordt is deze ook te benaderen. Door gebruik te maken van de tijdfactor voor tweezijdige afstroming is de relatie de consolidatiegraad is te benaderen [ 11 ]:

$$T = \frac{c_v t}{(0,5 \cdot h)^2} \quad \text{en voor ontlasten} \quad c_{v,ontlasten} = \frac{E_{oed,ur} \cdot k_y}{\gamma_w}$$

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0,5}}$$

Voor de zwelbelasting wordt daarmee gevonden:

$$\frac{\sigma'_{zwel,owb,pot}}{\sigma'_{zwel,owb,max}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{0,5 \cdot c_{v,ontlasten} \cdot t_{ontgraving}}{(0,5 \cdot h)^2}\right)^3}{\left(\frac{0,5 \cdot c_{v,ontlasten} \cdot t_{ontgraving}}{(0,5 \cdot h)^2}\right)^3 + 0,5}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{0,5 \cdot E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot t_{ontgraving}}{\gamma_w \cdot (0,5 \cdot h)^2}\right)^3}{\left(\frac{0,5 \cdot E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot t_{ontgraving}}{\gamma_w \cdot (0,5 \cdot h)^2}\right)^3 + 0,5}}$$

Oftewel:

$$\frac{\sigma'_{zwel,owb,pot}}{\sigma'_{zwel,owb,max}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{2 \cdot E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot t_{ontgraving}}{\gamma_w \cdot h^2}\right)^3}{\left(\frac{2 \cdot E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot t_{ontgraving}}{\gamma_w \cdot h^2}\right)^3 + 0,5}}$$

Hieruit volgt inderdaad de 2% voor het bovenstaande voorbeeld:

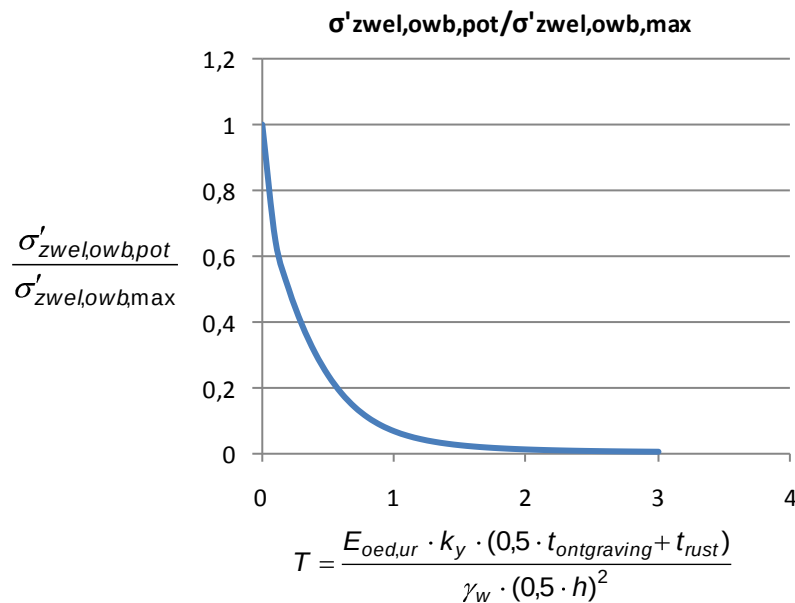
$$\frac{\sigma'_{zwel,owb,pot}}{\sigma'_{zwel,owb,max}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{2 \cdot 56564 \cdot 10^{-4} \cdot 80}{10 \cdot 7,5^2}\right)^3}{\left(\frac{2 \cdot 56564 \cdot 10^{-4} \cdot 80}{10 \cdot 7,5^2}\right)^3 + 0,5}} = 0,02$$

Het deel van de maximale zwel dat op een onderwaterbetonvloer kan aangrijpen is dus direct afhankelijk van de stijfheid, doorlatendheid en de ontgravingduur. Wanneer de belasting te groot wordt geacht kan men een rustperiode inlassen waarin het consolidatieproces kan vorderen en de potentiële zwelbelasting kan afnemen. Vanuit uitvoeringsoogpunt is hoe dan ook over het algemeen een periode tussen ontgraven en storten nodig om bijvoorbeeld de bouwkuip slibvrij te maken. De rustperiode  $t_{rust}$  kan in de bovenstaande formule in rekening worden gebracht zodat een voor de praktijk bruikbare formule ontstaat:

$$\frac{\sigma'_{zwel,owb,pot}}{\sigma'_{zwel,owb,max}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{c_{v,ontlasten} \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{(0,5 \cdot h)^2}\right)^3}{\left(\frac{c_{v,ontlasten} \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{(0,5 \cdot h)^2}\right)^3 + 0,5}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{\gamma_w \cdot (0,5 \cdot h)^2}\right)^3}{\left(\frac{E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{\gamma_w \cdot (0,5 \cdot h)^2}\right)^3 + 0,5}}$$

Ter verduidelijking van de relatie tussen de complexe tijdfactor en het deel van de maximale zwelbelasting dat tot uiting kan komen tot een zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer wordt figuur 41 gegeven.



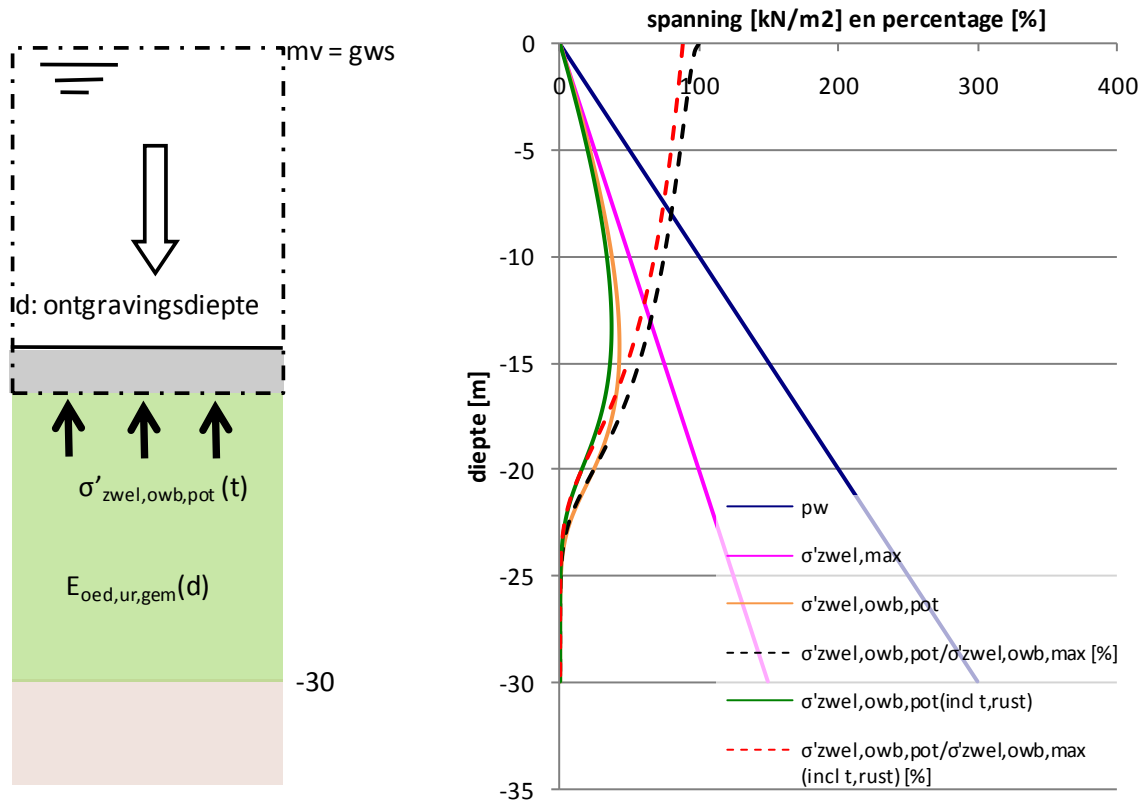


#### 41 | Relatie potentiële zwelbelasting en tijdfactor

##### 8.2.5 Potentiële zwelbelasting en ontgravingsdiepte

Met de algemene zwelformule is een relatie gevonden tussen de potentiële zwelbelasting en de ontgravingsdiepte wanneer het zwelpakket zelf wordt ontgraven. Wanneer de diepte toeneemt zal de potentiële zwelbelasting toenemen maar ook de benodigde uitvoeringstijd. Daarnaast zal de dikte van het zwelpakket afnemen.

Figuren 42 en 43 geeft het verloop van de zwelbelasting bij een ontgraving van een tot 30 m diepte reikend pakket met een constante doorlatendheid van  $10^{-4}$  m/dag. In bijlage G is de berekening gegeven. Een ontgravingssnelheid van 0,25 m/dag is in het voorbeeld gekozen waarmee de ontgravingstijd én consolidatietijd, voordat een onderwaterbetonvloer zwel kan verhinderen, met de diepte toeneemt. Duidelijk is te zien dat de potentiële zwelbelasting afneemt met de diepte als gevolg van de langere consolidatietijd in combinatie met een grotere gemiddelde stijfheid van het resterende zwelpakket en een kleinere dikte. Hieruit is te concluderen dat de zwelbelasting afneemt met de tijd en dat met name het beperken van de resterende pakketdikte de zwelbelasting snel doet afnemen. Ook zou het in acht nemen van een zekere rustperiode de potentiële belasting reduceren. In dit voorbeeld is dit gedaan door 14 dagen rust in acht te nemen. De potentiële zwelbelasting heeft zodoende een maximum van  $37 \text{ kN/m}^2$  wanneer tot een diepte van 14 m ontgraven wordt. Deze belasting zal voor een groot deel worden gecompenseerd door het effectieve gewicht van de onderwaterbetonvloer. Bij het storten van een meter dikke vloer resteert slechts  $37 - (24 - 10) \cdot 1 = 23 \text{ kN/m}^2$  wat slechts 16% van de opwaartse waterdruk op de vloer zal zijn na leegpompen van de bouwkuip.



42 | Ontgraving cohesief pakket

43 | Potentiële zwelbelasting met toenemende ontgravingsdiepte

## 9 De invloed van mogelijk toenemende doorlatendheid

Bij de analyse van de startschacht Sophiaspoortunnel is een relatief snel aanpassingsvermogen van de ondergrond naar voren gekomen. Het consolidatieproces dat in gang wordt gezet door de ontgraving kan het uitvoeringsproces goed volgen terwijl dit op basis van de geschatte grondparameters in eerste instantie niet voorspeld was. Als verklaring voor de snellere reactie is gegeven dat de doorlatendheid is onderschat. Door deze doorlatendheid groter aan te nemen, een aannemelijke  $k_v = 1 \cdot 10^{-4}$  m/dag voor de Kedichemklei, verlopen consolidatieprocessen sneller en neemt de hydrodynamische periode af. Het grondgedrag heeft hierbij veel weg van gedraineerd gedrag daar grote wateronderspanningen achterwege blijven. Naast de grotere doorlatendheid zijn meer verklaringen denkbaar voor het nagenoeg gedraineerde gedrag. Een daarvan is dat de doorlatendheid mogelijk toeneemt tijdens het zwelproces.

Bij consolidatieberekeningen wordt algemeen de consolidatiecoëfficiënt als een constante aangenomen wat echter dubieus is. De doorlatendheid is namelijk spanningsafhankelijk [ 1 ]. De doorlatendheidscoëfficiënt  $k$  is door Darcy gedefinieerd als:

$$k = \frac{\kappa \cdot \gamma_w}{\mu}$$

Hierin is  $\mu$  de dynamische viscositeit van de vloeistof (grondwater in dit geval) en  $\kappa$  de intrinsieke doorlatendheid. De factor  $1/\kappa$  is een maat voor de grootte van de wrijving die een vloeistof stromend door een materiaal ondervindt en algemeen geldt dat  $\kappa$  groter is naarmate de afmetingen van de poriën groter zijn [ 36 ]. Door een afname van de effectieve spanningen zal grond zwellen: de gronddeeltjes zetten zich verwaarloosbaar uit en met name de poriën zullen vergroten en zich vullen met water. Hierdoor zal de wrijving op de grondwaterstroming afnemen zodat een toenemende doorlatendheid bij zwelling van de grond in de lijn der verwachting ligt. Ook door scheurvorming zou de doorlatendheid kunnen toenemen.

## 10 Conclusies Deel I

### Zwel en zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren in het algemeen

De zwelbelasting op een onderwaterbetonvloer heeft een theoretisch maximum gelijk aan het ontgraven effectieve gewicht.

Het deel van de maximale zwelbelasting dat op een onderwaterbetonvloer kan aangrijpen neemt af met de tijd tussen het ontgraven en het storten van de onderwaterbetonvloer. Hier ligt een consolidatieproces aan ten grondslag waarvan de snelheid in het bijzonder afhankelijk is van de stijfheid en de doorlatendheid van de grond.

De grote ontlaststijfheid beperkt de zwel sterk in verhouding tot een samendrukking bij een primaire belasting.

De snelheid van ontgraven en het moment na voltooiing waarop de onderwaterbetonvloer daadwerkelijk wordt gestort is doorslaggevend voor de potentiële zwelbelasting op de vloer: het bepaalt de tijd dat de grond krijgt om te consolideren. Een eenvoudige schatting van de potentiële belasting kan gemaakt worden met de formule:

$$\frac{\sigma'_{zwel,owb,pot}}{\sigma'_{zwel,owb,max}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{c_{v,ontlasten} \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{(0,5 \cdot h)^2}\right)^3}{\left(\frac{c_{v,ontlasten} \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{(0,5 \cdot h)^2}\right)^3 + 0,5}} = 1 - \sqrt[6]{\frac{\left(\frac{E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{\gamma_w \cdot (0,5 \cdot h)^2}\right)^3}{\left(\frac{E_{oed,ur} \cdot k_y \cdot (0,5 \cdot t_{ontgraving} + t_{rust})}{\gamma_w \cdot (0,5 \cdot h)^2}\right)^3 + 0,5}}$$

Hierin kan een zekere rusttijd worden aangenomen. In de praktijk zal namelijk de stort niet direct na ontgraven plaatsvinden doordat bijvoorbeeld het water in de kuip gedeeltelijk zal moeten worden gezuiverd. Andere redenen voor een zekere rustperiode zijn ook denkbaar.

In het voorbeeld met gelijke grondcondities als bij de startschacht Sophiaspoortunnel bleek dat bij een stort direct na 20,2 m ontgraven met een ontgravingsnelheid van 0.25 m/dag de potentiële zwelbelasting slechts 2% van het theoretisch maximum bedraagt.

Ook bij verwachting van een onvoltooid consolidatieproces op het moment dat de onderwaterbetonvloer gestort wordt, zal de potentiële zwelbelasting niet volledig op de vloer aangrijpen. In de praktijk zal de belasting kleiner zijn om onder meer de volgende redenen:

- Onder invloed van de zwelbelasting zal de bouwkuip een omhoog gerichte beweging maken en het onderwaterbeton opbollen. Dit reduceert de zwelbelasting.
- Zandpakketten zullen direct ontspannen tijdens ontgraven zodat deze mogelijk weer samendrukken als een onderwaterbetonvloer de zwel van cohesieve gronden doet verhinderen en een zwelbelasting ontwikkelt. Door het opnemen van enige vervorming spreidt en verminderen zandpakketten de resterende spanningen in een cohesief pakket.
- Wandwrijving en belastingspreiding beperken de zwel.

Na het storten van de onderwaterbetonvloer zal over het algemeen de bouwkuip leeggepompt worden zodat een opwaartse waterdruk op de onderwaterbetonvloer wordt teweeg gebracht. Ook dit zal de onderwaterbetonvloer doen vervormen en de bouwkuip in zijn geheel doen transleren waarmee de

zwelbelasting zal reduceren tot een minimum. Van een noemenswaardige zwelbelasting zal daarom na leegpompen van een bouwkuip zelden sprake zijn.

Naast de cohesieve grondlagen kunnen ook diepe zandlagen door uitzetting een noemenswaardige bijdrage leveren aan de totale opwaartse verplaatsing op ontgravingsniveau.

Bij het ontgraven van een diep cohesief pakket zal de potentiële zwelbelasting bij een toenemende ontgravingsdiepte eerst toenemen om vervolgens weer af te nemen. Dit is het gevolg van een toenemende uitvoeringstijd en een afnemend zwelpakket bij toenemende ontgravingsdiepte. In een voorbeeld met een 30 m dik cohesief pakket zal de potentiële zwelbelasting afnemen bij een grotere ontgravingsdiepte dan circa 14 m.

De verwachting is dat er meer verklaringen zijn voor het nagenoeg ongedraineerde gedrag van de ondergrond, zoals de laag van Kedichem dat vertoont, na ontgraven. Zo kan de doorlatendheid toenemen bij ontlasten.

### **Startschacht Sophiaspoortunnel**

Op basis van praktijkmetingen bij de startschacht Sophiaspoortunnel blijkt de aanpassingssnelheid van de laag van Kedichem op ontlasting groot genoeg te zijn om de ontgraving van de startschacht Sophiaspoortunnel te kunnen volgen. Na ontgraven is geen sprake van noemenswaardige zwel en/of wateronderspanningen. Dit is enerzijds toe te schrijven aan de relatief grote ontlaststijfheid en anderzijds door een doorlatendheid waardoor grondwater kan toestromen en de wateronderspanningen doet afnemen.

De resultaten van de Plaxis 3D Foundation postdictie blijken de metingen goed te evenaren wanneer een doorlatendheid in de laag van Kedichem in acht wordt genomen die groter is dan op voorhand aangenomen:  $k_y = 10^{-4}$  m/dag in plaats van  $k_y = 2 \cdot 10^{-6}$  m/dag. Dit is een aannemelijke doorlatendheid voor klei. Het adequaat schatten van de doorlatendheid is in de praktijk erg moeilijk; een inschatting waarbij men een factor 50 naast de werkelijkheid zit is dan ook niet uitzonderlijk.

De gemeten opwaartse gronddruk op de onderwaterbetonvloer van de startschacht Sophiaspoortunnel is niet toe te schrijven aan zwel ten gevolge van ontlasten. Metingen voor aanvang van de stort duiden op een voltooiing van de zwel door ontgraven. Drainage van de zandlaag onder de onderwaterbetonvloer heeft het interpreteren van metingen bemoeilijkt.



## ***Deel II***

### ***De interactie tussen zwellende grondpakketten en voor ontgraven geïnstalleerde trekpalen en onderwaterbetonvloeren***



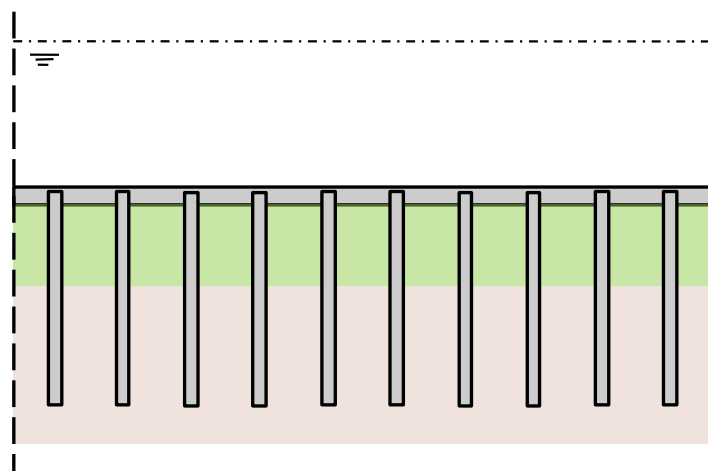


## 11 Inleiding Deel II

Trekpalen kunnen worden geïnstalleerd ter waarborging van de verticale stabiliteit van een onderwaterbetonvloer wanneer deze aan een opwaartse waterdruk zal worden blootgesteld. Deze palen bevinden zich in de ondergrond die bij ontgraven als reactie op de ontlasting zal zwellen. De situatie waarbij geen palen aanwezig zijn in de ondergrond is behandeld in Deel I van dit rapport. In dit deel van het rapport zal nader ingegaan worden op de wederzijdse invloed van paal en ontlaste ondergrond. Welke interactie zullen palen en grond aangaan en welke rol speelt de onderwaterbetonvloer?

In deel I is naar voren gekomen dat bij het ontgraven van een bouwkuip de zwel zich snel kan manifesteren, zoals de laag van Kedichem dit heeft gedaan bij de ontgraving van de startschacht Sophiaspoortunnel. Bij een snelle ontwikkeling zal een zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren beperkt of zelfs achterwege blijven. Daarmee kan tevens gesteld worden dat de invloed van zwel op palen die na ontgraven worden aangebracht beperkt tot afwezig zal zijn. Wanneer de palen echter voor ontgraven worden geïnstalleerd zal grond en paal door de ontlasting een interactie aan gaan met mogelijk niet te verwaarlozen gevolgen.

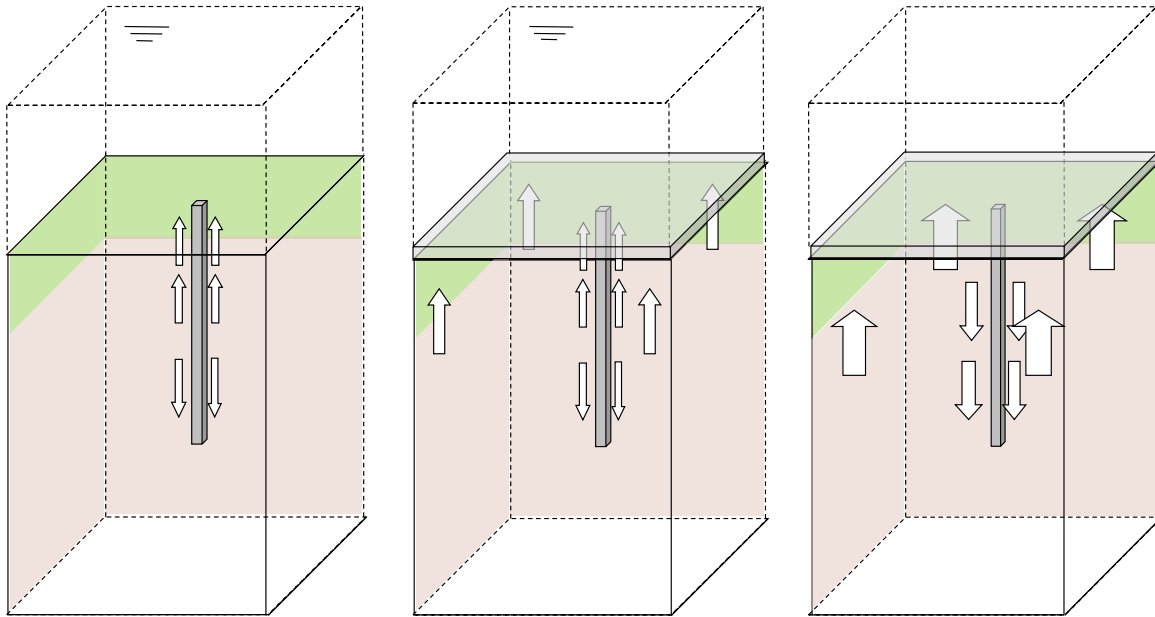
Trekpalen worden in de praktijk toegepast wanneer deze trekkrachten kunnen afdragen aan draagkrachtige zandlagen. De diepte tot waar paalkoppen aangebracht kunnen worden voor aanvang van de ontgraving is beperkt. Het aanbrengen van de palen geschiedt doorgaans met een verlengstuk (ook wel hoerenjong genoemd) wat niet tot oneindige diepte mogelijk is. De hier te beschouwen situatie waarbij onderwaterbetonvloeren met trekpalen verbonden worden (zie figuur 44) betreft derhalve bouwkuipen met een ontgravingsdiepte tot ongeveer 10 m. Veel grotere ontgravingdiepten in combinatie met vóór ontgraven geïnstalleerde palen zullen in de praktijk niet snel voorkomen. De draagkrachtige zandlagen moeten zich hieronder bevinden en dikwijls worden hierboven nog cohesieve lagen aangetroffen. In Rotterdam doet deze situatie zich ondermeer voor wanneer in de ondergrond gebouwd wordt. Een voorbeeld hiervan is de Museumparkgarage die in dit deelrapport nader beschouwd zal worden.



44 | Situatieschets: onderwaterbetonvloer met trekpalen

De problematiek wordt geïllustreerd in figuur 45. De palen bevinden zich na installatie nagenoeg in rust maar zullen door het ontgraven van de bouwkuip een interactie met de ondergrond aangaan, met zowel zandpakketten als kleipakketten. Beide zullen vervormen door de ontlasting hetgeen in de ondergrond verhinderd wordt door de aanwezige palen. Spanningen worden daarmee opgewekt. Na het storten van de onderwaterbetonvloer kan ook de vloer een resterende zwelling van de ondergrond verhinderen met

zwellbelasting op de vloer tot gevolg. Bij het leegpompen van de bouwkuip zullen de onderwaterbetonvloer en de palen zwaarder belast worden door de opwaartse waterdruk wanneer drainage onder de vloer achterwege wordt gelaten. Het opwaarts belasten zal gepaard gaan met een opwaartse verplaatsing van de constructie.



**45 | Interactie tussen zwellende grond, voor ontgraven geïnstalleerde trekpalen en onderwaterbetonvloeren**

## 12 Uitgangssituatie en rekenvoorbeeld

Op basis van een fictieve situatie met een typisch Nederlandse grondopbouw is nader onderzoek gedaan naar de interactie tussen grond, grondverdringende trekpalen en onderwaterbetonvloeren ten gevolge van zwel. Bij bouwkuipen van grote afmetingen zijn, midden in de kuip, invloeden van de wanden als wandwrijving en horizontale vervormingen verwaarloosbaar. Hier zal een paal centraal in de bouwkuip worden beschouwd zodat deze effecten buiten beschouwing gelaten kunnen worden. De individuele paal zal derhalve de verticale stabiliteit moeten genereren voor een oppervlakte ter grootte van hart op hart afstand van de paal in het kwadraat:  $A_{incl} = a^2$ .

Uitgegaan wordt van een gedeeltelijke ontgraving van een Holocene kleipakket, waaronder zich een draagkrachtige Pleistocene zandlaag bevindt waaraan palen draagkracht kunnen ontleenen. In Nederland kunnen op veel plaatsen ook dieper gelegen kleilagen voorkomen die reageren op een ontlasting. De in Deel I behandelde laag van Kedichem ter plaatse van de startschacht Sophiaspoortunnel is hiervan een goed voorbeeld. Aangenomen wordt dat dergelijke diepe kleilagen bovengelegen pakketten een translatie kunnen opleggen, maar dat invloed op de interactie tussen deze bovengelegen grond en palen beperkt.

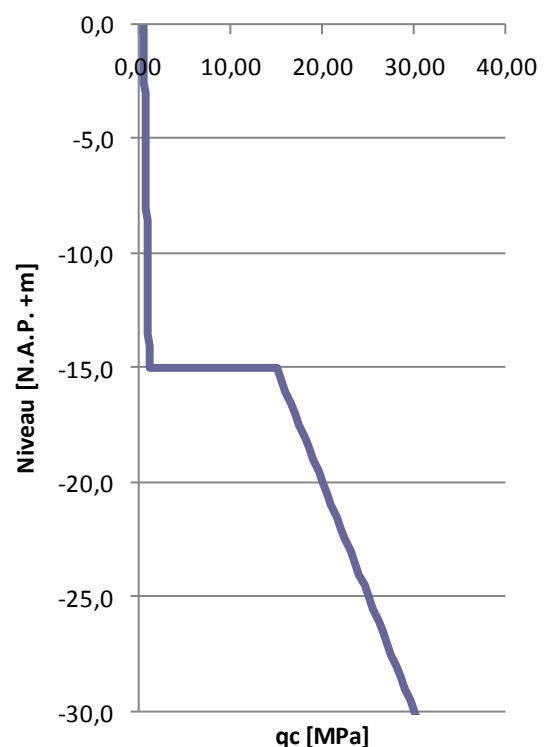
Om het inzicht in de materie te vergroten zullen in de komende hoofdstukken berekeningen worden gemaakt naar de belastingen als gevolg van de interactie tussen grond en constructie. Hiertoe zal steeds dezelfde situatie worden beschouwd onder de noemer “*rekenvoorbeeld*”.

### 12.1 Rekenvoorbeeld

Hieronder worden de belangrijkste parameters afgeleid die van belang zijn voor het rekenvoorbeeld. Getracht is een realistische en veelvoorkomende situatie te beschouwen.

Uitgangspunt is een 10 m diepe ontgraving van een 15 m dik normaal geconsolideerd slap kleipakket waaronder zich een stevig zandpakket bevindt, zie figuur 44. De palen zijn voor ontgraven reeds aangebracht. Onder het ontgravingsniveau zal dus een cohesief pakket van 5 m dikte achterblijven waarvan verwacht mag worden dat deze door de ontlasting noemenswaardig zal zwellen. De grondwaterstand valt gemakshalve samen met het maaiveld. Bij de grondopbouw is een fictieve sondering aangenomen waaruit op iedere diepte de conusweerstand kan worden afgeleid, zie figuur 46. De conusweerstand van de klei neemt vanaf maaiveld met 0,5 MPa licht toe, met  $1/25^e$  MPa per meter diepte. Op 12,5 m diepte midden in kleipakket dat in de bouwkuip achter blijft wordt daarom een conusweerstand van 1 MPa aangetroffen. De initiële conusweerstand in het zandpakket begint op 15 m diepte met 15 MPa en neemt met iedere meter diepte 1 MPa toe.

De palen die al voor ontgraven zijn geïnstalleerd zijn vibro-combinatiepalen. Dit is een veelgebruikte grondverdringende trekpaal. Middels een casing wordt een prefab betonpaal de grond ingebracht. De ruimte tussen de paal en grond wordt onder druk met grout gevuld bij het verwijderen van de casing. De paal zal hier



46 | Aannames conusweerstand

beschouwd worden als een massieve betonpaal met een diameter van 0,5 m. De paal reikt tot een diepte van 24,5 m zodat over een lengte van 14,5 m schachtwrijving met de grond ontwikkeld kan worden (de afleiding hiervoor wordt gegeven in paragraaf 13.2). De palen bevinden zich op een hart op hart afstand van 2,5 m zodat iedere paal zich te midden van een grondvlak van  $A_{incl} = 2,5^2 = 6,25 \text{ m}^2$  bevindt. Na ontgraven zal een 1 m dikke onderwaterbetonvloer op het ontgravingsniveau worden gestort. Hierin bevinden zich de paalkoppen zodat vloer en paal na het uitharden van de vloer momentvast zijn verbonden.

De stijfheden van het kleipakket en het zandpakket worden voor twee referentieniveaus geschat met behulp van tabel 1 uit de NEN 6740 [ 25 ], opgenomen in bijlage H, op basis van de plaatselijke conusweerstand en de verticale effectieve spanning. De initiële effectieve spanningen worden bepaald door een volumegewicht voor het kleipakket aan te nemen van  $\gamma_{klei,nat} = 15 \text{ kN/m}^3$  en voor het zandpakket van  $\gamma_{zand,nat} = 20 \text{ kN/m}^3$ . Op een referentieniveau voor het kleipakket te midden van het ontgravingsniveau en onderkant kleipakket, op 12,5 m diepte, heerst een effectieve spanning van  $p'_{ref} = 62,5 \text{ kN/m}^2$  met een conusweerstand van 1 MPa. Het referentieniveau van het zandpakket wordt op 17,5 m diepte gekozen bij een referentiespanning van  $p'_{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$ . Een conusweerstand van 17,5 MPa wordt hier aangenomen. De tabel geeft nu een indicatie van de te verwachten primaire samendrukkingsparameter  $C'_p$  en de secundaire samendrukkingsparameter  $C'_s$  voor schone klei en schoon zand. Deze parameter is te gebruiken in de zettingsformule van Koppejan. Voor de referentieniveaus wordt gevonden:

$$\begin{array}{lll} C'_{p,ref} = 15 & C'_{s,ref} = 160 & \text{voor het kleipakket} \\ C'_{p,ref} = 665 & C'_{s,ref} = \infty & \text{voor het zandpakket} \end{array}$$

De samendrukkingsparameters kunnen worden vertaald naar de eendimensionale samendrukkingsstijfheid zoals gevonden wordt bij een oedometerproef boven grensspanning:

$$\varepsilon_{E,oed} = \varepsilon_{Koppejan}$$

$$\frac{\Delta\sigma'_y}{E_{oed,ref}} = \left[ \frac{1}{C'_p} + \frac{1}{C'_s} \log\left(\frac{t}{t_0}\right) \right] \ln\left(\frac{p_{ref} + \Delta\sigma'_y}{p_{ref}}\right)$$

Bij een referentie tijdsduur van  $t_0 = 1$  dag en de veronderstelling dat het consolidatieproces na 10.000 dagen voltooid is, vindt men de algemene Koppejan samendrukkingsparameter:

$$\frac{1}{C'_{ref}} = \frac{1}{C'_{p,ref}} + \frac{4}{C'_{s,ref}}$$

Invullen voor de twee grondpakketten geeft:

$$\begin{array}{ll} C'_{ref} = 11 & \text{voor het kleipakket} \\ C'_{ref} = C'_{p,ref} = 665 & \text{voor het zandpakket} \end{array}$$

Wanneer  $\Delta\sigma_y$  naar nul gaat wordt nu gevonden:

$$\frac{\Delta\sigma'_y}{E_{oed,ref}} = \frac{1}{C'} \ln\left(\frac{p_{ref} + \Delta\sigma'_y}{p_{ref}}\right)$$

$$E_{oed,ref} = C' \cdot p_{ref}$$

Zodoende wordt gevonden:

$$E_{oed,ref} = C' \cdot p_{ref} = 11 \cdot 62,5 = 678,5 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{voor het kleipakket}$$

$$E_{oed,ref} = C' \cdot p_{ref} = 665 \cdot 100 = 66.500 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{voor het zandpakket}$$

Net als de primaire samendrukkingsparameter heeft deze E-modulus betrekking op een samendrukking bij een spanningsniveau waaraan het grondpakket nog niet eerder is blootgesteld. Wanneer dit wel het geval zou zijn zou gebruik van deze E-modulus een onderschatting van de stijfheid betekenen. Ook bij ontlasting moet stijver gedrag worden verwacht. De stijfheid van het kleipakket bij eendimensionale ontlasting en herbelasting kan, middels een factor voor het verschil in stijfheid, als volgt worden geschat [ 28 ]:

$$E_{oed,ur,ref} = 7 \cdot E_{oed,ref} = 7 \cdot 678,5 = 4812,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Hoewel het verschil kleiner is, is ook het gedrag van zandpakketten bij ontlasten en herbelasten stijver. Doorgaans 4 á 5 maal zodat:

$$E_{oed,ur,ref} = 4,5 \cdot E_{oed,ref} = 4,5 \cdot 66500 = 299.250 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Bij het maken van Plaxis-simulaties met het Hardening Soil model worden aanvullende stijfheidparameters als input vereist. Deze zijn gebaseerd op triaxiaal proeven. Bij gebrek aan uitgevoerde proeven kunnen deze worden geschat middels vuistregels [ 13 ]:

$$E_{50,ref} \approx 2 \cdot E_{oed,ref} = 2 \cdot 678,5 = 1375 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{voor het kleipakket}$$

$$E_{ur} \approx 7 \cdot E_{50,ref} = 7 \cdot 1375 = 9625 \text{ kN} / \text{m}^2$$

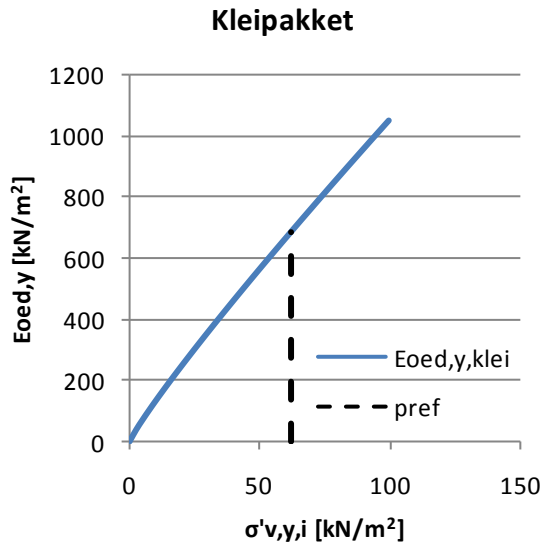
$$E'_{50,ref} \approx E_{oed,ref} = 66.500 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{voor het zandpakket}$$

$$E_{ur,ref} \approx 4,5 \cdot E'_{50,ref} = 299.250 \text{ kN} / \text{m}^2$$

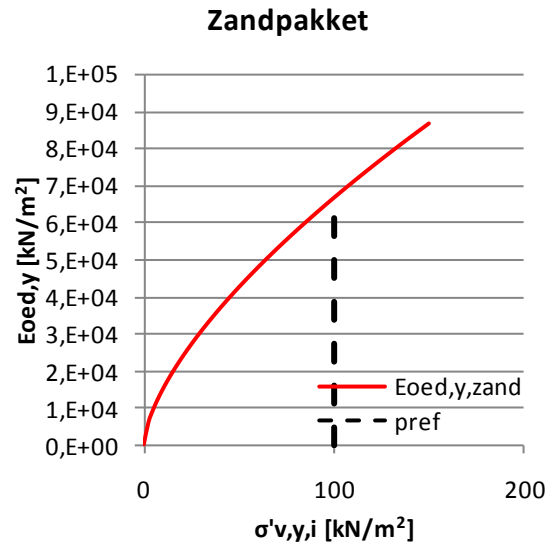
De bovenstaande stijfheden gelden voor de bijbehorende referentieniveaus. Daar de stijfheden spanningsafhankelijk zijn, zal de grond over de diepte verschillende stijfheden kennen: de stijfheden nemen toe bij de hogere spanningen op grotere diepten. De eendimensionale samendrukkingsstijfheid kan op iedere diepte worden aangenomen door gebruik te maken van de volgende relatie met de stijfheid op het referentieniveau:

$$E_{oed,y} = E_{oed,ref} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,y,i}}{p_{ref}} \right)^m$$

Indicatieve waarden voor normaal geconsolideerde kleigronden zijn  $m = 0,8 - 1,0$  en voor zand  $m = 0,55 - 0,75$ . In dit onderzoek is voor de kleilaag een waarde van  $m = 0,9$  aangehouden en voor het zandpakket een waarde van  $m = 0,65$ . Het verloop van de stijfheid wordt voor het kleipakket en het zandpakket in figuur 47 en figuur 48 respectievelijk gegeven.

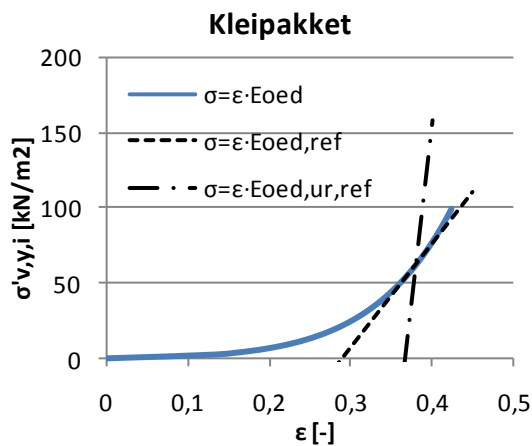


47 | Eindimensionale stijfheid klei

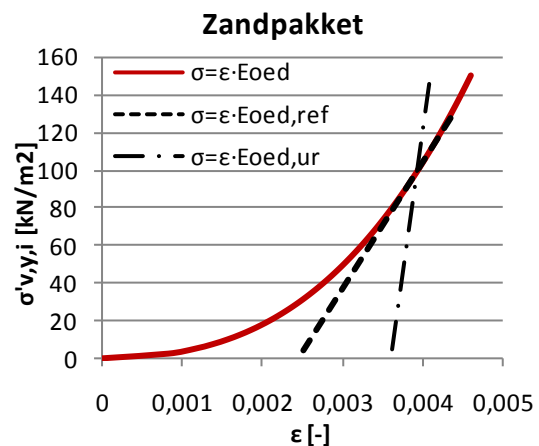


48 | Eindimensionale stijfheid zand

In de figuren 49 en 50 zijn tevens de spanning-rek-diagrammen voor beide grondsoorten weergegeven met daarin stijfheden op de referentieniveaus.



49 | Spanning-rek-diagram klei



50 | Spanning-rek-diagram zand

De ongehinderde zwelling van de grondpakketten is op iedere diepte te berekenen door de ontlasting ( $50 \text{ kN/m}^2$  door 10 meter ontgraving) te delen door de ontlast/herbelaststijfheid:

$$\varepsilon_{\text{zwel},y} = \frac{\sigma'_{\text{ontlasting}}}{E_{\text{oed},ur,y}}$$

Een vermenigvuldiging met de laagdikte geeft de uitzetting van een laagje en sommatie van de totale zwel op ontgravingsniveau.

Voor het rekenvoorbeeld wordt in tabel 9 een overzicht gegeven van bovengenoemde en aanvullende parameters.

tabel 9 Parameter overzicht

| Parameter              | eenheid     |                   | omschrijving                                                                |
|------------------------|-------------|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------|
| Algemeen               |             |                   |                                                                             |
| mv                     | 0           | N.A.P. +m         | maaiveld                                                                    |
| gws                    | 0           | N.A.P. +m         | natuurlijke grondwaterstand                                                 |
| Zontgr.                | -10         | N.A.P. +m         | ontgravingsniveau                                                           |
| $\sigma'_{ontlasting}$ | -50         | kN/m <sup>2</sup> | verticale ontlasting op ontgravingsniveau                                   |
| k/z-grens              | -15         | N.A.P. +m         | grens tussen kleipakket en zandpakket                                       |
| $\gamma_w$             | 10          | kN/m <sup>3</sup> | volumegegewicht                                                             |
| klei                   |             |                   |                                                                             |
| $\gamma_{klei,nat}$    | 15          | kN/m <sup>3</sup> | nat volumegegewicht                                                         |
| $\gamma'_{klei,nat}$   | 5           | kN/m <sup>3</sup> | netto nat volumegegewicht                                                   |
| $\phi_{klei}$          | 22,5        | °                 | wrijvingshoek                                                               |
| $q_{c,klei}$           | 0,5+  z /25 | MPa               | conusweerstand                                                              |
| $c_{klei}$             | 5           | kN/m <sup>2</sup> | cohesie                                                                     |
| $C_p'$                 | 15          |                   | primaire samendrukkingsconstante boven grensspanning                        |
| $C_s'$                 | 160         |                   | secundaire samendrukkingsconstante boven grensspanning                      |
| $C'$                   | 11          | -                 | algemene samendrukkingsconstante boven grensspanning                        |
| $p_{,ref}$             | 62,5        | kN/m <sup>2</sup> | referentiespanning                                                          |
| $E_{oed,ref}$          | 687,5       | kN/m <sup>2</sup> | oedometerstijfheid boven grensspanning                                      |
| $E_{oed,ur,ref}$       | 4812,5      | kN/m <sup>2</sup> |                                                                             |
| $E_{50,ref}$           | 1375        | kN/m <sup>2</sup> |                                                                             |
| $E_{ur,ref}$           | 9625        | kN/m <sup>2</sup> |                                                                             |
| m                      | 0,9         | -                 |                                                                             |
| zand                   |             |                   |                                                                             |
| $\gamma_{zand,nat}$    | 20          | kN/m <sup>3</sup> | nat volumegegewicht                                                         |
| $\gamma'_{zand,nat}$   | 10          | kN/m <sup>3</sup> | netto nat volumegegewicht                                                   |
| $\phi_{zand}$          | 35          | °                 | wrijvingshoek                                                               |
| $c_{zand}$             | 0           | kN/m <sup>2</sup> | cohesie                                                                     |
| $q_{c,zand}$           | z           | MPa               | conusweerstand                                                              |
| $C' = C_p'$            | 665         | -                 | algemene/primaire samendrukkingsconstante boven grensspanning               |
| $p_{,ref}$             | 100         | kN/m <sup>2</sup> | referentiespanning                                                          |
| $E_{oed,ref}$          | 66500       | kN/m <sup>2</sup> | oedometerstijfheid boven grensspanning                                      |
| $E_{oed,ur,ref}$       | 299250      |                   |                                                                             |
| $E_{50,ref}$           | 66500       | kN/m <sup>2</sup> |                                                                             |
| $E_{ur,ref}$           | 299250      | kN/m <sup>2</sup> |                                                                             |
| m                      | 0,65        | -                 |                                                                             |
| Onderwaterbetonvloer   |             |                   |                                                                             |
| $\gamma_{owbt}$        | 24          | kN/m <sup>3</sup> | nat volumegegewicht                                                         |
| $d_{owb}$              | 1           | m                 | dikte vloer                                                                 |
| Paalkarakteristieken   |             |                   |                                                                             |
| L                      | 14,5        | m                 | lengte waarvoor schachtwrijving werkt                                       |
| $\gamma_{paal}$        | 24          | kN/m <sup>3</sup> | nat volumegegewicht                                                         |
| $\gamma'_{paal,nat}$   | 14          | kN/m <sup>3</sup> | netto nat volumegegewicht                                                   |
| a                      | 2,5         | m                 | hart op hart afstand                                                        |
| $A_{incl}$             | 6,25        | m <sup>2</sup>    | oppervlak dat paal beslaat                                                  |
| $A_{excl}$             | 6,054       | m <sup>2</sup>    | oppervlak dat paal beslaat, exclusief oppervlakte paal                      |
| $A_{paal}$             | 0,196       | m <sup>2</sup>    | oppervlak paal (1/4·π·Deq^2)                                                |
| $D_{eq}$               | 0,5         | m                 | equivalente diameter                                                        |
| $O_p$                  | 1,571       | m                 | omtrek (π·Deq)                                                              |
| $\alpha_{t,zand}$      | 0,012       | -                 | coëfficiënt voor schachtwrijving bij trekbelasting én drukbelasting in zand |
| $\alpha_{s,zand}$      | 0,012       | -                 | coëfficiënt voor schachtwrijving bij trekbelasting in zand                  |
| $\alpha_{t,klei}$      | 0,025       | -                 | coëfficiënt voor schachtwrijving bij drukbelasting in klei                  |
| $\alpha_{s,klei}$      | 0,025       | -                 | coëfficiënt voor schachtwrijving bij trekbelasting in klei                  |
| E                      | 33500000    | kN/m <sup>2</sup> | stijfheid B35 beton                                                         |

## 13 Krachten en draagkracht

Op een constructie werken krachten/belastingen waartegen weerstand dient te worden geboden. Voor een veilige situatie dient er voldoende marge te zijn tussen de op de constructie uitgeoefende krachten ( $F_s$ ) en de maximale te bieden weerstand ( $F_r$ ). In formulevorm:

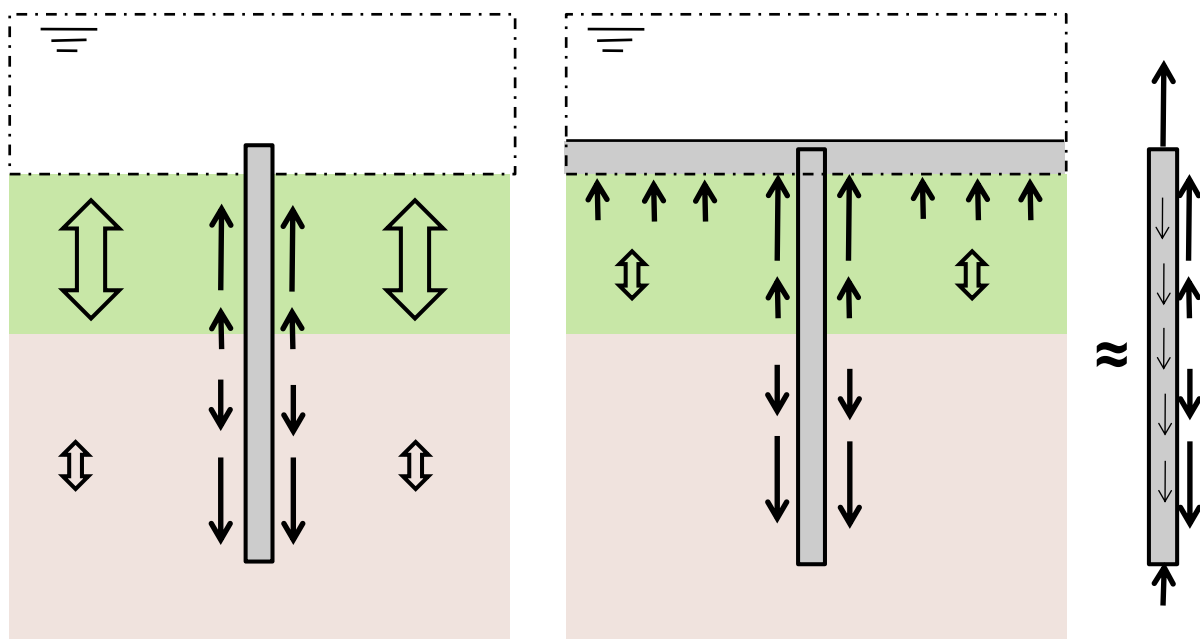
$$F_s < F_r$$

Waarin met de s staat voor *sollicitation* en de r voor *resistance*. Wanneer krachten op de constructie worden uitgeoefend zal evenwicht worden gezocht.

### 13.1 Krachten

Op een trekpaal zoals weergegeven in figuur 51 worden de volgende krachten uitgeoefend:

|                             |                                                    |
|-----------------------------|----------------------------------------------------|
| $F_{\text{schacht,opw.}}$   | Opwaartse kracht ten gevolge van schachtwrijving   |
| $F_{\text{schacht,neerw.}}$ | Neerwaartse kracht ten gevolge van schachtwrijving |
| $F_{\text{kop}}$            | Kracht die aangrijpt op de kop van de paal         |
| $F_{\text{voet}}$           | Kracht die aangrijpt op de voet van de paal        |
| $q_{\text{eg}}$             | Eigengewicht van de paal per lengte eenheid        |



51 | Krachten op trekpaal

Voor de onderwaterbetonvloer aanwezig is zal de opwaartse kracht ten gevolge van schachtwrijving in evenwicht zijn met de neerwaartse krachten: de neerwaartse schachtwrijving en het gemobiliseerde gewicht van de paal. De maximale kracht ten gevolge van de schachtwrijving genereert een interne trekkracht en die wordt hier de *directe zwelkracht op de paal* genoemd:

$$F_{\text{schacht,opw.}} = F_{\text{zwel,direct}}$$



Deze direct zwelkracht op de paal zal een deel van de maximale weerstand van de grond opeisen en dient derhalve bij een wrijvingsweerstandberekening in rekening te worden gebracht, als een extra kracht op de kop van de paal. Anders gezegd: de directe zwelkracht doet de maximale kopkracht dat de paal nog op de ondergrond kan afdragen afnemen:

$$F_r - F_{zwel,direct} = F_{kop,max}$$

Een onderwaterbetonvloer zal verticaal belast worden en bij een goede hechting tussen paal en vloer zullen de belastingen op de vloer afgedragen worden via de paalkop. De belasting op de vloer, die in een opwaartse trekkracht op de paal resulteert, is in ieder geval de opwaartse waterdruk bij het leegpompen van de bouwkuip. Het opnemen van de waterdruk is immers de primaire reden voor het toepassen van trekelementen. Daarnaast is het mogelijk dat de paal een opwaartse zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer dient op te nemen als gevolg van het verhinderen van zwel:

$$F_{kop} = F_{pw} + F_{zwel,owb} = p_w \cdot A_{incl} + \sigma'_{zwel,owb} \cdot A_{excl}$$

De kracht ten gevolge van de opwaartse waterdruk is het gevolg van het potentiaalverschil in waterspanning over de onderwaterbetonvloer en daarom dient met  $A_{incl}$  gerekend te worden. Zoals in Deel I is gesteld is de zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer tijdsafhankelijk. Naarmate de tijd tussen ontgraven en het storten van de vloer vordert, neemt de potentiële zwelbelasting af. Hierop zal in hoofdstuk 15 nader worden ingegaan.

## 13.2 Draagkracht

Op basis van het voorafgaande kan resumerend worden gesteld dat voor veilige situaties altijd aan de volgende vergelijking moet worden voldaan:

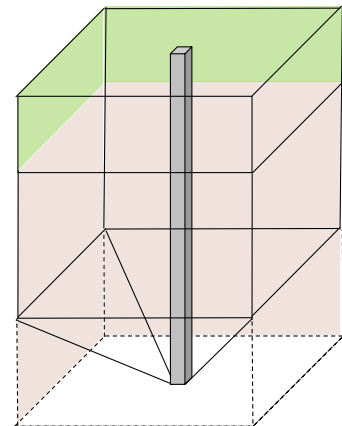
$$F_{kop} + F_{zwel,direct} < F_r$$

Op basis van deze eis dient de paal in een palenveld te worden gedimensioneerd waarbij met name de hart op hart afstand, de omtrek en de lengte van de palen van belang zijn. Verschillende bezwijkmechanismen moeten worden beschouwd, waaronder voor trekpalen:

- het bezwijken van de paal zelf
- het omhoog trekken van een paalgroep met omringende grond
- het uittrekken van paal door overschrijden van wrijvingsweerstand

Het kapot trekken van de paal zelf is zelden maatgevend en zal hier verder niet worden behandeld. Het omhoog trekken van een paalgroep met de omringende grond betekent dat de trekkracht die op de paal wordt uitgeoefend groter is dan het effectieve gewicht van de paal en de kluit die de paal aan zich weet te binden, zie figuur 52. Ook het gewicht van de onderwaterbetonvloer mag in rekening gebracht worden zodat:

$$F_{r,kluit} = G_{owb} + G'_{klei} + G'_{zand} + G'_{paal}$$



52 | Paal en kluit grond

Met het rond de paalvoet slechts in rekening brengen van een omgekeerde piramide aan grondgewicht kan de paallengte worden bepaald uit de vereiste weerstand:

$$F_{r,kluit} = \gamma_{owb} \cdot A_{incl} \cdot d_{owb} + \gamma'_{klei} \cdot A_{excl} \cdot d_{klei} + \gamma'_{zand} \cdot A_{excl} \cdot (L - d_{klei} - a) + \frac{1}{3} \cdot a^3 \cdot \gamma'_{zand} - \gamma'_{zand} \cdot A_{paal} \cdot a + \gamma'_{paal} \cdot A_{paal} \cdot L$$

De draagkracht op basis van de maximaal te mobiliseren schachtwrijving langs de paalomtrek van individuele palen kan op verschillende manieren worden berekend. Hier zullen twee methoden behandeld worden:

- 1) de  $q_c$ -methode
- 2) de effectieve spanningsmethode

Beide methoden berekenen de draagkracht door langs de gehele lengte van de paal per grondlaag de schachtwrijving te bepalen en deze te sommeren, oftewel:

$$F_{r,y} = \int_0^L O_p \cdot \tau_y \, dz$$

### De $q_c$ -methode

In Nederland is met name de eerste methode gebruikelijk. De ontwerpregel volgens de  $q_c$ -methode wordt beschreven in het CUR rapport 2001-4 *Ontwerpregels voor trekpalen* [ 12 ] en is opgenomen in bijlage I. In deze methode wordt uitgegaan van de in-situ te meten conusweerstand  $q_c$  door deze met een factor  $\alpha_t$  te vermenigvuldigen voor de schachtwrijving:

$$\tau_{y,qc} = \alpha_t \cdot q_c$$

Waarden voor de factor  $\alpha_t$  worden in de literatuur gegeven. Zo wordt voor grondverdringende en in de grond gemaakte palen, waarbij de betonkolom direct tegen de grond drukt en de buis terugheind uit de grond is verwijderd, de waarde  $\alpha_{t,zand} = 0.012$  gegeven voor zandlagen en de waarde  $\alpha_{t,klei} = 0.025$  voor kleilagen.

De  $q_c$ -methode houdt middels de te bereken factoren  $f_1$  en  $f_2$  rekening met respectievelijk het effect van verdichting door de installatie van naburige palen en het effect van de ontspanning van de grond door het op trek belasten van de palen. Het effect van opspannen van de grond door installatie van grondverdringende palen wordt niet apart in de  $q_c$ -methode in rekening gebracht. Echter wordt aangenomen dat dit effect door de factor  $\alpha_t$  wordt verdisconteerd daar deze factoren op basis van proefbelastingen zijn bepaald.

### De effectieve spanningsmethode

De schachtwrijving kan ook bepaald worden op basis van de te schatten effectieve spanningen. Voor de schuifspanning langs een verticaal vlak zal de horizontale effectieve grondruk moeten worden bepaald middels de coëfficiënt van horizontale grondruk  $K$  [ 36 ]:

$$\sigma'_{xx,y} = K \cdot \sigma'_{yy} = K \cdot \left( \int_0^y \gamma \, dy - p_w \right)$$

De grondrukcoëfficiënt is afhankelijk van het type materiaal en de omstandigheden waarin de grond verkeert. In een neutrale situatie wordt veelal de correlatie van Jaky gebruikt:

$$K_0 = 1 - \sin(\phi)$$

Bij grondverdringende palen wordt de omringende grond horizontaal opgespannen zodat K groter wordt dan bij de neutrale situatie. Bij klei is waarschijnlijk minder sprake van opspannen dan bij zand zodat de coëfficiënt voor zand groter dient te worden gekozen dan voor klei. Een juiste inschatting is in praktijk altijd een probleem. Na het maken van een schatting kan de kritische verticale schuifspanning naar Coulomb worden berekend:

$$\tau_{y,eff.sp} = c + \sigma'_{xx} \tan(\phi) = c + K \cdot \sigma'_{yy} \cdot \tan(\phi)$$

Hier wordt verondersteld dat de effecten van verdichting en ontspanning op dezelfde wijze als bij de  $q_c$ -methode in rekening kunnen worden gebracht. Hierbij wordt alleen het cohesieve deel van de schuifspanning constant verondersteld zodat deze niet vermenigvuldigd moet worden met de factoren  $f_1$  en  $f_2$ . Het opspanningseffect door paalinstallatie dient met een te kiezen waarde voor K in rekening gebracht te worden. Voor klei is er doorgaans minder sprake van opspannen dan bij zand zodat een mogelijke keuze voor klei  $K = 1$  is en voor zand  $K = 2$ .

Het ontgravingseffect ná paalinstallatie kan bij beide methoden in rekening worden gebracht door de schachtwrijving te reduceren met een factor:

$$\sqrt{\sigma'_{yy,ontgr.} / \sigma'_{yy,i}}$$

### 13.3 Rekenvoorbeeld

Bij het dimensioneren van een palenveld is het zaak dat de draagkracht van palen voldoende groot is om de krachten op de paal te kunnen weerstaan. In het rekenvoorbeeld is de hart op hart afstand aangenomen op 2,5 m zodat de minimale paallengte daarbij berekend dient te worden door de in de vorige paragraaf genoemde bezwijkmechanismen te beschouwen. De berekening, op basis van de parameters in tabel 9, van de paallengte is opgenomen in bijlage J en zal hieronder beknopt worden besproken.

Bij de berekeningen van de paallengte is uitgegaan van verwachtingswaarden en daarom zijn veiligheidsfactoren achterwege gelaten. In de praktijk zal men in eerste instantie er van uitgaan dat de palen de opwaartse waterdruk op de onderwaterbetonvloer naar de ondergrond moeten overbrengen. De eventuele zwelbelastingen is vaak een punt van discussie. Wanneer hiermee in eerste instantie geen rekening wordt gehouden zal de opwaartse kracht die aangrijpt op de paalkop in het rekenvoorbeeld zijn:

$$F_{kop} = F_{pw} = p_w \cdot A_{incl} = 10 \cdot 10 \cdot 6,25 = 625 kN$$

De eerste te toetsen eis is dat de kopkracht niet groter mag zijn dan het te mobiliseren gewicht van constructie en ondergrond. Wanneer beide aan elkaar gelijk worden gesteld wordt gevonden dat paal minimaal moet reiken tot een diepte van 21,54 m.

Voor het bepalen van de paallengte waarbij voldoende schachtwrijving gemobiliseerd kan worden om de trekkracht over te brengen op de grond is zowel de  $q_c$ -methode als de effectieve spanningmethode toegepast. Het grondpakket is daartoe in lagen van 0,5 m dik opgedeeld. Het gebruik in de praktijk om alleen draagkrachtige zandlagen in rekening te brengen is hier overgenomen. Dit is een veilige aanname. Het verdichtingseffect door omringende palen wordt berekend door de toename van de relatieve dichtheid te bereken ten gevolge van het aantal palen in een straal van  $6D_{eq}$  rond de individuele paal. Voor de bijbehorende methode wordt verwezen naar bijlage I. Hierbij is het maximale en minimale poriëngetal aangehouden van  $e_{max}=0,80$  en  $e_{min}=0,40$ . De verdichtingsfactoren van  $f_1=1,17$  à  $f_1=1,18$  worden gevonden voor het rekenvoorbeeld. Na het ontgravingseffect bij voor ontgraven geïnstalleerde palen te hebben berekend, wordt

de factor  $f_2$  berekend voor het effect van het overbrengen van de trekkracht. Het effect wordt groter met de diepte daar meer trekkracht met de diepte is overgebracht. De factor  $f_2$  neemt dan ook met de diepte af.

Bij berekening van de benodigde paallengte op basis van schachtwrijving volgens de  $q_c$ -methode volgt een paallengte waarbij de paal reikt tot 23,5 m diepte. De berekening van de minimale paallengte voor afdoende schachtwrijving op basis van effectieve spanningen verloopt in principe gelijk aan de berekening volgens de  $q_c$ -methode, met uitzondering van de berekening van de maximale schachtwrijving na paalinstallatie. Hiertoe dient een coëfficiënt van horizontale gronddruk gekozen te worden en deze is voor het zandpakket op  $K = 2$  aangenomen. De minimale diepte van de paalvoet die vervolgens uit de berekening volgt is net als voor de  $q_c$ -methode 23,5 m.

Op basis van de drie methoden is een paallengte gekozen waarbij de paal reikt tot een diepte van 24,5 m. Hieruit volgt dat voor het rekenvoorbeeld over een lengte van  $L = 14,5$  m schachtwrijving ontwikkeld kan worden. Deze waarde is reeds vermeld in tabel 9 op pagina 59.

## 14 Directe zwelbelasting op de paal

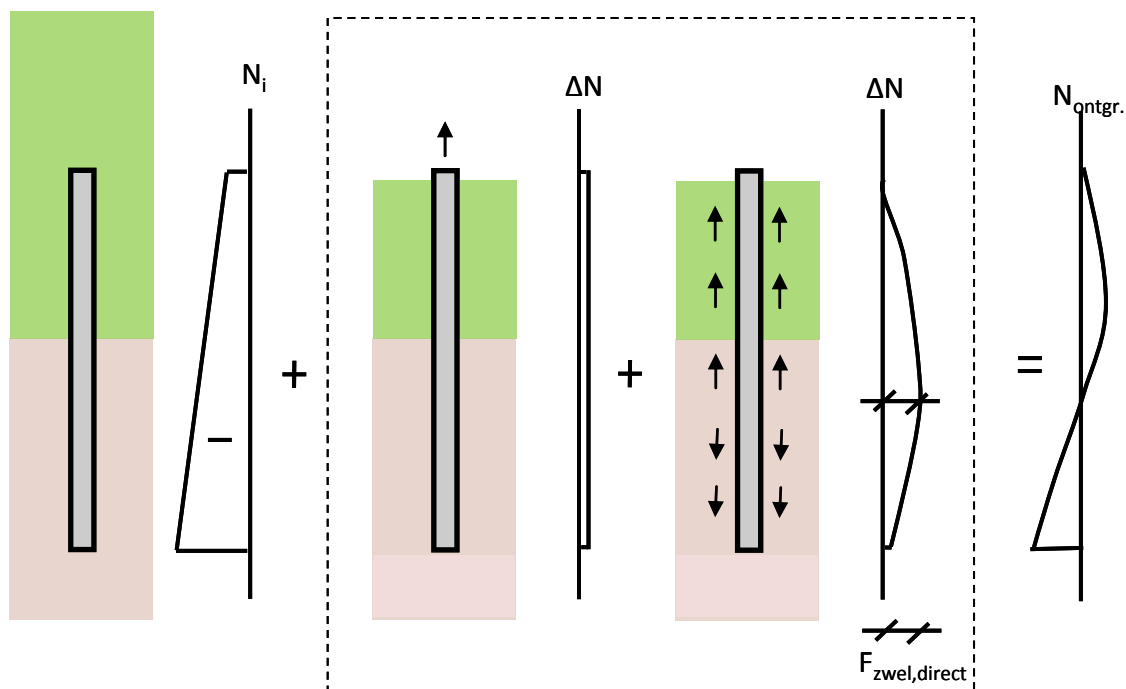
In dit hoofdstuk volgt een nadere beschouwing van de zwelbelasting die direct aangrijpt op een voor ontgraven geïnstalleerde paal, vóór aanvang van de stort van een onderwaterbetonvloer. Zwel zal ook via deze vloer een belasting kunnen uitoefenen op de paal en dit zal het onderwerp van hoofdstuk 15 zijn.

Door het ontlasten van een grondpakket met daarin reeds aanwezige palen zal, zoals in figuur 53 geïllustreerd, de paal in eerste instantie het gewicht op de kop van de paal verliezen. Deze ontlasting is beperkt zodat ook de bijbehorende rek klein is. De grond wordt echter ook ontlast door dezelfde verticale spanningsverandering en zal door de lagere stijfheid bij afwezigheid van de paal een grotere rek vertonen. Grond en paal drukken echter tegen elkaar aan zodat een interactie in gang gezet zal worden. Dit geldt zowel ter hoogte van zandpakketten als cohesieve pakketten. Langs de paal zal een opwaartse schuifspanning worden gemobiliseerd ( $\tau_{mob,zwel}$ ) waardoor de paal omhoog zal bewegen ( $u_{paal}$ ). De opwaartse zwelkracht zal gecompenseerd worden door schachtwrijving in de diepe grondlagen en een mobilisatie van het paalgewicht zodat een evenwicht ontstaat. De maximale schuifspanning ( $\tau_{max}$ ) is per grondlaag en over de diepte verschillend en heeft dan ook invloed op het evenwicht. Dit evenwicht verandert met de tijd omdat de zwel van de cohesieve lagen tijdsafhankelijk is. Een consolidatieproces ligt hieraan ten grondslag. De consolidatiegraad  $U(t)$  geeft een indicatie van het verloop van de zwelontwikkeling.

In formulevorm kan bovenstaande worden weergegeven. De gemobiliseerde schuifspanning door zwel is in ieder geval afhankelijk van de positie, de maximale schuifspanning, de vervorming van de ondergrond in de tijd en de verplaatsing van de paal:

$$\tau_{mob,zwel} = f(d, \tau_{max}, U(t_{stort}) \cdot u_{zwel,max}, u_{paal})$$

Deze schuifspanning werkt over de omtrek van de paal. Bij een goede hechting tussen paal en grond zullen de palen als een soort “satéprikkers” fungeren: de paal verhindert de grond te zwellen. Bij het al dan niet optreden van slip resulteert de interactie in een zwelkracht die direct aangrijpt op de paal en die weerstand in neerwaartse richting moet worden geboden.



53 | Verandering normaalkracht door ontgraven en directe zwelbelasting op paal

In de praktijk is het zaak een goede inschatting te maken van deze directe zwelkracht  $F_{\text{zwel,direct}}$  om onder meer de volgende redenen:

- 1) De paal moet zo gedimensioneerd zijn dat die sterk genoeg is de optredende trekkrachten te kunnen weerstaan
- 2) Een deel van het draagvermogen van de grond wordt “gebruikt” door de zwelkracht zodat dit niet meer beschikbaar is voor andere trekkrachten die op de paal(kop) aangrijpen
- 3) De zwelkracht kan van invloed zijn op het last-vervormingsgedrag van de paal daar schuifspanningen langs de paal van teken moeten wisselen om weerstand tegen vervorming te mobiliseren

Bij het eerste punt kan overigens de kanttekening worden gemaakt dat de zwelkracht in de praktijk zelden invloed zal hebben op de minimaal vereiste sterkte van de paal. De sterkte die vereist wordt voor overige belastingen, zoals het afdragen van de opwaartse waterdruk en belastingen die gepaard gaan met de uitvoering, zullen namelijk doorgaans groter zijn.

Benadrukt wordt hier dat in tegenstelling tot na ontgraven geïnstalleerde palen, bij palen die voor het ontgraven zijn aangebracht zowel de kleipakketten als de zandpakketten direct een interactie aangaan met de paal. Immers, net als kleipakketten krijgen de zandpakketten niet de tijd om te reageren op de ontlasting, hoe snel dit ook moge geschieden. Dit is een wezenlijk verschil met palen die na afloop van het ontgraven worden geïnstalleerd en alleen mogelijk op trek worden belast door zwellende kleipakketten om dit vervolgens wel aan de zandpakketten af te dragen.

## 14.1 Maximale zwelkracht op basis van schachtwrijving

De zwelkracht in een paal wordt in eerste instantie door zijn omgeving bepaald. De paal is een relatief stijf constructie-element dat zich tegen vervorming door de grond zal verzetten. Schuifspanningen worden langs de paal ontwikkeld die resulteren in een interne zwelkracht in de paal. De maximale schachtwrijving is dan ook bepalend voor de maximale zwelkracht. Deze aanname ligt ten grondslag aan de berekeningsmethode in de NEN 6743 en is geldig voor alleenstaande palen. De representatieve zwelkracht kan berekend worden met de formule:

$$F_{\text{zwel,rep}} = O_p \cdot h_3 \cdot \alpha_{y,1} \cdot q_{c,1\text{gem}}$$

Waarin (zie ook figuur 54):

- $O_p$  = de gemiddelde omtrek van de paalschacht [m]  
 $h_1$  = de dikte van de zwellende grondlaag [m]  
 $h_2$  = de lengte van de paal in de grondlaag onder de zwellende laag [m]  
 $h_3$  = de paallengte waarover de zwelkracht wordt ontwikkeld:

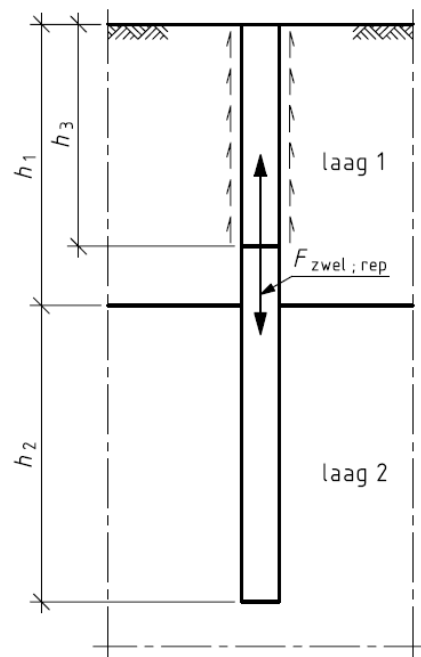
$$h_3 = 0,5 \cdot \left( h_1 + h_2 \cdot \frac{\alpha_{y,2} \cdot q_{c,2\text{gem}}}{\alpha_{y,1} \cdot q_{c,1\text{gem}}} \right) \text{ met } h_3 \leq h_1$$

- $\alpha_{y,1}$  = factor voor bepaling schachtwrijvingsweerstand in de zwellende grondlaag [-]

- voor klei en veen:  $\alpha_{z,1} \geq 0,05$
- voor zand:  $\alpha_{z,1} \geq 0,02$

- $\alpha_{y,2}$  = factor voor bepaling schachtwrijvingsweerstand in de grondlaag onder de zwellende laag [-]

- voor alle grondsoorten:  $\alpha_{z,2} \geq 0,02$



54 | Zwelkracht volgens NEN 6743

$q_{c,1,gem}$  = de gemiddelde conusweerstand van de zwellende grondlaag [kPa]

$q_{c,2,gem}$  = de gemiddelde conusweerstand van de grondlaag onder de zwellende laag tot de diepte van de paalpunt [kPa]

De formule is gebaseerd op schuifspanningen op basis van conusweerstand:  $\alpha_y \cdot q_{c,y} = \tau_y$ . De formule zou ook gebruikt kunnen worden door de schuifspanningen te schatten op basis van effectieve spanningen. De methode is goed bruikbaar voor palen die na ontgraven zijn aangebracht daar voor  $h_1$  de dikte van het resterende kleipakket aangenomen kan worden. Wanneer ontgraven wordt na paalinstallatie zwelt ook het zand en is  $h_3$  moeilijker te bepalen. De opwaarts gerichte schuifkracht moet volgens de methode in evenwicht zijn met de neerwaartse. Ook de initiële conusweerstand in combinatie met de relatief hoge waarden voor de factoren  $\alpha_{z,1}$  en  $\alpha_{z,2}$  leiden tot een grote zwelkracht.

#### 14.1.1 Rekenvoorbeeld

Voor het rekenvoorbeeld is zowel de representatieve zwelkracht uitgerekend waarbij naast het kleipakket ook het zandpakket een opwaartse schuifkracht kan mobiliseren en voor het geval dat alleen het kleipakket dit zal kunnen doen. Zie hiervoor bijlage K. Wanneer een deel van het zandpakket een opwaartse schuifkracht levert kan de zwelkracht in de paal gevonden worden:

$$F_{zwel,rep} = \int_0^{y_{evenwicht}} \alpha_y \cdot q_{c,y} dy = - \int_{y_{evenwicht}}^{y_{paalvoet}} \alpha_y \cdot q_{c,y} dy = 2831kN$$

Bij deze berekening worden de maximale schuifspanningen in opwaartse en neerwaartse richting aangenomen wat leidt tot de zeer hoge en onrealistische waarde van de zwelkracht.

Indien alleen van de zwel van de klei wordt uitgegaan zoals het geval is bij palen die na ontgraven zijn geïnstalleerd, dan zal de maximale zwelkracht beduidend kleiner zijn en realistischer ogen:

$$F_{zwel,rep} = \int_0^{h_1} \alpha_{y,1} \cdot q_{c,y} dy = 393kN$$

## 14.2 Maximale zwelkracht op basis van ontgraven grond

De in vorige paragraaf berekende zwelkracht is voor palen in paalgroepen onrealistisch. De totale kracht in een groep palen die verdeeld zijn geplaatst over het oppervlak van een bouwkuip zal door swelling van de grond namelijk niet groter zijn dan het gewicht van de totale hoeveelheid uitgegraven grond. Bij gelijkmatige verdeling zal de zwelkracht in een individuele paal in de paalgroep daarmee niet groter zijn dan:

$$F_{zwel} = \sigma'_{yy,ontl.} \cdot A_{incl}$$

#### 14.2.1 Rekenvoorbeeld

Bij het verwijderen van 10 m grond zal per vierkante meter de ondergrond van een effectief gewicht worden ontlast ter grootte van:

$$G'_{ontgraven} = \gamma'_{klei} \cdot h_{ontgraven} = 5 \cdot 10 = 50kN/m^2$$

Dit is uiteraard gelijk aan de initiële verticale korrelspanning op 10 m diepte. De zwelkracht per paal wordt:

$$F_{zwel} = \sigma'_{yy,ontl.} \cdot A_{incl} = 50 \cdot 6,25 = 312,5kN$$

### 14.3 Maximale zwelkracht op basis van relatieve stijfheden

Hier volgt een beschouwing voor het geval de palen, als ware “satéprikkers”, relatieve verplaatsingen van de omliggende grond weten te voorkomen. Grond en paal zullen bij een ontlasting als een samengesteld systeem reageren en derhalve dezelfde vervorming moeten ondergaan. Dit is gedrag dat vergelijkbaar is met het gedrag van een centraal gewapend betonnen element dat aan een normaalkracht wordt blootgesteld [ 37 ]. Zonder slip tussen grond en paal, zie figuur 55, moet gelden:

$$\varepsilon_{\text{systeem}} = \varepsilon_{\text{grond}} = \varepsilon_{\text{paal}}$$

Voor het krachtenevenwicht geldt:

$$\begin{aligned} \Delta N_{\text{systeem}} &= \sigma'_{yy, \text{ontl.}} \cdot A_{\text{incl}} = \Delta N_{\text{grond}} + \Delta N_{\text{paal}} \\ &= A_{\text{excl}} \cdot E_{\text{grond}} \cdot \varepsilon_{\text{grond}} + A_{\text{paal}} \cdot E_{\text{paal}} \cdot \varepsilon_{\text{paal}} \\ &= \frac{A_{\text{excl}} \cdot E_{\text{grond}}}{A_{\text{paal}} \cdot E_{\text{paal}}} \cdot \Delta N_{\text{paal}} + \Delta N_{\text{paal}} \end{aligned}$$

Hieruit volgt de normaalkracht in de paal die als zwelkracht kan worden beschouwd:

$$\Delta N_{\text{paal}} = \frac{1}{1 + \frac{A_{\text{excl}} \cdot E_{\text{grond}}}{A_{\text{paal}} \cdot E_{\text{paal}}}} \cdot \sigma'_{yy, \text{ontl.}} \cdot A_{\text{incl}} = F_{\text{zweel}}$$

Voor de stijfheid van de grond moet worden uitgegaan van de ontlaststijfheid  $E_{\text{oed,ur}}$ . Wanneer het materiaal van de paal als puur elastisch aangenomen wordt is de eendimensionale stijfheid te bepalen door [ 34 ]:

$$E_{\text{paal,1D}} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

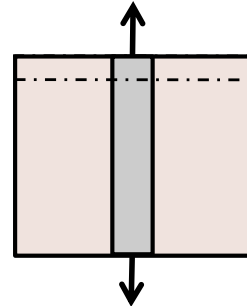
Hiermee kan in een pakket de maximale zwelkracht volgens de theorie berekend worden door bijvoorbeeld uit te gaan van de ontlast/herbelast stijfheid op referentieniveau,  $E_{\text{oed,ur,ref}}$ . Een bekend gegeven in de mechanica is dat de stijfste delen de zwaarste lasten dragen. Palen zullen een groot deel van de totale ontlasting op zich nemen daar de stijfheid van de paal over het algemeen groter is dan de stijfheid van de grond. Met name bij kleipakketten is de stijfheid relatief klein zodat de zwelkracht het eerder gegeven maximum benadert van:

$$F_{\text{zweel}} = \sigma'_{yy, \text{ontl.}} \cdot A_{\text{incl}}$$

Tot slot wordt benadrukt dat in de berekening op bovenstaande wijze wordt uitgegaan van hechting tussen grond en paal. Beperkingen aan de schuifkrachten tussen beide wordt dan ook niet in rekening gebracht. In de volgende paragraaf zal behandeld worden dat dit niet juist is.

#### 14.3.1 Rekenvoorbeeld

Bij een stijfheid van de paal van  $33,5 \cdot 10^6$  MPa en een dwarscontractiecoëfficiënt van beton van  $\nu = 0,2$  volgt een waarde met bovenstaande formule van  $E_{\text{paal,1D}}$  van 37,2 MPa. Voor de zwelkrachten wordt nu op het referentieniveau in de klei op 12,5 m diepte een zwelkracht gevonden van 311,3 kN. Door de lage stijfheid van de klei is dit is nagenoeg gelijk aan de eerder gevonden waarde van 312,5 kN. Met de ontlast/herbelast stijfheid op het referentieniveau van 17,5 m diepte wordt voor het zandpakket een zwelkracht berekend van 250,4 kN.



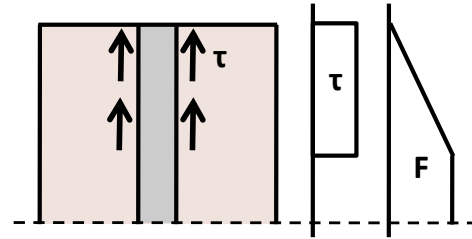
55 | Zwelkracht bij gelijke vervorming



## 14.4 Ontwikkeling zwelkracht op basis van schuifspanningen

In het voorafgaande zijn een aantal bovengrenzen gegeven voor de directe zwelkracht. De maximale zwelkracht op basis van de relatieve stijfheden kan daarbij als maatgevend worden beschouwd. De werkelijke optredende zwelkracht dient opgebouwd te worden door schuifspanningen langs de paalschacht zoals bijvoorbeeld in figuur 56. Daarmee wordt de opbouw van de zwelkracht afhankelijk van de schuifspanning die de grond in staat is te leveren. Zeker in geval van ondiepe kleipakketten is de maximale schuifspanning beperkt waardoor de theoretisch maximale zwelkracht in het kleipakket bij beperkte dikte niet opgebouwd zal kunnen worden.

Analytisch zou bovenstaand probleem als volgt geschetst kunnen worden. De ontwikkeling van de normaalkracht door de grond is het gevolg van de schuifkrachten op de omtrek van de paal zodat de evenwichtsvergelijking geldt:



56 | Opbouw zwelkracht door schuifspanningen

$$\frac{dN}{dy} = q_\tau = \tau \cdot O_p$$

Met de constitutieve en kinematische betrekkingen wordt een differentiaal vergelijking gevonden:

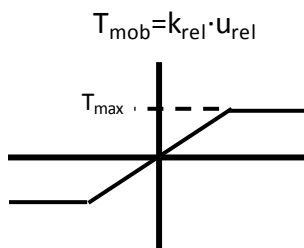
$$N = EA\varepsilon \quad \rightarrow \quad EA \frac{d^2 u_{paal}}{dy^2} = \tau \cdot O_p$$

$$\varepsilon = \frac{du_{paal}}{dy}$$

Verondersteld wordt dat de gemobiliseerde schuifspanning tussen paal en grond evenredig is met de relatieve verplaatsing tussen paal en grond:

$$\tau \cdot O_p = k_{r,rel} \cdot u_{rel} \cdot O_p = k_{r,rel} \cdot (u_{paal} - u_{grond}) \cdot O_p$$

De parameter  $k_{r,rel}$  [kN/m<sup>3</sup>] is een functie van de relatieve verplaatsing en zou bij een zekere relatieve verplaatsing de schuifspanning moeten geven waartoe de grond op basis van zijn sterkte maximaal in staat is. Bijvoorbeeld:



57 | Schuifspanning lineair afhankelijk van relatieve verplaatsing met maximum

De differentiaal vergelijking wordt zodoende:

$$EA \frac{d^2 u_{paal}}{dy^2} = k_{r,rel} \cdot (u_{paal} - u_{grond}) \cdot O_p$$

Dit probleem is niet eenvoudig omdat de vervorming van de grond ( $u_{grond}$ ) grond ook direct afhankelijk is van de schuifspanning tussen paal en daarnaast is het de vraag welke karakteristieken de factor  $k$  moet hebben. Hier worden twee vereenvoudigde oplossingen gegeven waarbij wordt aangenomen dat de rek in de paal verwaarloosbaar is. De paal is dan oneindig stijf verondersteld. Ook het eigengewicht van de paal wordt buiten beschouwing gelaten.

#### 14.4.1 Benadering 1

Men zou het probleem kunnen vereenvoudigen tot het probleem weergeven in figuur 58. De vervorming van de klei ten gevolge van een ontlasting geeft een aanzienlijke relatieve verplaatsing ten opzichte van de paal waardoor een schuifspanning tussen klei en paal wordt gemobiliseerd. De interactie is gemodelleerd door een veer. De veer is lineair elastisch zodat:

$$\tau_{mob} = \frac{\tau_{max}}{u_{rel,max}} \cdot u_{rel,mob}$$

De schuifspanning roept een normaalkracht op in de paal en beperkt tevens de zwel van de grond. De sterkte en stijfheid van het zandpakket en daarmee de stijfheid van de veer in het zandpakket is waarschijnlijk hoog. Door daarom te veronderstellen dat de paalverplaatsing klein is ten opzichte van de verplaatsing van het kleipakket is de zwelkracht relatief eenvoudig te berekenen. Voor de bovenste laag geldt daarom:

$$u_{klei,mob} = \frac{\sigma_{ontl} - \tau_{rel,mob} \cdot O_p / A_{excl}}{E_{oed,ur}} \cdot \Delta y$$

$$u_{klei,mob} = \frac{\sigma_{ontl} - \frac{\tau_{max}}{u_{rel,max}} \cdot 0,5 \cdot u_{klei} \cdot O_p / A_{excl}}{E_{oed,ur}} \cdot \Delta y$$

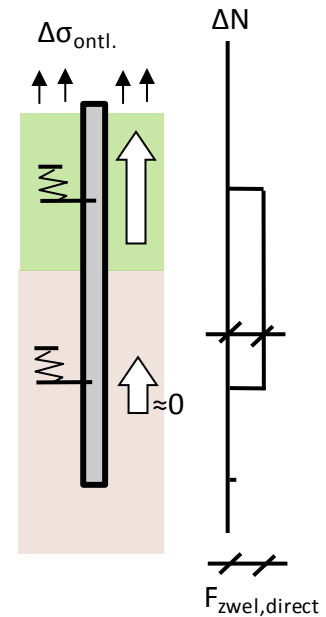
$$u_{klei,mob} \cdot \left( 1 + \frac{\tau_{max} \cdot 0,5 \cdot O_p \cdot \Delta y}{u_{rel,max} \cdot A_{excl} \cdot E_{oed,ur}} \right) = \frac{\sigma_{ontl} \cdot \Delta y}{E_{oed,ur}}$$

$$u_{klei,mob} = \frac{\sigma_{ontl} \cdot \Delta y}{E_{oed,ur} \cdot \left( 1 + \frac{\tau_{max} \cdot 0,5 \cdot O_p \cdot \Delta y}{u_{rel,max} \cdot A_{excl} \cdot E_{oed,ur}} \right)}$$

Met de mobiliseerde kracht in de veer als schuifkracht en de helft van de totaalverplaatsing van het kleipakket halverwege het pakket, volgt de zwelkracht:

$$\tau_{mob} = \frac{\tau_{max}}{u_{rel,max}} \cdot \frac{1}{2} u_{klei,mob}$$

$$F_{zwel} = \tau_{mob} \cdot O_p \cdot \Delta y$$



58 | Zwelkracht naar benadering 1

#### 14.4.2 Benadering 2

Een tweede benadering van het probleem kan gemaakt worden door eerst de verplaatsing van de grond te berekenen zonder dat deze verhinderend wordt door de paal. Door vervolgens de verplaatsing te gebruiken voor de relatieve verplaatsing  $u_{rel,y} = u_{grond,y} - u_{paal}$  zou per laagje  $\Delta y$  de schuifkracht, gemodelleerd met een veer, bepaald kunnen worden. Hierbij wordt de paal als oneindig stijf beschouwd. De paal zal een opwaartse beweging maken die bijvoorbeeld gelijk gesteld kan worden aan twee derde kwart van de verplaatsing van het zandpakket aan de bovenkant van het pakket:

$$u_{paal} = \frac{u_{zand, y=k / z-grens}}{1,5}$$

De veer kan in eerste instantie lineair elastisch aangenomen worden zoals in figuur 57 weergegeven. Volgens NEN 6743 is de gemobiliseerde schachtwrijving echter niet lineair afhankelijk van de relatieve verplaatsing van de paalpunt maar is de relatie zoals weergegeven in figuur 59. Een benadering van de relatie wordt gegeven door [ 21 ]:

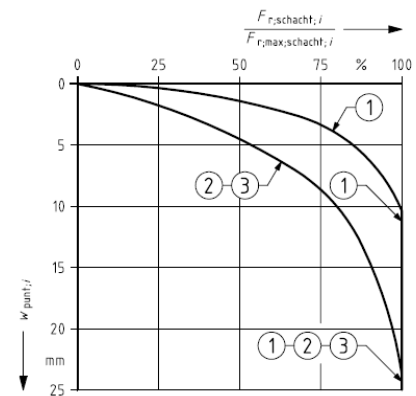
$$\frac{\tau_{mob}}{\tau_{max}} = 1,4 \left( 1 - e^{-1,25 \cdot \sqrt{\frac{u_{rel}}{u_{rel,max}}}} \right)$$

Hierin wordt voor de relatieve verplaatsing waarbij de schuifspanningen een maximum bereiken voor zand 10 mm aangenomen zoals in de NEN 6743 wordt gesuggereerd. Door het verschil in spannings-rek-gedrag tussen zand en cohesieve grond [ 12 ] wordt voor klei een tweemaal zo grote waarde gekozen:  $u_{rel,max,klei} = 20$  mm. De gemobiliseerde schuifspanning kan niet groter worden dan de maximale schuifspanning zodat de veertjes per grondlaag de relatie zouden moeten hebben zoals weergegeven in figuur 60 hiernaast.

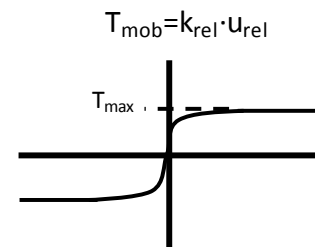
#### 14.4.3 Rekenvoorbeeld

De benaderingen van de zwelkracht zoals hierboven behandeld gaan uit van de maximale schuifspanningen die de grond kan leveren. Zoals in hoofdstuk 13 is besproken zijn deze schuifspanningen te schatten op basis van de conusweerstand en/of de effectieve spanningen. Verschillen kunnen optreden zoals in figuur 61 is te zien voor het rekenvoorbeeld. De  $q_c$ -methode genereert lagere schuifspanningen in het kleipakket en hoge in zandpakket ten opzichte van de schuifspanningen die met de effectieve spanningsmethode worden berekend. Dit is puur te verklaren door de gekozen parameterset. De schuifspanningen in het kleipakket zouden immers nagenoeg gelijk zijn wanneer  $\alpha_{t,klei}$  3 maal groter was gekozen. Ook bij een lichte wijziging van  $\alpha_{t,zand}$  en/of de horizontale gronddrukcoëfficiënt zouden de schuifspanningen in het zandpakket samenvallen. Hiermee wordt het belang van een de juiste parameter keuze onderstreept. Wat betreft de gehandhaafde verschillen: deze werken door in de berekeningen van de zwelkracht wanneer deze op de schuifspanningen worden gebaseerd. Voor het rekenvoorbeeld zullen bij de benaderingen van de zwelkracht de schuifspanningen volgens beide methoden worden bekeken.

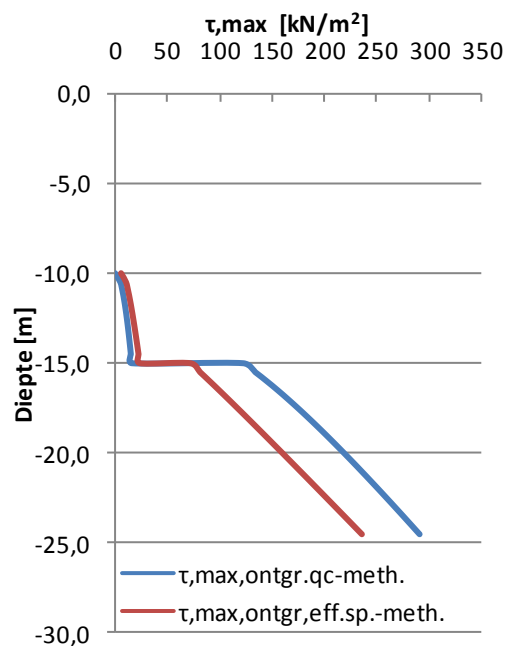
Voor het rekenvoorbeeld kan de zwelkracht berekend worden volgens de methode die beschreven is onder *Benadering 1* (paragraaf 14.4.1) en geïllustreerd door figuur 58. Halverwege het kleipakket, op een diepte van



59 | Relatie schuifspanning en relatieve vervorming, NEN 6743



60 | Relatie schuifspanning en relatieve verplaatsing naar NEN 6743



61 | Verschil in maximale schuifspanningen na ontgraven bij methoden

12,5 m, worden een stijfheid en een maximale schuifspanning op basis van de effectieve spanningsmethode gevonden van:

$$E_{oed,ur} = E_{oed,ur,ref} = 48125 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{\max} = 16,58 \text{ kN/m}^2$$

De verplaatsing van het kleipakket op ontgravingsniveau ten opzichte van de paal is dan:

$$u_{klei,mob} = \frac{\sigma_{ontl} \cdot \Delta y}{E_{oed,ur} \cdot \left( 1 + \frac{\tau_{\max} \cdot 0,5 \cdot O_p \cdot \Delta y}{u_{rel,max} \cdot A_{excl} \cdot E_{oed,ur}} \right)} = \frac{50 \cdot 5}{48125 \cdot \left( 1 + \frac{16,58 \cdot 0,5 \cdot 1,57 \cdot 5}{0,02 \cdot 6,05 \cdot 48125} \right)} = 0,047 \text{ m}$$

Op basis van de verplaatsing halverwege het kleipakket volgt de zwelkracht:

$$\tau_{mob,gem} = \frac{\tau_{\max}}{u_{rel,max}} \cdot \frac{1}{2} u_{klei,mob} = \frac{16,58}{0,02} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,047 = 19,48 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{zwel} = \tau_{mob,gem} \cdot O_p \cdot \Delta y = 38,73 \cdot 1,57 \cdot 5 = 153 \text{ kN}$$

Bij berekening op basis een schuifspanningen volgens de  $q_c$ -methode ( $\tau_{\max} = 11,18 \text{ kN/m}^2$ ) wordt een aanzienlijk lagere zwelkracht gevonden, namelijk:

$$\tau_{mob,gem} = \frac{\tau_{\max}}{u_{rel,max}} \cdot \frac{1}{2} u_{klei,mob} = \frac{11,18}{0,02} \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,048 = 13,50 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{zwel} = \tau_{mob,gem} \cdot O_p \cdot \Delta y = 13,50 \cdot 1,57 \cdot 5 = 106 \text{ kN}$$

In bijlage K zijn de berekeningen gemaakt volgens *Benadering 2* (paragraaf 14.4.2) met lineair elastische veren en veren met de eigenschappen volgens NEN 6743. Bij de ontlasting van  $50 \text{ kN/m}^2$  volgt een verplaatsing bij een ongehinderde vervorming van op 15 m diepte van:

$$u_{zand,y=k/z-grens} = 0,0015 \text{ m}$$

Een paalverplaatsing zou derhalve verwacht kunnen worden van:

$$u_{paal} = \frac{u_{zand,y=k/z-grens}}{2} = \frac{0,0015}{1,5} = 0,001$$

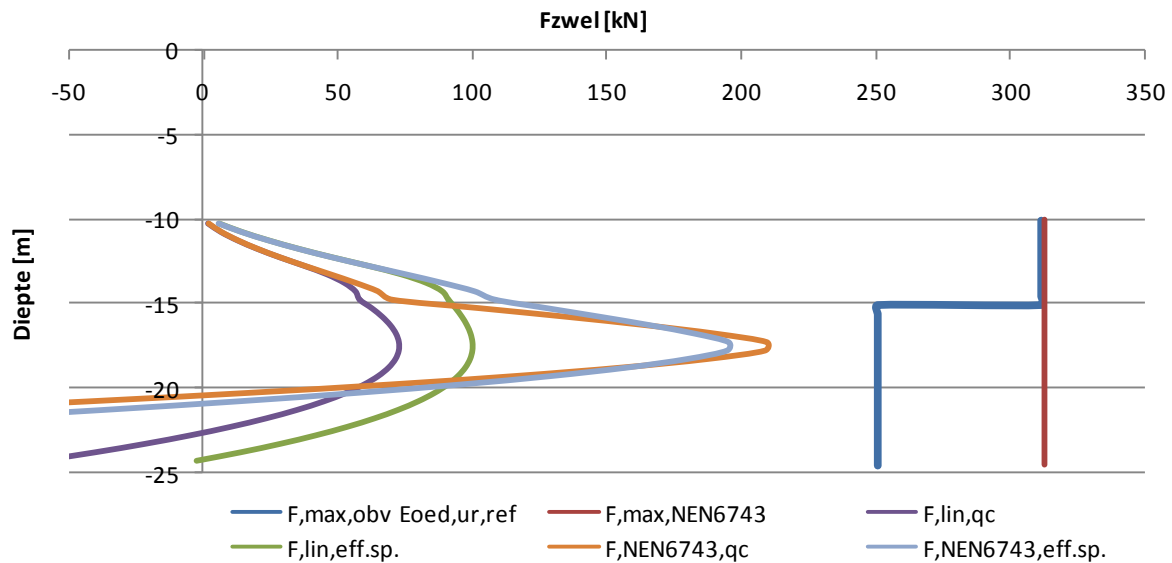
Bij de twee verschillende veer karakteristieken worden nu de maximale zwelkrachten gevonden. De waarden worden weergegeven in onderstaande tabel 10.

**tabel 10 Zwelkrachten bij verschillende methoden en veercharacteristieken**

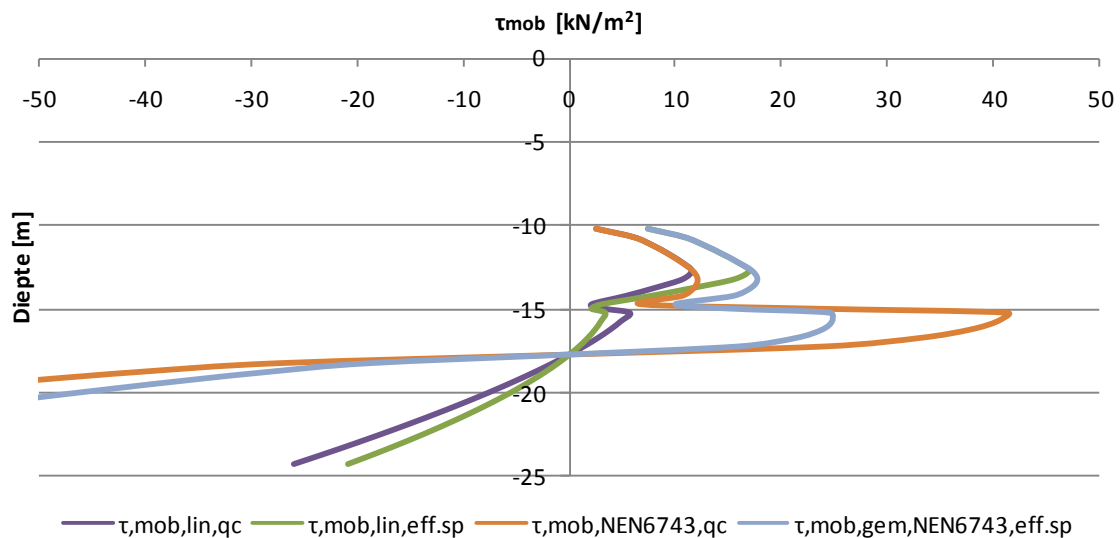
|                                                         | Lineaire elastische veren | Veren naar NEN 6743 |
|---------------------------------------------------------|---------------------------|---------------------|
| <b>F<sub>zwel</sub> o.b.v. <math>q_c</math>-methode</b> | 73 kN                     | 209 kN              |
| <b>F<sub>zwel</sub> o.b.v. eff. spanningen</b>          | 100 kN                    | 195 kN              |

Het verschil tussen beide is het gevolg van de hoge veerstijfheid van de veren volgens NEN 6743 bij kleine relatieve verplaatsingen. Langs de paal worden zodoende grote schuifspanningen gemobiliseerd.

De ontwikkeling van de normaalkracht in de paal als gevolg van zwel is weergegeven in figuur 62. Hierin is het verloop van de zwelkracht in de paal gegeven op basis van de gemobiliseerde schuifspanningen langs de paalschacht in rekening te brengen. De gemobiliseerde schuifspanningen zijn weergegeven in figuur 63.



## 62 | Ontwikkeling zwelkracht in paal en bovengrenzen



## 63 | Gemobiliseerde schuifspanningen door zwel

### 14.5 Schatting zwelkracht middels Plaxis 2D en 3D Foundation

In de voorgaande paragrafen zijn benaderingen gegeven voor de maximale zwelkracht in een paal door interactie met omliggende grond, in de inleiding van dit hoofdstuk de directe zwelkracht  $F_{zwel,direct}$  genoemd. De zwelkracht blijkt moeilijk te schatten zijn, onder meer door het doen van de nodige aannamen. Geavanceerdere beschouwingen zouden gemaakt kunnen worden door gebruik te maken van een eindige elementen programma zoals Plaxis. Hierin wordt de interactie tussen grond en paal gemodelleerd door interfaces waarvan het gedrag ook gebaseerd is op de eigenschappen van de grond. Schuifspanningen worden niet op conusweerstand gebaseerd maar op vergelijkbare wijze als bij de effectieve spanningenmethode.

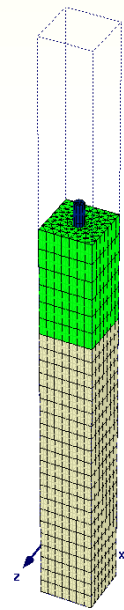
De directe zwelbelasting door interactie met de omringende grond kan worden verkregen door het verschil in de normaalkracht in de paal te berekenen tussen de normaalkracht na ontgraven en de normaalkracht na de paalinstallatie. Daarbij moet tevens, zoals in figuur 53 op pagina 65 is weergegeven, de ontspanning door het ontgraven gewicht recht boven de paal worden verdisconteerd:

$$N_{initieel} + \sigma'_{ontl} \cdot A_{paal} + N_{zwel} = N_{ontgraven}$$

$$N_{zwel} = N_{ontgraven} - N_{initieel} - \sigma'_{ontl} \cdot A_{paal}$$

$$N_{zwel,max} = F_{zwel}$$

Uit het hierna te behandelen rekenvoorbeeld zal blijken dat een vloeiend verloop van de zwelkracht in de paal verwacht mag worden. Hierbij zal de piekwaarde de maximale zwelkracht benaderen die men op de bovenstaande eenvoudige wijze kan berekenen op basis van de relatieve stijfheden. Ten aanzien van de benodigde rekentijd is aan te raden berekeningen te maken met het Plaxis 2D programma, zeker wanneer bij grondverdringende palen een opspanning van de grond gewenst is.



64 | Model Plaxis 3DF

#### 14.5.1 Rekenvoorbeeld

Voor het rekenvoorbeeld is gebruik gemaakt van zowel de pakketten Plaxis 3D Foundation V2 en Plaxis 2D V8.6. Hierin is het Hardening Soil model gehanteerd dat onderscheid maakt in de stijfheid van de grond voor belasten en ontlasten. Bij het 3D pakket kan de normaalkracht in een volume paal direct als output verkregen worden wanneer de paal als een volume paal wordt gemodelleerd. Figuur 64 toont het model van de individuele paal in ontgraven situatie in het 3D model.

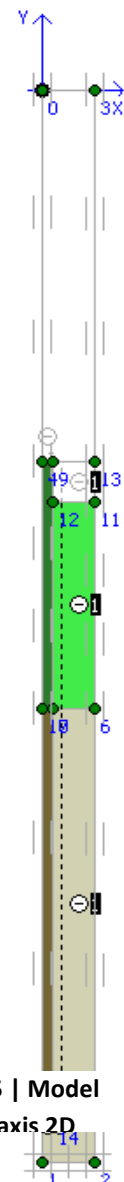
In het programma Plaxis 2D kan met een axiaal symmetrisch model, waarin een lineair elastische en niet poreuze paal wordt opgenomen, onder meer de spanningen en rekken in de paal worden berekend. Figuur 65 geeft een voorbeeld. Deze zijn echter niet constant over de breedte van de paal zodat de normaalkracht in de paal door middel van een integratie bepaald zou moeten worden. Eenvoudiger is de gemobiliseerde schuifspanningen over de lengte van interface tussen paal en grond te integreren en te vermenigvuldigen met de paalomtrek:

$$N_{zwel} = O_p \cdot \int_0^l \tau_{ontgr.} - \tau_{inst.} dl$$

Hierbij zullen de initiële schuifspanningen over de lengte (nagenoeg) gelijk zijn aan nul.

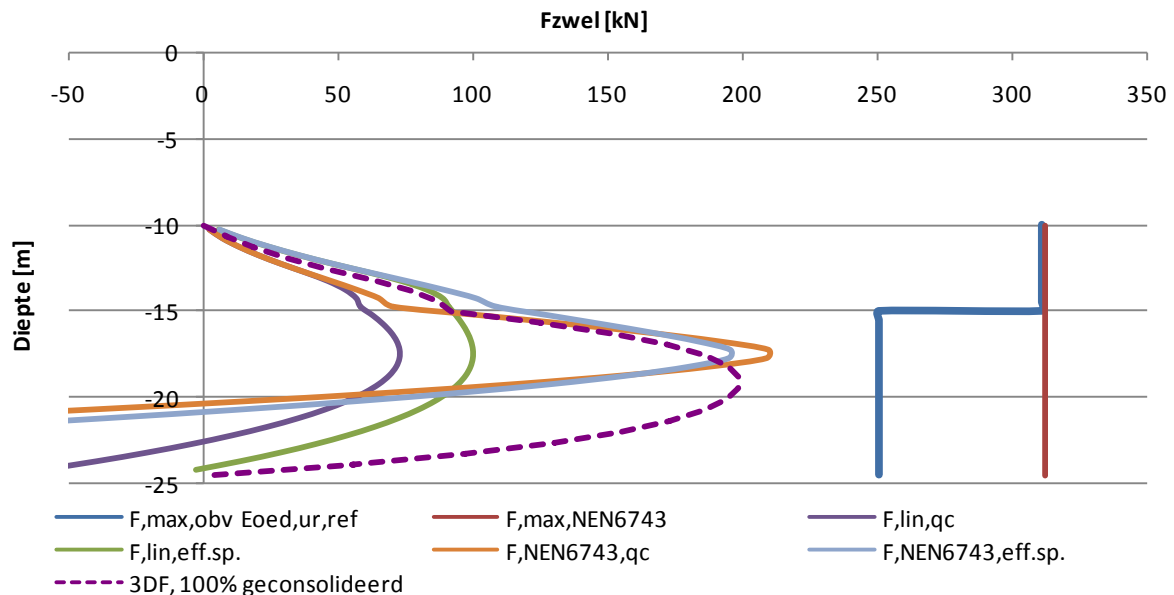
Voor de analyse is het volumegewicht van de paal,  $\gamma_{paal}$ , gelijk genomen aan dat van de omliggende grond. Zodoende weet men zeker dat er geen verticale schuifspanningen tussen grond en paal worden gemobiliseerd en dat de schuifspanningen na ontgraven puur het gevolg zijn van interactie, in gang gezet door het ontgraven. Het opspanningseffect is meegenomen door een horizontale gronddrukcoëfficiënt groter dan de neutrale horizontale gronddrukcoëfficiënt  $K_0$  te kiezen, namelijk dezelfde  $K_{klei} = 1$  en  $K_{zand} = 2$  als voor de analytische berekeningen op basis van de effectieve spanningmethode (zie paragraaf 13.3).

Een vergelijking met van de zwelkracht berekend door Plaxis 3DF met de berekeningen zoals vermeld in paragraaf 14.4.3 laat een redelijke overeenkomst zien wanneer de zwelkracht is berekend met de veren naar NEN 6743.



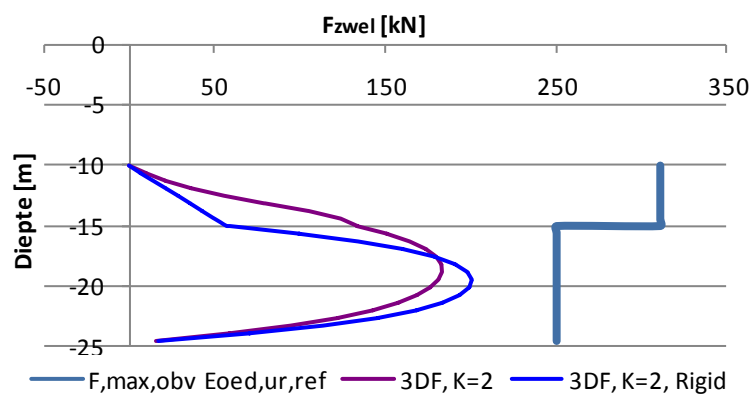
65 | Model Plaxis 2D

Figuur 67 geeft de vergelijking. Hieruit is verder op te maken dat wanneer de  $q_c$ -methode wordt gebruikt de resultaten minder goed overeenkomen en de berekeningen met lineair elastische veren veel lagere waarden geven. Betere resultaten worden verkregen met stijvere veren. Terwijl de maximale zwelkracht redelijk overeen komt bij gebruik van het verenmodel op basis van de NEN 6743, is een slechtere overeenkomst waar te nemen met betrekking tot de neerwaarts gerichte schuifspanningen. Deze nemen bij kleine relatieve verplaatsingen te snel toe. Overigens blijkt de paalverplaatsing in de Plaxis 3DF berekening inderdaad ongeveer een factor 1,5 kleiner dan de maximale verplaatsing van het zand.



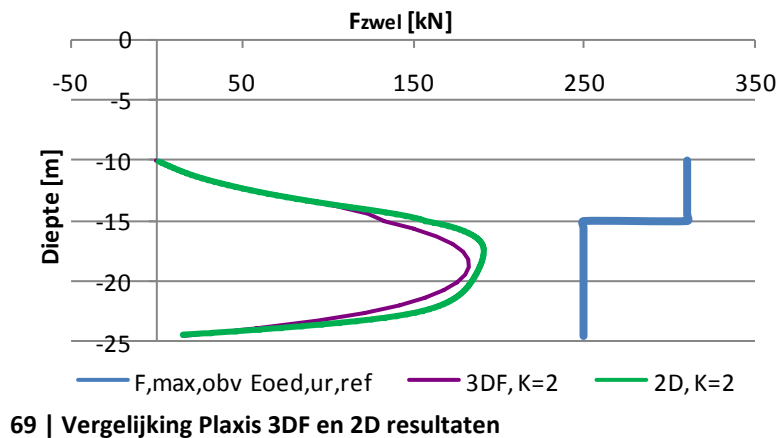
## 66 | Ontwikkeling zwelkrachten in paal met Plaxis 3DF en bovengrenzen

Ter aanvulling is tevens een Plaxis 3DF berekening gemaakt, bij  $K = 2$  voor gehele grondpakket, door de grond te fixeren aan de paal. Vervorming van de grond wordt gereduceerd tot een minimum doordat slip langs de paal wordt voorkomen. Hoewel de schuifspanningen in het kleipakket niet volledig worden gemobiliseerd neigt de maximale zwelkracht wel meer naar de bovengrens te gaan dat op basis van de relatieve stijfheden is berekend (paragraaf 14.3.1).



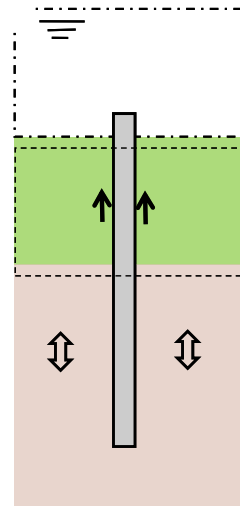
## 67 | Zwelkracht bij stijve grond-paal interactie

Snellere resultaten zijn te boeken door gebruik te maken van het Plaxis 2D pakket. De tweedimensionale mesh kent veel minder knopen wat de rekentijd sterk reduceert ten opzichte van een driedimensionale mesh. De interactie voor het rekenvoorbeeld is in een axiaal symmetrisch model bestudeerd met een breedte gelijk aan de helft van de hart op hart afstand van de palen. Zoals in figuur 69 is te zien komen de resultaten goed overeen met de resultaten uit Plaxis 3D. Het kleine verschil voor de zwelkracht wordt waarschijnlijk veroorzaakt doordat de paal in het axiaal symmetrische model een groter aandeel van het volume bestrijkt dan in het driedimensionale model. In het driedimensionale staat de paal in een oppervlak gelijk aan de hart op hart afstand van de palen in het kwadraat ( $a^2$ ) terwijl in het axiaal symmetrisch model een oppervlakte van  $0,25 \pi a^2 \approx 0,79 a^2$  wordt gemodelleerd. Netter zou daarom zijn het axiaal symmetrische model 1,13-a breed te maken voor een nagenoeg zelfde oppervlak.



## 14.6 Ontwikkeling zwelkracht in de tijd

De zwelkracht die zich in de paal ontwikkelt voordat een onderwaterbetonvloer gestort wordt is afhankelijk van de snelheid van reageren op een ontlasting. Zandlagen vertonen bij benadering gedraineerd gedrag, zodat ter hoogte van zandpakketten, bij voor ontgraven geïnstalleerde palen direct een kracht zal ontwikkelen. Het zand zet direct uit waardoor het kleipakket omhoog gedrukt zal worden waarmee ook schuifspanningen op de paal worden gemobiliseerd ter hoogte van het kleipakket. Tijdens het vorderen van het consolidatieproces zal de klei verder zwellen en meer schuifspanningen mobiliseren zoals is geschetst in figuur 68. De spanningen kunnen echter weer afnemen door een verlies aan sterkte aan het einde van het consolidatieproces.



68 | Ontwikkeling zwel langs paal

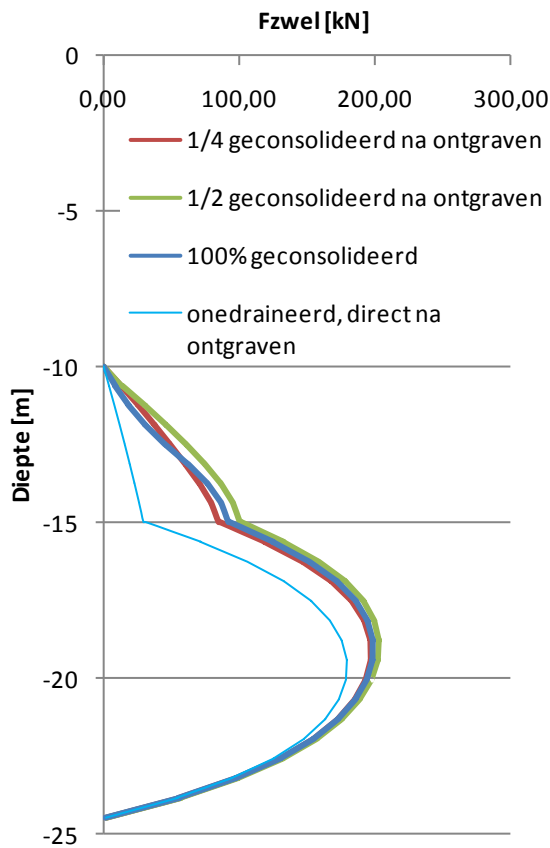
### 14.6.1 Rekenvoorbeeld

Voor het rekenvoorbeeld zijn middels Plaxis 3DF berekeningen gemaakt waarbij de horizontale spanningen van het kleipakket berekend zijn met een horizontale gronddruk coëfficiënt van  $K = 1$  voor het kleipakket en  $K = 2$  voor het zandpakket. Door de ontlasting van  $50 \text{ kN/m}^2$  zal direct na ontgraven in het kleipakket een wateronderdruk heersen van dezelfde grootte. Consolidatieprocessen zijn uitgevoerd tot dat de minimale wateronderdrukken in deze pakketten zijn afgenomen een kwart ( $37.5 \text{ kN/m}^2$ ), de helft ( $25 \text{ kN/m}^2$ ) en tot nagenoeg het einde van het proces ( $0,5 \text{ kN/m}^2$ ) midden in het kleipakket. In de figuren 70 en 71 worden zwelkracht en de gemobiliseerde schuifspanningen respectievelijk weergegeven. Tabel geeft de bijbehorende maximale zwelkracht weer.

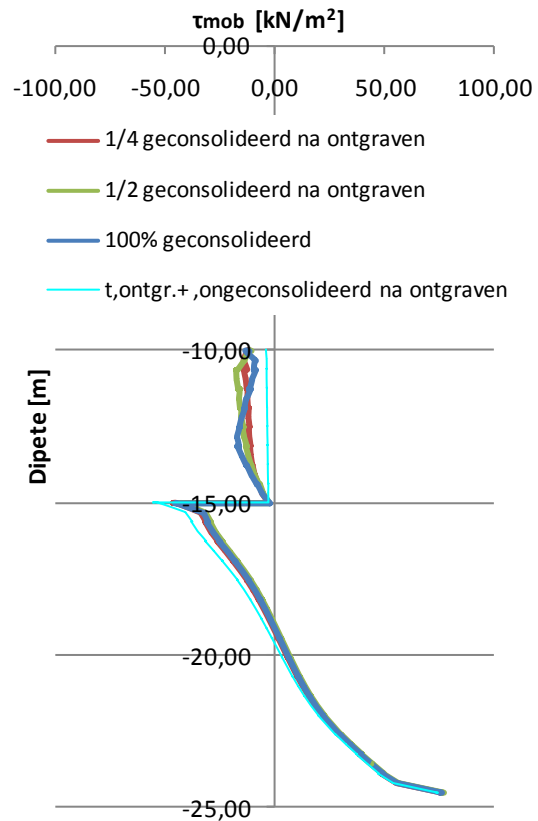


tabel 11 Ontwikkeling zwelkracht in de tijd

| Zwelkracht tijdens consolidatieproces |                      |                        |                        |                       |
|---------------------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|
| Minimale wateronderdruk               | 50 kN/m <sup>2</sup> | 37.5 kN/m <sup>2</sup> | 25 kN/m <sup>2</sup> , | 0,5 kN/m <sup>2</sup> |
| Max. zwelkracht in de paal            | 179 kN               | 197 kN                 | 203 kN                 | 199 kN                |



70 | Zwelkracht tijdens consolidatieproces

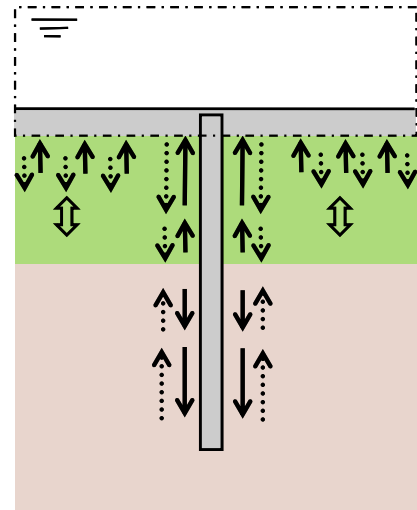


71 | Gemobiliseerde schuifspanningen tijdens consolidatieproces

Uit de resultaten is op te maken dat tijdens het consolidatieproces de spanningen en krachten toenemen met een kleine afname tegen het einde van het proces. Tijdens dit proces vindt een overname plaats van de ontlasting door de korrels. In eerste instantie wordt de ontlasting door het poriënwater opgenomen waardoor de waterspanning afneemt. Tijdens het consolidatieproces stroomt water toe zodat de wateronderspanningen reduceren en het kleipakket zwelt. Ten gevolge van de verplaatsing van de klei langs de paal nemen de schuifspanningen en de zwelkracht toe. Tijdens het consolidatieproces nemen tevens de effectieve spanningen af waarin een verklaring voor het afnemen van de zwelkracht kan worden gezocht want door het afnemen van de effectieve spanningen verliest grond sterkte. De gemobiliseerde maximale schuifspanningen nemen derhalve af, met een verlaging van de zwelkracht tot gevolg.

## 15 Zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer met palen

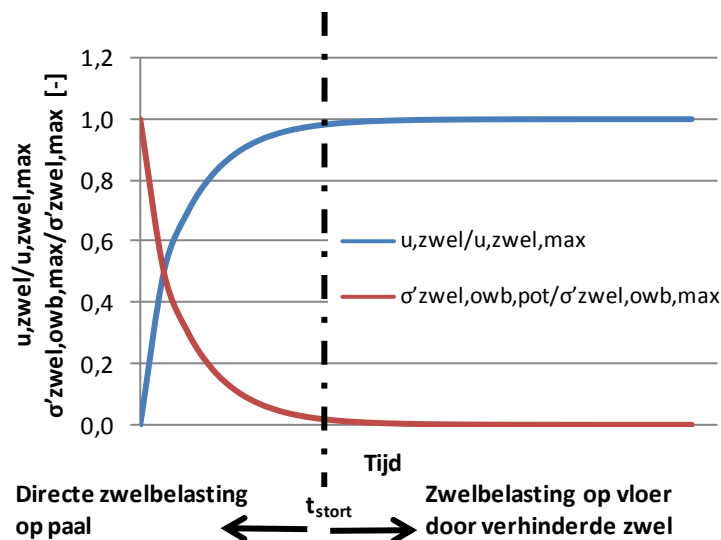
In hoofdstuk 14 is de invloed van zwel op palen besproken. De grond mobiliseert een zwelkracht in de paal. Wanneer vervolgens een onderwaterbetonvloer gestort wordt kan ook deze aan een belasting ten gevolge van zwel worden blootgesteld of beter gezegd, ten gevolge van het verhinderen van zwel. In Deel I is uitvoerig besproken dat de opwaartse zwelbelasting op een onderwaterbetonvloer maximaal de initiële effectieve spanning op ontgravingsniveau bedraagt én met de tijd afneemt ten gevolge van het consolidatieproces. Daar zandlagen vrijwel direct op een ontlasting reageren, zullen alleen slecht doorlatende cohesieve grondlagen een mogelijke zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren teweeg brengen. De interactie tussen grond, palen en een onderwaterbetonvloer is in figuur 72 geschetst.



72 | Interactie

### 15.1 Invloed gewicht en moment van storten onderwaterbetonvloer

De potentiële zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer neemt af naar mate de tijd ( en daarmee het consolidatieproces ) vordert. De consolidatiegraad  $U(t_{\text{stort}})$  op het moment van het storten van de onderwaterbetonvloer is derhalve van wezenlijk belang voor het deel van de maximale zwelbelasting dat overblijft om op de vloer aan te grijpen.



73 | Ontwikkeling zwelbelastingen in de tijd

In figuur 73 is nogmaals het tijdseffect weergegeven. Vóór de stort van het onderwaterbeton ( $t_{\text{stort}}$ ) ontwikkelt zich een belasting op de paal en na de stort van de onderwaterbetonvloer verhindert ook de vloer een resterende zwel. De potentiële zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer neemt af met de tijd en is derhalve:

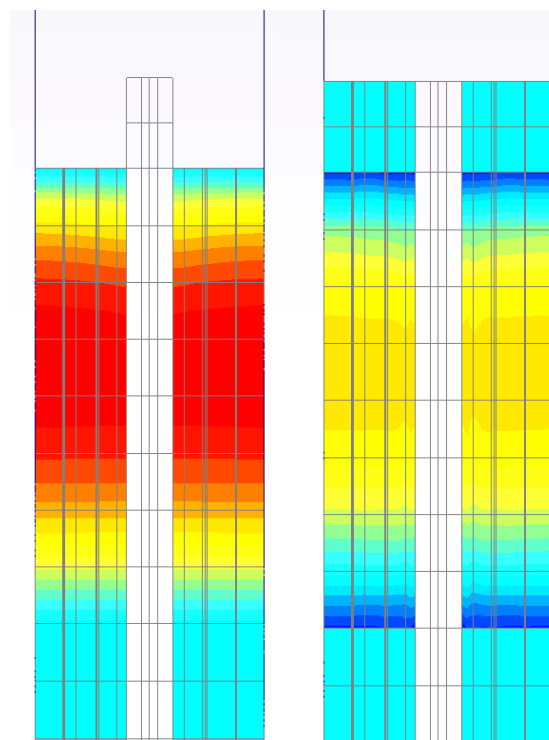
$$\sigma_{\text{zwel,owb,pot}} = \sigma_{\text{zwel,max}} \cdot (1 - U(t_{\text{stort}}))$$

Naast het belang van het moment van storten heeft ook het gewicht van de vloer invloed op de zwelbelasting. Zeker wanneer het effectieve gewicht van de onderwaterbetonvloer in de orde grote is van het ontgraven gewicht is het interessant de invloed te bestuderen. Het storten van de onderwaterbetonvloer herbelast immers de ondergrond. Doordat de vloer op het moment van storten nog slap is, zal het effectieve gewicht van de vloer volledig op de ondergrond rusten zonder interactie met de paalkop. Voor een goede verbinding tussen vloer en paal is namelijk enige tijd nodig waarin het onderwaterbeton uithardt. Na enkele dagen zal doorgaans voldoende sterkte zijn opgebouwd zodat de vloer niet meer langs de paal zal glijden en zal begonnen kunnen worden met het leegpompen van de bouwkuip. Wanneer op het moment van storten het consolidatieproces ten gevolge van de ontlasting nog gaande is zal het herbelasten dit consolidatieproces mogelijk stoppen. De resterende wateronderspanningen zal immers gecompenseerd kunnen worden door een verhoging van de waterspanningen door de herbelasting.

In de terminologie van effectieve spanningen zou men ook kunnen stellen dat direct na een ontlasting de effectieve spanningen zich nog moeten aanpassen en dat er derhalve een effectieve overspanningen aanwezig zijn. Deze effectieve overspanningen nemen af met het consolidatieproces door overdracht op de wateronderspanningen. Het storten van de vloer kan deze overdracht echter stoppen zodat alleen een herverdeling van korrelspanningen zal opgetreden maar dat per saldo een effectieve overspanning blijft bestaan: de zwelbelasting. Voor het rekenvoorbeeld zal effect van het storten van een onderwaterbetonvloer nader worden bekeken.

### 15.1.1 Rekenvoorbeeld

Voor het rekenvoorbeeld is een Plaxis 3DF berekening gemaakt om bovengenoemde invloeden te bestuderen.. In figuur 74 de wateronderdrukken weergegeven na een consolidatieperiode waarin de wateronderdrukken van  $50 \text{ kN/m}^2$  tot minimaal  $37,5 \text{ kN/m}^2$  zijn afgenomen en direct na het storten van de onderwaterbetonvloer. Vervolgens wordt de stort van het slappe onderwaterbeton gemodelleerd waarbij de waterspanningen toenemen met het effectieve gewicht van de vloer. Voor een meter dikke vloer bedraagt dit ongeveer  $14 \text{ kN/m}^2$ .



74 | Visualisatie wateronderspanningen tijdens consolidatieproces

De potentiële zwelbelasting zou nu gelijk moeten zijn aan de effectieve ontlasting minus de reeds opgetreden ontlasting op het moment dat de vloer wordt aangebracht. Bij het fixeren van de grond met een onderwaterbetonvloer zal de achtergebleven spanning namelijk op de vloer aangrijpen:

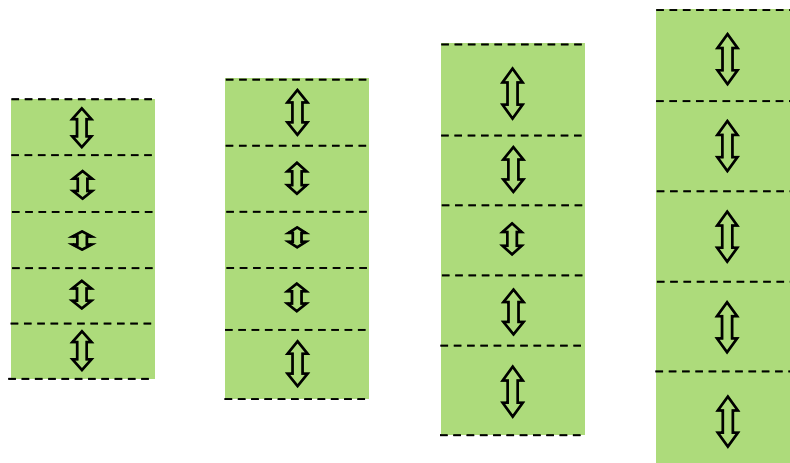
$$\sigma'_{\text{zwel,owb,pot}}(t_{\text{stort}}) = \sigma'_{\text{ontl,i}} - \sigma'_{\text{herbel}} - \sigma'_{\text{ontl,tstort}}$$

Oftewel, de potentiële zwelbelasting op de vloer is gelijk aan de maximale wateronderspanning direct na de stort minus de ontwikkelde effectieve spanning op dat moment. Dit geeft de effectieve spanning die nog maximaal behouden wordt door het verhinderen van zwel door de vloer. In tabel 12 de waarden:

**tabel 12 Spanningen bij diverse stadia**

| Tijdstip                 | $\Delta\sigma_{yy}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\Delta p_{w,\text{midden}}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\Delta p_{w,\text{boven/onder}}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\Delta\sigma'_{yy}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\sigma'_{\text{zwel,pot}}$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] |
|--------------------------|---------------------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| $t_{\text{ontgraven}}^+$ | -50                                         | -50                                                  | -50                                                       | 0                                            | 50                                                  |
| $t_{\text{stort}}^-$     | -50                                         | -37,5                                                | 0                                                         | -12,5                                        | 50 - 12,5 = 37,5                                    |
| $t_{\text{stort}}^+$     | -36                                         | -23,5                                                | -14                                                       | -12,5                                        | 50 - 12,5 - 14 = 23,5                               |
| $t^\infty$               | -36                                         | 0                                                    | 0                                                         | -36                                          | 23,5                                                |

Bovenstaande potentiële zwelbelasting gaat uit van gelijke spanningsveranderingen over de hoogte van het kleipakket. Echter zal zich een parabolisch verloop over de hoogte ontwikkelen zoals in figuur 29 in Deel 1 ( pagina 34 ) al duidelijk werd. Dit betekent dat een zwellend pakket zich aan de boven- en onderkant vrijwel direct zich aan de spanningstoestand kan aanpassen en een rek zal ondergaan, terwijl middenin het pakket hier meer tijd voor nodig is. Middenin het pakket zal het langer duren voor het water toegestroomd is. Figuur 75 geeft een voorbeeld hoe een zwellend pakket in de tijd uitzet: een snelle ontwikkeling aan de boven en onderkant en een trage centraal in het pakket.



**75 | Ontwikkeling zwel in cohesief pakket**

De wateronderdruk in beide helften van het zwellend kleipakket is voor gevorderde consolidatie te benaderen met de formule voor enkelzijdige consolidatie [ 36 ]:

$$\frac{c_v t}{(0,5h)^2} \gg 0,1: \quad \frac{p}{p_0} \approx \frac{4}{\pi} \cos\left(\frac{\pi y}{2 (0,5h)}\right) \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} \frac{c_v t}{(0,5h)^2}\right)$$

De hier beschouwde situatie in het voorbeeld met  $p = 37,5 \text{ kN/m}^2$  centraal in het kleipakket en  $p_0 = 50 \text{ kN/m}^2$  doet zich dus voor bij:

$$c_v t \approx \frac{-\ln\left(\frac{37,5}{50} \frac{\pi}{4}\right) \cdot 4 \cdot (0,5h)^2}{\pi^2} = 1,34$$

Ten opzicht van het midden van het kleipakket kan de bijbehorende verdeling van de waterunderspanningen over de hoogte van het pakket berekend worden, zie bijlage L en figuur 76. Dit is een verdeling zoals deze zich zou voordoen zonder aanwezigheid van palen in de grond. Het komt niettemin redelijk overheen met de output van Plaxis 3DF zoals weergegeven in figuur 74. De bijbehorende consolidatiegraad is:

$$U = \frac{1}{h} \int_0^h \frac{p_{w0} - p_w}{p_{w0}} dy = \frac{1}{2,5} \int_0^{2,5} \frac{p_{w0} - p_w}{p_{w0}} dy = 0,52$$

De vraag is natuurlijk welke potentiële zwelbelasting er nu bij deze consolidatiegraad verwacht mag worden. De verandering van de totaal spanning verdeelt zich over de waterspanningen en effectieve spanningen. Op het moment van storten zijn de effectieve spanningen al gedeeltelijk aangepast aan de verandering van een totaalspanning van  $50 \text{ kN/m}^2$ . Gemiddeld is de effectieve spanning over de hoogte van het pakket  $26,60 \text{ kN/m}^2$  zodat de potentiële zwelspanning ongeveer wordt:

$$\sigma'_{zwel,owb,pot}(t_{strot}) = \sigma'_{ontl,i} - \sigma'_{herbel.} - \bar{\sigma}'_{ontl,t_{strot}} = 50 - 14 - 26,60 = 9,40 \text{ kN/m}^2$$

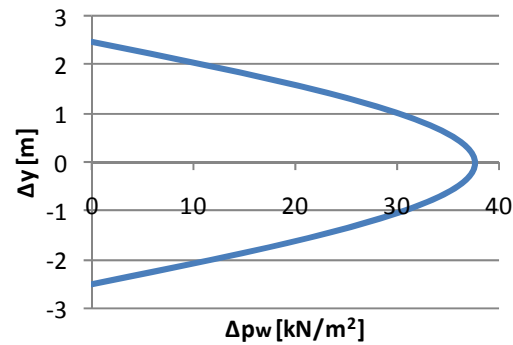
Oftewel:

$$\sigma'_{zwel,owb,pot}(t_{strot}) = \sigma'_{ontl} - \bar{\sigma}'_{ontl,t_{strot}} = (50 - 14) - 26,60 = 9,40 \text{ kN/m}^2$$

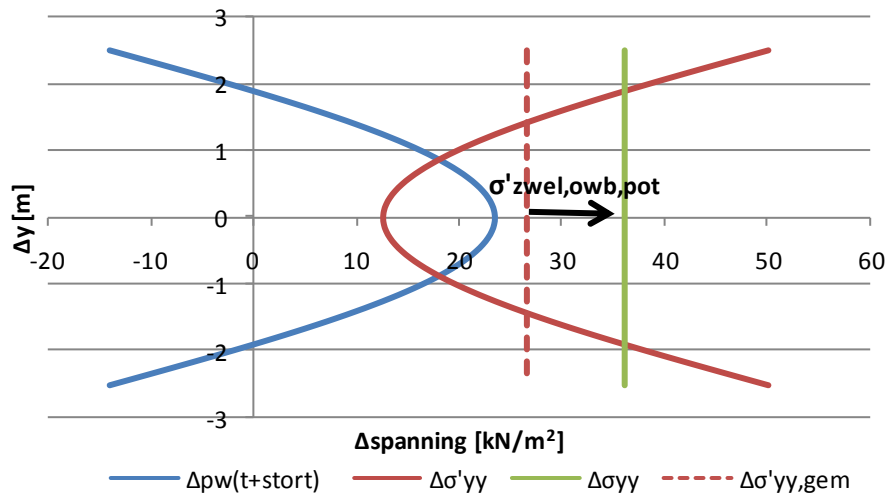
Dit stemt overeen met eerder gegeven benadering (zie 8.2.1) waarbij de potentiële zwelbelasting in relatie staat tot de consolidatiegraad. De consolidatiegraad neemt dan ook de waterspanningverdeling over de hele hoogte in acht. Het resultaat is nagenoeg gelijk:

$$\sigma'_{zwel,owb,pot}(t_{strot}) = \sigma'_{zel,owb,max} \cdot 1 - U(t_{strot}) - \sigma'_{owb} = 50 \cdot (1 - 0,523) - 14 = 9,87 \text{ kN/m}^2 \approx 9,40 \text{ kN/m}^2$$

De aanvankelijke ontlasting van  $50 \text{ kN/m}^2$  door ontgraven zorgt ervoor dat de gemiddelde verandering van de effectieve spanningen sneller gaat naar de uiteindelijke ontlasting van  $36 \text{ kN/m}^2$  waarmee de potentiële zwelbelasting beperkt wordt.



76 | Waterunderspanningen voor stort onderwaterbetonvloer



### 77 | Potentiële zwelbelasting op basis van effectieve overspanning

Resumerend zijn er twee belangrijke effecten die van invloed zijn op de ontwikkeling van zwel. Ten eerste: het aanpassen van de bovenkant en onderkant van een zwellend pakket gaat sneller dan de belastingverandering in de kern van een pakket. De gemiddelde restspanning in het pakket dat zich tot een zwelbelasting kan ontwikkelen is dus tijdens het consolidatieproces lager dan de totale spanningsverandering minus de wateronderspanning centraal in het zwellend pakket. Ten tweede: het storten van de onderwaterbetonvloer zorgt voor een herbelasting die de gemiddelde effectieve overspanning op het moment van storten gedeeltelijk of geheel kan compenseren. Van een zwelbelasting zal dan mogelijk geen sprake meer zijn.

## 15.2 De invloed van directe zwelbelasting op paal

Als gevolg van het ontgraven gaat de paal een interactie aan met de grond. De vraag is vervolgens of deze interactie van invloed is op de zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer. Daar dit een ruimtelijke probleem is, is de invloed onderzocht middels het programma Plaxis 2D.

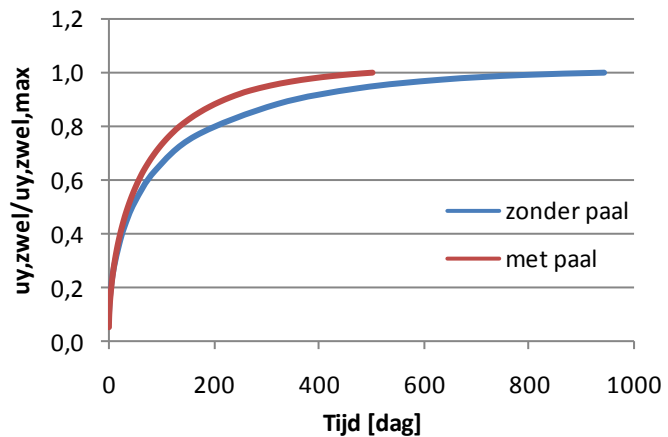
In de vorige paragrafen is duidelijk geworden dat palen het optreden van zwel doet verhinderen. Voor de zwelbelasting op de vloer is het echter niet belangrijk hoeveel vervorming van de grond wordt verhinderd als wel hoeveel ontspanning van de grond wordt verhinderd. Trekpalen trekken de ontspanning door ontgraving als het ware naar zich toe zodat met de toenemende diepte van ontlasting van de grond minder sprake is. Nabij het ontgravingsniveau is dit minder aan de orde. Een belangrijk gevolg van het verhinderen van ontspanning van de grond is dat door de beperkte zwel, minder grondwater zal hoeven toestromen om poriën te vullen. Dit betekent dat het consolidatieproces sneller het moment bereikt waarop in praktische zin geen noemenswaardige zwel meer optreedt dan bij afwezigheid van de palen. De effectieve overspanningen die tot een zwelbelasting kunnen leiden zijn dan ook eerder verdwenen. De effectieve overspanningen die mogelijk nog aanwezig zijn op het moment dat de onderwaterbetonvloer wordt gestort, zal door de vloer worden opgenomen.

### 15.2.1 Rekenvoorbeeld

Voorgaande opmerkingen zullen hier worden geïllustreerd aan de hand van het rekenvoorbeeld. Een analyse is gemaakt door het effect van ontgraven, bij aanwezigheid én afwezigheid van palen, in een axiaal symmetrisch model te vergelijken, zie bijlage O.

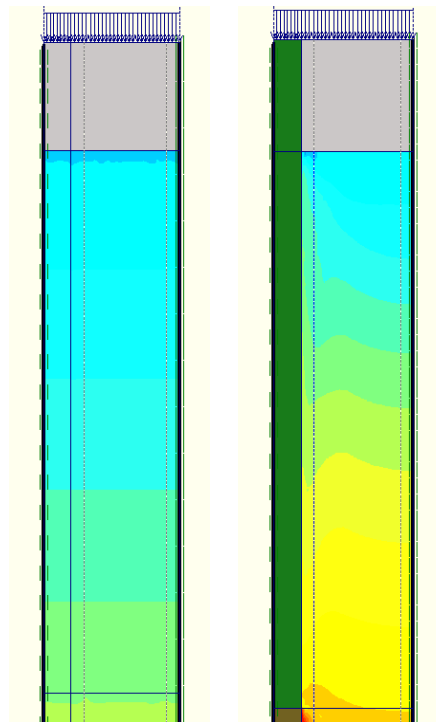
Wanneer 10 m wordt ontgraven zal de totale zwel bij afwezigheid van de paal groter zijn dan bij aanwezigheid van de paal. De grootte van de zwel is niet zozeer interessant als wel de snelheid van consolideren waarmee effectieve overspanningen afnemen. Het consolidatieproces dat hier aan ten grondslag ligt, is te beschouwen

door de opgetreden zwel op ontgravingsniveau in de tijd te vergelijken met de zwel die aan het einde van het consolidatieproces wordt verwacht. In figuur 78 wordt het verloop van  $u_{y,zwel}(t) / u_{y,zwel,max}$  gegeven bij afwezigheid en aanwezigheid van een paal in het model.



78 | Consolidatieproces met en zonder paal

Tijdens of na het consolidatieproces zal een onderwaterbetonvloer worden gestort. Hier wordt de fase beschouwd waarbij het consolidatieproces de maximale wateronderspanning van  $50 \text{ kN/m}^2$  (gelijk aan de totale ontlasting) heeft doen afnemen naar ongeveer  $37,5 \text{ kN/m}^2$ . Deze wateronderspanningen nemen vervolgens af onder aanbrengen van het gewicht van  $14 \text{ kN/m}^2$  van de vloer. In het model wordt de onderwaterbetonvloer kunstmatig plaatsvast gehouden om verschillen te kunnen bepalen met de vloer die is verbonden is met de paal. In figuur 79 wordt het berekende verloop van de effectieve spanningen weergegeven onder de vloer bij afwezigheid en aanwezigheid van de paal.



79 | Invloed paal op effectieve spanningen

De effectieve spanningen onder de vloer zijn in beide gevallen vrijwel gelijk:  $25 \text{ kN/m}^2$  zonder paal en gemiddeld  $26 \text{ kN/m}^2$  met paal. Zoals in het begin van deze paragraaf is gesteld, blijkt de rol van de paal verwaarloosbaar na het moment van storten, dit in tegenstelling tot de rol vóór de stort. Het hier beschouwde moment waarop de wateronderspanningen zijn afgenomen tot  $37,5 \text{ kN/m}^2$  is dan ook in de tijd niet gelijk aan elkaar.

### 15.3 De invloed van vervorming en/of verplaatsing constructie

De potentiële zwelbelasting op een onderwaterbetonvloer is het gevolg van het verhinderen van zwel en neemt af naar mate de ondergrond meer tijd krijgt te consolideren. Voor het verhinderen is dus een

plaatsvaste constructie nodig. In praktijk zal een constructie altijd enige vervorming en/of verplaatsing ondergaan wanneer het opwaarts belast wordt zodat ook de grond verder kan vervormen. De stijfheid van het systeem van palen en onderwaterbetonvloer is dan ook bepalend voor het deel van de potentiële zwelbelasting dat uiteindelijk op de vloer werkt. Met name in de fase dat een bouwkuip wordt leeggepompt en het systeem door een opwaartse waterdruk wordt belast, is over het algemeen een duidelijke opwaartse beweging van de constructie waar te nemen. Wanneer dit meer is dan de opwaartse beweging van de ondergrond door de resterende zwel zal na het leegpompen van de bouwkuip geen sprake meer zijn van een zwelbelasting op de vloer.



## 16 Casestudie Museumparkgarage

De situatie zoals geschetst in de inleiding van deel II van het rapport kent veel gelijkenissen met de situatie zoals die zich voordoet bij de bouw van de Museumparkgarage en ondergrondse waterberging te Rotterdam. Tijdens de uitvoering is dan ook een discussie ontstaan ten aanzien van zwel. Na vervormingen van grond en bouwkuipwanden hebben zich problemen voorgedaan bij naastgelegen panden waardoor de bouw is stilgelegd op het moment dat de vibro-combinatiepalen reeds waren geïnstalleerd en er tot circa N.A.P. -3 m was afgraven. In de navolgende rustperiode is de vraag gesteld of men bij het ontwerp niet rekening had moeten houden met belastingen die zwel te weeg kan brengen. Het project Museumparkgarage zal hier als casestudie behandeld worden waarbij op basis van de voorafgaande theorieën een vergelijking wordt gemaakt met de conclusies die bij het project zijn getrokken. De palen en het onderwaterbeton ter plaatse van het midden van de bouwkuipen zullen nader bestudeerd worden.

### 16.1 Situatiebeschrijving Museumparkgarage en ondergrondse waterberging

Hieronder volgt een beschrijving van het project. Deze bestaat uit twee delen die fysiek ook in twee aaneengesloten bouwkuipen worden gerealiseerd: de parkeergarage (PG) en de ondergrondse waterberging (OGWB) waarin tevens de toerit tot de parkeergarage zal worden gemaakt.

#### 16.1.1 Bodemopbouw

Het project is aangevangen op het oorspronkelijke maaiveld op N.A.P. -0,75 m waaronder een grondwaterstand op N.A.P. -1,5 m wordt aangenomen. De opbouw van de ondergrond is ontleend aan boring B/IH 28 en sondering IH 659 die zijn opgenomen in bijlage N. De ondergrond bestaat vanaf maaiveld uit een laag ophoogzand, verschillende cohesieve lagen waaronder Holocene kleilagen die na ontgraving van de bouwkuipen gedeeltelijk achterblijven. Onder deze lagen bevindt zich vanaf N.A.P. -17 m een zandlaag, de laag van Kedichem vanaf N.A.P. -32,75 m en zeer diepe Pleistocene zandlagen worden aangetroffen vanaf N.A.P. -46 m.

Op basis van met de boring verkregen volumegewichten en een binnen het Ingenieursbureau Gemeentewerken Rotterdam aanwezige database, is voor het project tabel 13 Bodemopbouw Museumpark samengesteld. Het schatten van de samendrukkingsparameters op basis van volumegewichten wordt door geotechnici als een betrouwbare methode beschouwd en met de ervaring dat het ingenieursbureau inmiddels heeft opgedaan in Rotterdam zullen de waarden in de tabel hier met vertrouwen overgenomen worden.

**tabel 13 Bodemopbouw Museumpark**

| grondsoort         | b.k.laag<br>[m + NAP] | y,rep<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | C <sub>p</sub><br>[-] | C' <sub>p</sub><br>[-] | C <sub>s</sub><br>[-] | C' <sub>s</sub><br>[-] |
|--------------------|-----------------------|-------------------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|------------------------|
| droog zand         | -0,75                 | 15,8                          |                       |                        |                       |                        |
| nat zand           | -1,5                  | 17,8                          |                       |                        |                       |                        |
| klei1              | -3,97                 | 16,7                          |                       |                        |                       |                        |
| veen1              | -7,08                 | 11                            |                       |                        |                       |                        |
| klei2              | -11,8                 | 16                            |                       |                        |                       |                        |
| klei3              | -12,3                 | 15,4                          | 46,1                  | 11                     | 271                   | 83,4                   |
| veen2              | -15,75                | 11,7                          | 27,8                  | 6,3                    | 153,3                 | 34,3                   |
| klei4              | -16,26                | 17                            | 48,1                  | 16,7                   | 318,2                 | 150,2                  |
| zand               | -17                   | 20                            |                       |                        |                       |                        |
| Laag van Kedichem* | -32,75                | 20,5                          |                       |                        |                       |                        |
| zand               | -46                   | 20                            |                       |                        |                       |                        |

De grondopbouw kan voor een analyse terugbracht worden tot 5 belangrijke lagen, te weten met toenemende diepte:

1. de toplaag, boven het ontgravingsniveau
2. de kleilaag, onder ontgravingsniveau
3. de eerste zandlaag
4. de laag van Kedichem
5. de tweede zandlaag

Tot “de kleilaag, onder ontgravingsniveau” behoren de Hocene grondlagen klei3, veen2 en klei4 uit tabel 13. Deze lagen zullen hier tot één representatieve kleilaag worden versmolten op basis van gewogen gemiddelden. De representatieve samendrukkingsparameters en het volumegewicht worden als volgt bepaald:

$$C_{x,rep,klei} = \left[ \frac{1}{d_{totaal}} \left( \frac{d_{klei3}}{C_{x,klei3}} + \frac{d_{veen2}}{C_{x,veen2}} + \frac{d_{klei4}}{C_{x,klei4}} \right) \right]^{-1}$$

$$\gamma_{rep,klei} = \frac{d_{klei3} \cdot \gamma_{klei3} + d_{veen2} \cdot \gamma_{veen2} + d_{klei4} \cdot \gamma_{klei4}}{d_{totaal}}$$

Dit leidt tot de resultaten weergegeven in tabel 14.

**tabel 14 Parameters representatieve kleilaag**

| grondsoort          | b.k.laag<br>[m + NAP] | y,rep<br>[kN/m <sup>3</sup> ] | Cp<br>[-] | C'p<br>[-] | Cs<br>[-] | C's<br>[-] | C<br>[-] | C'<br>[-] |
|---------------------|-----------------------|-------------------------------|-----------|------------|-----------|------------|----------|-----------|
| Klei representatief | -12,3                 | 15,3                          | 43,3      | 10,7       | 255,7     | 76,8       | 26       | 7         |

De samendrukkingsparameters voor de representatieve kleilaag zijn bruikbaar voor zettingsberekeningen naar de theorie van Koppejan. De parameters Cp en C'p brengen de primaire samendrukking in rekening bij een samendrukking respectievelijk onder en boven de grensspanning. De parameters Cs en C's doen dit voor de secundaire samendrukking, de kruip. De eendimensionale elasticiteitsmodulus bij een referentiespanning van 100 kN/m<sup>2</sup> volgt uit (zie paragraaf 12.1):

$$E_{oed,ref} = C' \cdot p_{ref} = \left( \frac{1}{C'_p} + \frac{4}{C'_s} \right) \cdot p_{ref} = 7 \cdot 100 = 700 \text{ kN} / \text{m}^2 = 0,7 \text{ MPa}$$

De stijfheid bij andere spanningen dan de referentiespanning kan worden berekend middels de formule:

$$E_{oed,y} = E_{oed,ref} \cdot \left( \frac{\sigma'_{v,y,i}}{p_{ref}} \right)^m$$

Halverwege het representatieve kleipakket heerst ongeveer een effectieve spanning van  $\sigma'_{vy} = 72 \text{ kN/m}^2$  zodat:

$$E_{oed,klei,mid} = 700 \cdot \left( \frac{72}{100} \right)^{0,9} = 521 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Ter vereenvoudiging van het probleem kunnen op dezelfde wijze als voor de representatieve kleilaag ook de lagen boven het ontgravingsniveau tot een representatieve laag worden gesmeed. De representatieve volumegewichten zorgen voor dezelfde effectieve spanningen onder het ontgravingsniveau als in de situatie

waarbij geen vereenvoudiging wordt doorgevoerd. Het volumegewicht van de representatieve toplaag zou daarvoor moeten zijn:  $\gamma_{rep, toplaag} = 14,5 \text{ kN} / \text{m}^3$

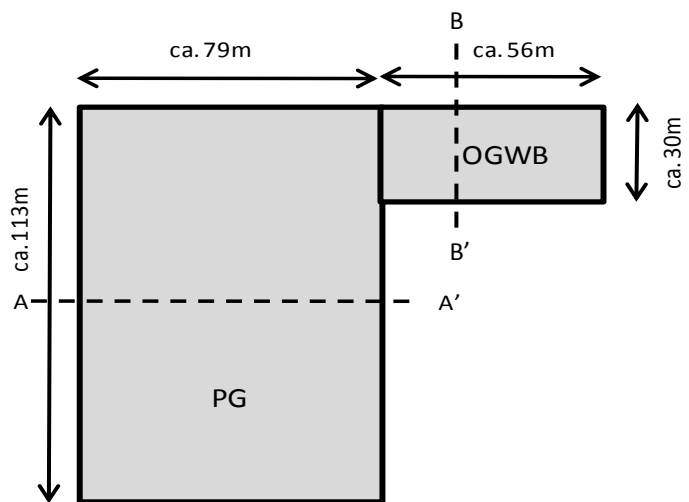
De stijfheid van de eerste zandlaag kan geschat worden op basis van de conusweerstand in combinatie met de informatie uit de grondboring. De grondboring heeft uitgewezen dat de zandlaag bestaat uit zwak siltig en zwak humeus zand. De stijfheid zal daarom beperkt zijn. Het referentieniveau met een spanning van  $100 \text{ kN/m}^2$  ligt op ongeveer een diepte van N.A.P. -18,6 m. Deze diepte kan gevonden worden aan de hand van het geschatte verloop van de effectieve spanningen. De conusweerstand is op dit niveau ongeveer  $11,93 \text{ MPa}$ , bepaald met een vereenvoudigde sondering zoals weergegeven in figuur 80. Een representatieve waarde voor de primaire samendrukkingsparameter in het eerste zandpakket kan nu gekozen worden met behulp van tabel 1 in NEN 6740 (zie bijlage H):

$$C'_p \approx 500$$

Met deze gegevens en de vuistregels die ook in hoofdstuk 12 zijn toegepast zijn de benodigde stijfheidsparameters te bepalen. Een compleet overzicht is te vinden in bijlage O. Een belangrijke parameter is de doorlatendheidscoëfficiënt  $k$ . Deze ligt voor klei in de orde van grootte  $10^{-10}$  tot  $10^{-8} \text{ m/s}$  [36] oftewel ongeveer  $10^{-5}$  tot  $10^{-3} \text{ m/dag}$ . De doorlatendheid voor Museumpark wordt hier geschat op  $k = 10^{-4} \text{ m/dag}$ .

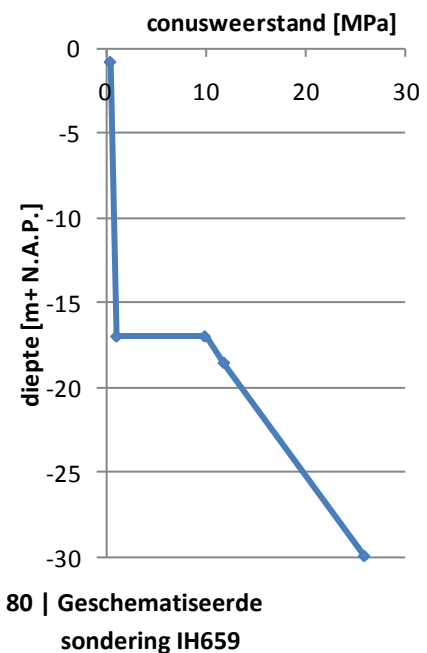
### 16.1.2 Bouwkuipconstructie

Het project bestaat uit twee aaneengesloten bouwkuipen waarbij de bouwkuip voor de PG van zeer grote omvang is. Een schematisatie is weergegeven in figuur 81. De PG is ontgraven tot N.A.P. -12,3 m, op enkele verdiepingen na voor liftschachten en dergelijke. De OGWB wordt onder een lichte helling ontgraven van N.A.P. -11,8 m tot -13,7 m. De onderwaterbetonvloeren zijn aangebracht op een grindlaag van ongeveer 0,3 m. De onderwaterbetonvloeren zelf hebben een gemiddelde dikte van 1 m en zijn verbonden met vibro-combinatiepalen. In de PG staan deze in een  $2,65 \text{ m} \times 2,88 \text{ m}$  grid en in de OGWB in een  $2,65 \text{ m} \times 2,65 \text{ m}$  grid. De palen zijn middels een casing met een diameter van 508 mm grondverdringend aangebracht. Op een paar locale uitzonderingen na, zijn alle 19 m lange palen tot een diepte van circa N.A.P. -29 m geïnstalleerd. Tot slot is een tijdelijke constructie in de bouwkuip vervaardigd voor het stabiliseren van de bouwkuipwanden. In de tijdelijke constructie zijn tevens enkele bruggen geïntegreerd waarop ondermeer graafmachines hebben kunnen opereren.

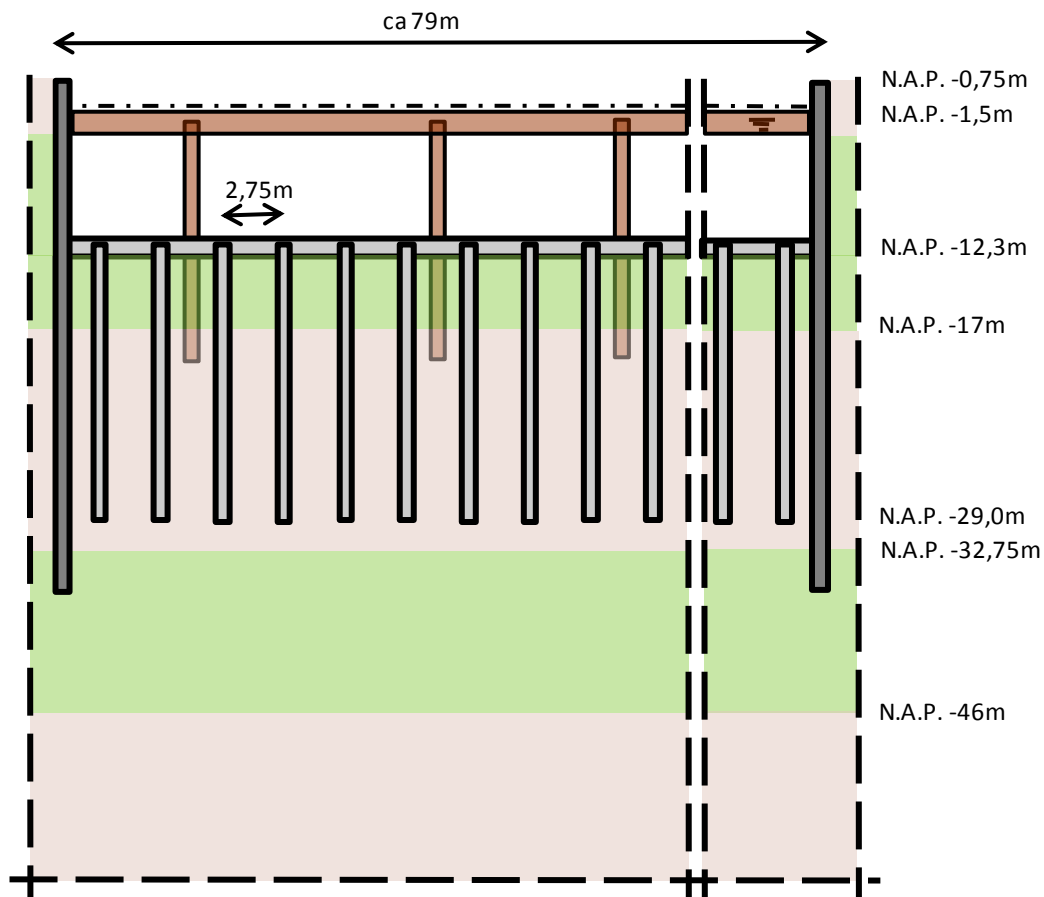


81 | Schematisatie bouwkuipen van PG en OGWB

Voor de navolgende analyse zullen de dwarsdoorsnede A-A' en B-B' in figuur 81 worden beschouwd. Een gemiddelde hart op hart afstand van 2,75 m wordt daarbij aangenomen, palen die reiken tot N.A.P. -29 m en een ontgravingsdiepte van N.A.P. -12,3 m. Figuur 82 weergeeft de beschouwde situatie.



80 | Geschematiseerde sondering IH659



82 | Vereenvoudigde weergave van te beschouwen doorsnede

### 16.1.3 Bouwfasering

Voor de PG en de OGWB is de bouwfasering in hoofdlijnen gelijk. Verschillen zijn er voornamelijk in het moment waarop bepaalde bouwactiviteiten zijn uitgevoerd en de duur daarvan. Voor de analyse ten aanzien van zwel is de volgende bouwfasering van belang:

1. Paalinstallatie
2. Ontgraven tot N.A.P. -3 m
3. Rustperiode (ca. 1 à 1,5 jaar)
4. Nat ontgraven tot ca. N.A.P. -12,3 m
5. Periode van bouwactiviteiten zonder noemenswaardige invloed
6. Aanbrengen grindlaag
7. Stort onderwaterbetonvloer
8. Droogpompen bouwkuip en verlagen stijghoogte eerste zandlaag

Op basis van uitvoeringsrapportages zijn de tijdsduren van het ontgraven bepaald en de rust perioden tot aan de storts van het onderwaterbetonvloeren, centraal in de twee bouwkuipen. Tabel 15 geeft de tijdsduren die in beschouwing genomen zullen worden. Aangenomen wordt dat het aanbrengen van de grindlaag en het onderwaterbeton (owb.) op nagenoeg hetzelfde moment geschiedt.

tabel 15 Tijdsduren uitvoering PG en OGWB

|                                                  | Start     | Einde     | Tijdsduur |
|--------------------------------------------------|-----------|-----------|-----------|
| PG: Nat ontgraven van NAP -3 m tot NAP -12,3 m   | 22-4-2008 | 8-8-2008  | 109 dagen |
| PG: Rustige periode                              | 9-8-2008  | 5-1-2009  | 150 dagen |
| PG: Stort onderwaterbeton                        | 6-1-2009  | 15-1-2009 | 10 dagen  |
| OGWB: Nat ontgraven van NAP -3 m tot NAP -12,3 m | 28-1-2008 | 15-3-2008 | 48 dagen  |
| OGWB: Rustige periode                            | 16-3-2008 | 23-3-2008 | 8 dagen   |
| OGWB:: Stort onderwaterbeton                     | 24-4-2008 | 25-4-2008 | 2 dagen   |

## 16.2 Consolidatieperioden tussen ontgraven en stort onderwaterbeton

Zwelbelastingen zijn afhankelijk van de consolidatieprocessen die zich in de ondergrond voordoen ten gevolge van ontlastingen. In 14.6 werd duidelijk dat de directe zwelbelasting op palen in geringe mate toeneemt met het vorderen van het consolidatieproces en tegen het einde weer licht kan afnemen. De zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren is sterk afhankelijk van het consolidatieproces: bij het vorderen van het proces neemt de in potentie te verhinderen zwel af. Het schatten van de consolidatiegraad op het moment dat een onderwaterbetonvloer gestort wordt is dan ook essentieel om een uitspraak te kunnen doen over mogelijke zwelbelastingen.

In de berekeningen wordt aangenomen dat de ontspanning door ontgraven instantaan optreedt op het moment dat men in werkelijkheid halverwege het natte ontgravingproces is. Op basis van de gegevens in tabel 15 worden zodoende de volgende consolidatieperioden tussen ontgraven en de storts van de onderwaterbetonvloeren in beschouwing genomen:

PG:  $109/2 + 150 = 205$  dagen

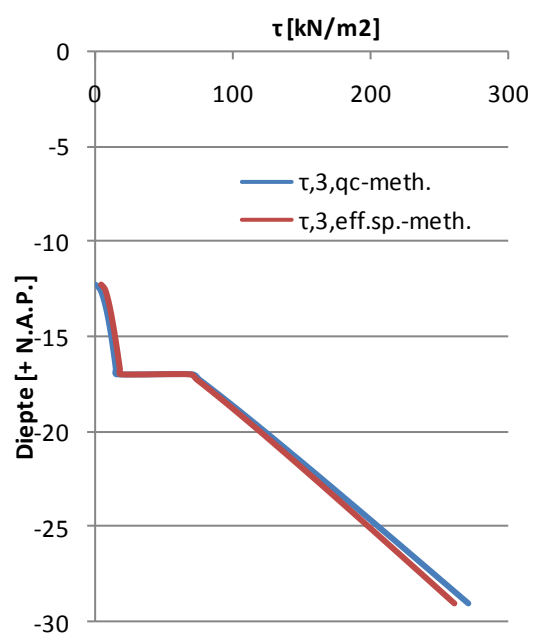
OGWB:  $48/2 + 8 = 32$  dagen

Het consolidatieproces kan zowel analytisch als met Plaxis worden bestudeerd en berekend. Het consolidatieproces van de ondiepe kleilaag is echter onder invloed van de aanwezige palen zoals in paragraaf 15.2 is behandeld.

## 16.3 Directe zwelbelasting op palen

De directe zwelbelasting die aangrijpt op voor ontgraven geïnstalleerde palen was het onderwerp van hoofdstuk 14. Hier zal een schatting gemaakt worden welke invloed de zwel heeft op de vibro-combinatiepalen in de PG en de OGWB. Dit zal geschieden op basis van een Plaxis 2D berekening. Uitgangspunt voor de directe zwelbelasting is dat alleen de grond ter hoogte van de palen invloed uitoefent. Dieper gelegen lagen kunnen wel degelijk zwellen maar de invloed op het grondpakket waarin de palen zich bevinden is dat deze zal transleren waarbij geen interactie met de palen wordt gecreëerd.

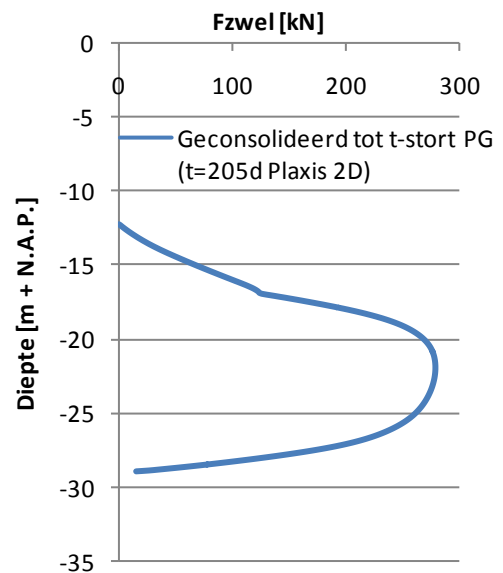
De horizontale gronddrukcoëfficiënten van  $K_{\text{klei}} = 0,75$  en  $K_{\text{zand}} = 2$  worden in rekening gebracht. Hierbij komen de maximale schuifspanningenspanningen



83 | Maximale schuifspanning o.b.v. qc en effectieve spanningen

volgens  $q_c$ -methode en de effectieve spanningsmethode goed overeen, zie figuur 83.

In de Plaxis berekening kan de kracht over de lengte van de paal bepaald worden door de schuifspanningen over de lengte te integreren en te vermenigvuldigen met de paalomtrek. In figuur 84 is de zwelkracht in de paal te zien na 205 dagen consolidatie, het moment waarop de onderwaterbetonvloer in de PG wordt gestort. Deze zwelkracht verschilt nauwelijks van andere momenten. Voor de palen van de PG en de OGWB zou men derhalve ondanks het verschil in consolidatieperioden met dezelfde zwelkracht in de paal rekening moeten houden. Deze is ongeveer 280 kN groot.



84 | Directe zwelkracht op paal

## 16.4 Zwelbelasting op onderwaterbetonvloer met palen

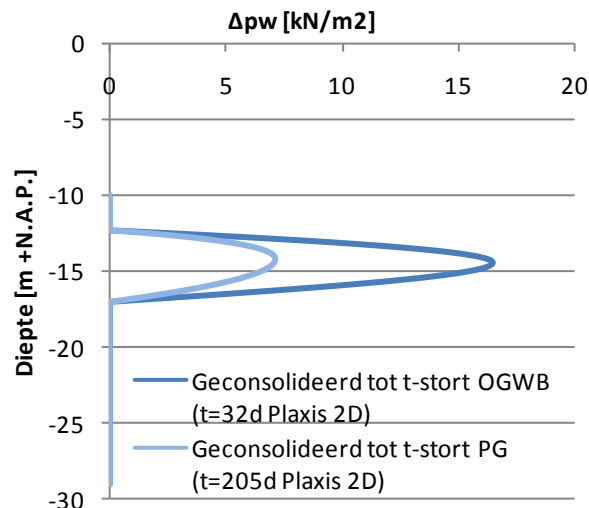
### 16.4.1 Ontwikkeling zwel en zwelbelasting uit de representatieve kleilaag

Het effectieve gewicht dat per vierkante meter wordt ontgraven is gelijk aan de initiële effectieve spanning op het ontgravingsniveau van N.A.P.-12,3 m. Dit is tevens de theoretisch maximale zwelbelasting op de onderwaterbetonvloeren volgens NEN 6740. In een eerste fase is echter al tot N.A.P. -3m ontgraven waarna de ontgraving een lange periode van 1 à 1,5 jaar stil heeft gelegen. Het consolidatieproces ten gevolge van de eerste ontgravingslag mag voltooid worden verondersteld bij aanvang van de tweede en laatste slag. Ten aanzien van de maximale zwelbelasting is derhalve alleen het ontgraven gewicht van de tweede slag van belang. Uit het verloop van de berekende spanningen wordt gevonden:

$$\sigma'_{\text{zwel,owb,max}} = \sigma'_{\text{ontgr,deel 2}} = 59,67 - 23,55 = 36,12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Deze bovengrens zal zich in de praktijk niet voordoen. Ten eerste doet is er een consolidatiefase voor aanvang van het storten van de onderwaterbetonvloer. Ten tweede zal het gewicht dat weer aangebracht wordt in de vorm van de grindlaag en de onderwaterbetonvloer in mindering op de maximale zwelbelasting gebracht mogen worden (paragraaf 15.1). Tot slot beïnvloeden de aanwezige palen het consolidatieproces en daarmee de potentiële zwelbelasting.

Om de interactie tussen paal en grond in rekening te brengen is een axiaal symmetrisch model in Plaxis 2D gebruikt voor het schatten van de zwelbelasting. In bijlage O wordt het model en de analyse behandeld. Twee consolidatieberekeningen zijn gemaakt waaruit de wateronderspanningen na 32 en 205 dagen worden gevonden, zie figuur 85.



### 85 | Wateronderspanningen voor aanvang storts

De bijbehorende consolidatiegraad op de twee momenten kan worden gevonden door middel van integratie:

$$U = \frac{1}{h} \int_0^h \frac{p_0 - p}{p_0} dy$$

Met een wateronderspanning van  $p_0 = 36,12 \text{ kN/m}^2$  direct na ontgraven, gelijk aan het ontgraven effectieve gewicht, en  $h = 4,7 / 2 = 2,35 \text{ m}$  (dubbelzijdige consolidatie) wordt gevonden:

$$U \quad t_{\text{stort}} = 32d = 0,69$$

$$U \quad t_{\text{stort}} = 205d = 0,85$$

Met deze consolidatiegraden en de bekende gewichten van de grindlaag en het onderwaterbeton is de potentiële zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer te berekenen:

$$\sigma'_{\text{zwel,owb,pot}} = \sigma'_{\text{zwel,owb,max}} \cdot 1 - U(t_{\text{stort}}) - \sigma'_{\text{owb}} - \sigma'_{\text{grind}}$$

Invullen geeft:

$$\sigma'_{\text{zwel,owb,pot}} = \sigma'_{\text{zwel,owb,max}} \cdot 1 - U(t_{\text{stort}}) - \sigma'_{\text{owb}} - \sigma'_{\text{grind}}$$

$$\sigma'_{\text{zwel,owb,pot}} = 36,12 \cdot (1 - U(t_{\text{stort}})) - (24 - 10) \cdot 1 - (18 - 10) \cdot 0,3$$

$$\sigma'_{\text{zwel,owb,pot}} = 36,12 \cdot (1 - U(t_{\text{stort}})) - 14 - 2,4$$

En voor de twee verschillende onderwaterbetonvloeren volgt:

$$\sigma'_{\text{zwel,owb,pot}} = 36,12 \cdot 1 - 0,69 - 14 - 2,4 < 0 \quad \text{voor de OGWB}$$

$$\sigma'_{\text{zwel,owb,pot}} = 36,12 \cdot 1 - 0,85 - 14 - 2,4 < 0 \quad \text{voor de PG}$$

Uit deze berekeningen is de conclusie te trekken dat van een zwelbelasting op een van de twee onderwaterbetonvloeren, uit de kleilaag direct onder de onderwaterbetonvloer, naar alle waarschijnlijkheid geen sprake is geweest. Dit is ook eenvoudig op te maken uit figuur 85, door te bedenken dat de effectieve gewichten van het grind en het onderwaterbeton de wateronderspanningen direct te niet doet.

Ter controle is bovenstaande ook analytisch nagerekend waarbij de interactie tussen paal en grond wordt verwaarloosd. De snelheid waarmee eendimensionale consolidatieprocessen zich voltrekken wordt weergegeven door de consolidatiecoëfficiënt  $c_v$  en voor het verloop van de vervormingen kan de consolidatiegraad  $U$  worden gebruikt. De consolidatiecoëfficiënt is voor eendimensionale belastingsgevallen gedefinieerd als:

$$c_v = \frac{k}{\gamma_w \cdot m_v} = \frac{k \cdot E_{oed}}{\gamma_w}$$

Voor de consolidatiecoëfficiënt bij ontlasten dient te worden uitgegaan van de grotere stijfheid bij ontlasten, te midden van de representatieve kleilaag:

$$E_{oed,ur,klei,mid} = 7 \cdot E_{oed,klei,mid} = 7 \cdot 520,9 = 3646,3 \text{ kN / m}$$

Door de grotere stijfheid verloopt het consolidatieproces bij ontlasten sneller dan bij primaire belasten. De consolidatiecoëfficiënt is zodoende:

$$c_{v,ontlast,klei,mid} = \frac{k \cdot E_{oed,ur,klei,mid}}{\gamma_w} = \frac{10^{-4} \cdot 3646,3}{10} = 3,6 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{dag}$$

De tijdsduur tot het praktische einde van het consolidatieproces na ontlasten is voor de representatieve kleilaag met een dikte van 4,7 m:

$$t_{99\%} = \frac{2(0,5 \cdot h)^2}{c_{v,ontlast,klei,mid}} = \frac{2(0,5 \cdot 4,7)^2}{3,6 \cdot 10^{-2}} = 307 \text{ dagen}$$

De consolidatiegraden bij aanvang van de stort van het onderwaterbeton voor de OGWB en de PG kunnen met de consolidatiecoëfficiënt benaderd worden volgens de formule gegeven in paragraaf 8.2.4:

$$U = \sqrt[6]{\frac{T^3}{T^3 + 0,5}} \quad \text{met de tijdsfactor:} \quad T = \frac{c_{v,ontlast,klei,mid} \cdot t}{(0,5 \cdot h)^2}$$

Invullen geeft:

$$U_{klei,rep.}(t = 32d.) = 0,511$$

$$U_{klei,rep.}(t = 205d.) = 0,969$$

Ook bij deze vereenvoudigde benadering volgt de conclusie dat er geen sprake zal zijn geweest van een zwelbelasting op een van de onderwaterbetonvloeren:

$$\sigma'_{zwel,owb,pot} = \sigma'_{zwel,owb,max} \cdot (1 - U(t_{stort})) - \sigma'_{owb} - \sigma'_{grind}$$

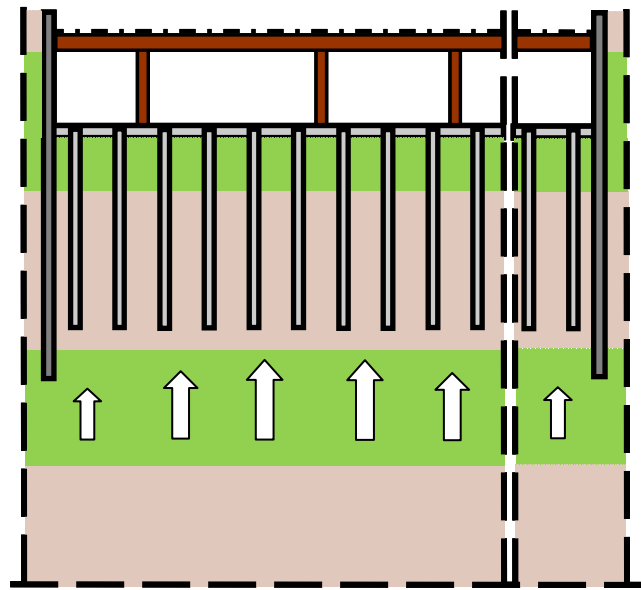
$$\sigma'_{zwel,owb,pot} = 36,12 \cdot (1 - 0,511) - 14 - 2,4 \approx 0 \quad \text{voor de OGWB}$$

$$\sigma'_{zwel,owb,pot} = 36,12 \cdot (1 - 0,969) - 14 - 2,4 < 0 \quad \text{voor de PG}$$



### 16.4.2 Ontwikkeling zwel en zwelbelasting uit de laag van Kedichem

Voor de directe zwelbelasting op palen kan het gedrag van dieper gelegen kleilagen buiten beschouwing gelaten worden. Voor de zwelbelasting op een onderwaterbetonvloer geldt dit niet. Zoals in figuur 86 is geschetst zal de diepe laag van Kedichem door een ontlasting een zwel vertonen, vergelijkbaar met de in Deel I behandelde zwel van dezelfde laag ter plaatse van de startschacht Sopiaspoortunnel. Deze zwel zal voor een klein deel worden verhinderd door de onderwaterbetonvloer wanneer de bouwkuipbegrenzing een kleinere opwaartse beweging maakt dan grond centraal in de kuip en het tussenliggende pakket van palen en grond geen invloed uitoefent. Bij deze diep gelegen lagen spelen mechanismen als belastingspreiding en wandwrijving een rol.



86 | Zwel in laag van Kedichem

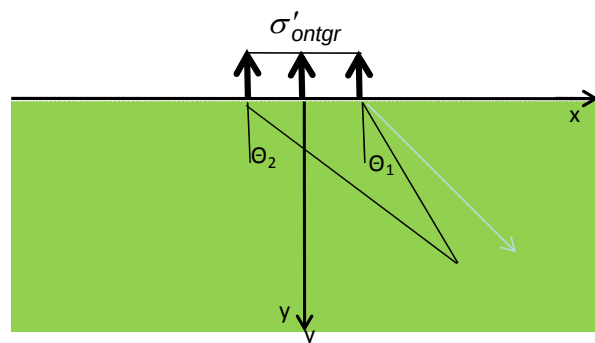
Van de laag van Kedichem zijn ter plaatse van het Museumpark geen details voorhanden zodat hier verondersteld wordt dat de laag over dezelfde eigenschappen beschikt als ter plaatse van de startschacht Sopiaspoortunnel, zie Deel I.

Bij een eendimensionale benadering kan de potentiële zwelbelasting bepaald worden op dezelfde wijze als in de vorige paragraaf is gedaan. Hiervoor wordt wederom de eendimensionale ontlast/herbelaststijfheid midden in de laag in rekening gebracht. De laag is 13,25 m dik. Als gevolg van de hoge stijfheid is de consolidatie bij aanvang van de stort van het onderwaterbeton al ver gevorderd. De consolidatiegraden worden gevonden, ter grootte van:

$$U(t_{stort}) = 0,731 \quad \text{voor de OGWB}$$

$$U(t_{stort}) = 0,997 \quad \text{voor de PG}$$

De resterende zwel zou verhinderd worden door onderwaterbetonvloer wanneer deze plaatsvast is. De kuip zal echter in zijn geheel omhoog bewegen door de ontlasting van de ondergrond. Door deze opwaartse beweging wordt de zwelbelasting op de vloer beperkt. De zwelbelasting die tot uiting kan komen op de onderwaterbetonvloer is het verschil in opwaartse belasting op de bouwkuipbegrenzing en de opwaartse belasting centraal in de bouwkuip, zoals geschetst in figuur 86. Het verschil in opwaartse belasting ten gevolge van belastingspreiding kan voor een stripontlasting berekend worden naar Flamant [36]. Verondersteld wordt dat de ontlasting spreidt vanaf paalpuntniveau. De ontlasting in de laag van Kedichem ten gevolge van de totale ontlasting van  $36,12 \text{ kN/m}^2$  ( $= \sigma'_{ontgr}$ ) wordt op basis van figuur 87 gevonden met:



87 | Belastingspreiding naar Flamant

$$\frac{\sigma'_{ontl.yy}}{\sigma'_{ontgr}} = \frac{1}{\pi} [(\theta_1 - \theta_2) + \sin(\theta_1) \cos(\theta_1) - \sin(\theta_2) \cos(\theta_2)]$$

Tabel 16 geeft de resultaten voor de PG en de OGWB, centraal in de bouwkuipen, ter plaatse van de wanden en het verschil tussen beide.

**tabel 16 Belastingspreiding in laag van Kedichem**

|             | $\sigma'_{ontl,yy,centraal}/\sigma'_{ontg}$<br>r.<br>[-] | $\sigma'_{ontl,yy,rand}/\sigma'_{ontgr.}$<br>[-] | $f_{spreiding} = \sigma'_{ontl,yy,centraal}/\sigma'_{ontgr.} - \sigma'_{ontl,yy,rand}/\sigma'_{ontgr.}$<br>[-] |
|-------------|----------------------------------------------------------|--------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <b>PG</b>   | 0,993                                                    | 0,500                                            | 0,493                                                                                                          |
| <b>OGWB</b> | 0,913                                                    | 0,492                                            | 0,420                                                                                                          |

In tabel 16 wordt verschil in opwaartse belasting weergegeven middels de factor  $f_{spreiding}$ . In combinatie met de resterende zwel is de potentiële zwelbelasting te bepalen voor de fase waarin de bouwkuip leeg is gepompt.

$$\sigma'_{zwel,owb,pot} = \sigma'_{zwel,owb,max} \cdot 1 - U(t_{stort}) \cdot f_{spreiding} = 4,1 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{voor de OGWB}$$

$$\sigma'_{zwel,owb,pot} = \sigma'_{zwel,owb,max} \cdot 1 - U(t_{stort}) \cdot f_{spreiding} \approx 0 \text{ kN} / \text{m}^2 \quad \text{voor de PG}$$

Ook deze potentiële zwelbelasting uit de diepe laag van Kedichem zal ruimschoots door het gewicht van het onderwaterbeton en het grind worden gecompenseerd zodat op de vloeren geen zwelbelasting tot uiting komt.

## 16.5 Resultaten en vergelijking met conclusies project

Uit de berekeningen volgt dat de vibro-combinatiepalen van de Museumparkgarage en ondergrondse waterbergingen, die voor ontgraven al zijn geïnstalleerd, worden belast door de interactie met grond als gevolg van ontgraven. Een Plaxis 2D berekening toont aan dat de directe zwelbelasting ongeveer 280 kN van het draagvermogen per paal opeist. Van een zwelbelasting op de onderwaterbetonvloeren vanuit het ondiepe kleipakket en de laag van Kedichem zal geen sprake zijn geweest. De belangrijkste redenen voor de afwezigheid dan wel beperkte zwelbelasting op de vloeren zijn:

- De ontlasting bij het ontgraven van de cohesieve grondlagen van N.A.P. -3m tot N.A.P. -12,3m is beperkt tot ongeveer 36 kN/m<sup>2</sup>.
- De relatief hoge ontlaststijfheden van zowel het ondiepe kleipakket als de laag van Kedichem resulteren in een aanzienlijk consolidatiegraad voordat de vloeren worden gestort.
- De herbelasting van de ondergrond door het storten van grind maakt de ontlasting voor een deel ongedaan en compenseren de resterende spanning in de ondergrond.

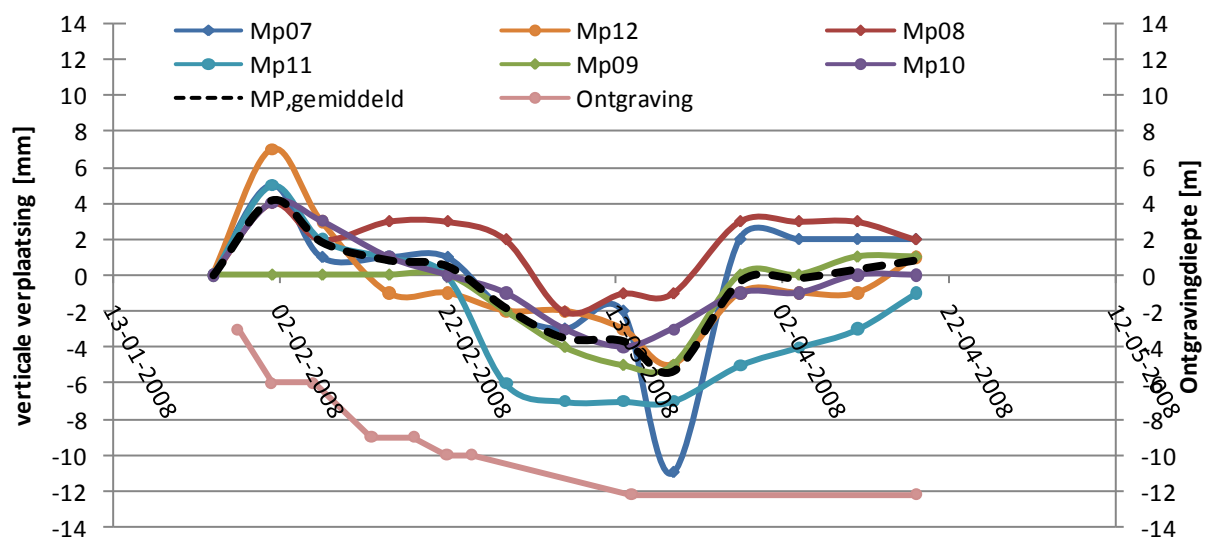
Deze resultaten kunnen worden vergeleken met de conclusies die zijn getrokken door het projectteam Museumparkgarage en ondergrondse waterberging [15]. De manier waarop de belastingen zijn geschat verschilt van de wijze waarop belastingen in dit rapport worden geschat.

De directe zwelbelasting op de palen is door het projectteam geschat door een schuifspanning van 20 kN/m<sup>2</sup> in rekening op het wrijvingsoppervlak ter plaatse van het kleipakket. De directe zwelkracht van 128 kN wordt hiermee verkregen. Dit is een onderschatting van de kracht omdat hierbij slechts het wrijvingsoppervlak van de prefab 320x320 paal in rekening wordt gebracht terwijl men in praktijk ook ter hoogte van het kleipakket grout heeft aangebracht [28] zodat het wrijvingsoppervlak groter is. Ook wordt de opwaartse schuifspanning die door zandlagen wordt gegeneerd niet in rekening gebracht. De directe zwelkracht van 280 kN is dan ook aannemelijker.

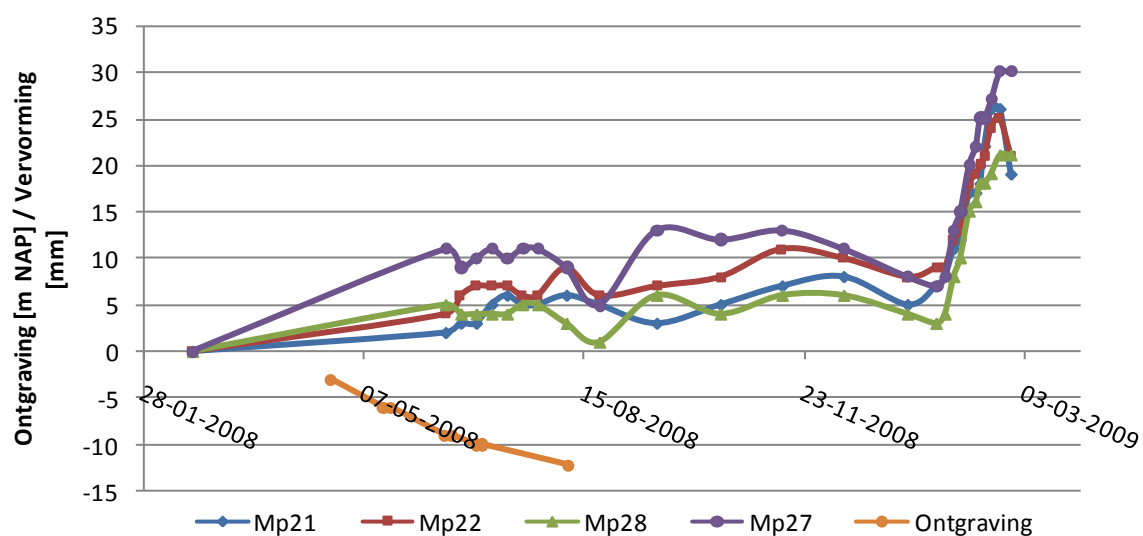
Bij de benadering van de zwelbelasting op de onderwaterbetonvloeren uit de ondiepe kleilaag gaat men uit van een zwelparameter die gelijk is aan de primaire samendrukkingsconstante boven grensspanning. De zwelconstante lijkt een onderschatting van de stijfheid te weeg te brengen. Daarnaast brengt men kortere

consolidatieperioden in rekening op basis van de uitvoeringsplanning en is de totale ontlasting groter geschat. Een ontlasting van ongeveer  $75 \text{ kN/m}^2$  wordt aangenomen terwijl deze effectieve spanning pas optreedt op ongeveer een diepte van N.A.P. -15m. Belangrijker nog is dat men hierbij de ontlasting die heeft plaatsgevonden na de eerste slag ontgraven tot N.A.P. -3 m verwaarloosd. De schattingen resulteren dan ook in hogere zwelbelastingen op de vloeren van 1,7 tot  $14,6 \text{ kN/m}^2$  wanneer geen enkele vervorming en/of verplaatsing van de vloer optreedt. Dit is echter een grove aanname zoals hieronder zal blijken.

De verplaatsingen van de buispaalkoppen van de hulpconstructies zijn gedurende de uitvoering gemeten (Mp's). De palen zijn ingestort in de onderwaterbetonvloer zodat de verplaatsingen een goede indicatie geven van de verplaatsing die de vloer ondergaat bij het leegpompen van de bouwkuip. Figuren 88 en 89 geven de verplaatsingen van de vloer van de OGWB en de PG weer. Duidelijk waarneembaar zijn de opwaartse verplaatsingen bij het leegpompen van de kuip: ongeveer 5mm in de OGWB en maar liefst 15mm in de PG. Deze metingen zetten de schattingen kracht bij dat van een zwelbelasting op de onderwaterbetonvloeren geen sprake geweest zal zijn na het leegpompen van de bouwkuipen.



88 | Gemeten verplaatsing van buispaalkoppen in bouwkuip OGWB



89 | Gemeten verplaatsing van buispaalkoppen in bouwkuip PG

## 17 Conclusies Deel II

### Directe zwelbelasting op paal bij een ondiepe kleilaag

De directe zwelkracht op een paal is met name belangrijk ten aanzien van de draagkracht van de paal zelf. De zwelkracht mobiliseert een deel van deze draagkracht zodat dit deel niet meer aangewend kan worden voor andere belastingen zoals de opwaartse waterdruk op de onderwaterbetonvloer.

De directe zwelbelasting op een paal wordt ingeleid door de interactie tussen paal en grond. Deze interactie is het gevolg van de verschillende reacties van paal en grond op een ontlasting.

De directe zwelbelasting wordt bij voor ontgraven geïnstalleerde palen opgewekt door kleipakketten én zandpakketten.

De grootte van de directe zwelbelasting op een paal is in grote mate afhankelijk van de maximale schuifspanning die de grond op een paal kan uitoefenen.

De schuifspanningen op de paalschacht kunnen zowel op basis van de conusweerstand als effectieve spanningen worden geschat. Het opspanningseffect bij beide methoden wordt verschillend in rekening gebracht waardoor aanzienlijke verschillen kunnen ontstaan. Of de factoren  $\alpha_t$  en  $K$  juist worden ingeschat is altijd discutabel.

Voor ontgraven aangebrachte palen worden aanzienlijk belast door de uitzetting van zand na ontgraven. Dit is bij na ontgraven geïnstalleerde palen niet aan de orde.

NEN 6743 geeft in artikel 8 een bovengrens op de directe zwelbelasting. Deze zal in de praktijk doorgaans te reduceren zijn op basis van een beschouwing van relatieve stijfheden (paragraaf 14.3) en maximale schuifspanningen (paragraaf 14.4).

Een analytische benadering van de directe zwelkracht is mogelijk volgens de methode beschreven in paragraaf 14.4, maar de te verwachten paalverplaatsing is van grote invloed op de maximale zwelbelasting. Een verkeerde inschatting geeft onrealistische resultaten. Het gebruik van eindige elementen programma zoals Plaxis 2D of Plaxis 3D Foundation kan hierbij uitkomst bieden. Voorkeur zou uit moeten gaan naar het Plaxis 2D programma daar de berekeningstijd hierbij beperkt blijft.

De directe zwelbelasting is afhankelijk van de tijd, tussen ontgraven en het aanbrengen van de onderwaterbetonvloer, maar de invloed is beperkt. De krachten blijken op basis van Plaxis 3D Foundation berekeningen bij verschillende consolidatiegraden slechts geringe verschillen te vertonen. Een schatting waarbij de het consolidatieproces buiten beschouwing wordt gelaten zal dan ook doorgaans afdoende zijn.

### Zwelbelasting op onderwaterbetonvloer met palen uit een ondiepe kleilaag

Zwel belast palen en/of palen verhinderen de ontwikkeling van zwel. De initiële spanningen worden na ontgraven gedeeltelijk in de grond behouden zodat minder grondwater hoeft toe te stromen. In vergelijking tot een bouwkuip zonder palen zal bij aanwezigheid van palen het consolidatieproces eerder een nagenoeg constant niveau bereiken. De potentiële zwelbelasting neemt derhalve sneller af.

Het gewicht van de onderwaterbetonvloer waarmee de ondergrond wordt herbelast, kan een zwelbelasting gedeeltelijk of volledige compenseren en levert daarmee een belangrijke bijdrage.

### **Casestudie Museumparkgarage en ondergrondse waterberging**

De palen zullen een directe zwelbelasting te voorduren hebben gehad van ongeveer 280 kN wat groter is dan de waarde die het projectteam heeft toegekend.

De onderwaterbetonvloer van zowel de parkeergarage als de ondergronds waterberging is naar verwachting niet aan een zwelbelasting uit het ondiepe kleipakket en de laag van Kedichem blootgesteld. Dit is met name het gevolg van:

- De ondergronden zijn in een eerste fase al ontlast door een gedeeltelijke ontgraving met een lange rustperiode daaropvolgend.
- Het ontgraven effectieve gewicht van de Holocene lagen is beperkt.
- De herbelasting door het storten van grind en onderwaterbeton is een aanzienlijk deel van het ontgraven gewicht heeft zodoende een grote compenserende werking.



## 18 Conclusies en aanbevelingen

In dit rapport is nader ingegaan op de belastingen ten gevolge van zwel op onderwaterbetonvloeren en trekpalen met als doel het inzicht in deze problematiek te vergroten. Hieronder volgen de conclusies die op basis van Deel I en Deel II kunnen worden getrokken met betrekking tot de subdoelen van dit afstudeeronderzoek:

- Antwoord vinden op de vraag of paalgroepen direct zwel opnemen en zo ja, hoeveel in welke fase en wat de invloed hiervan is op de gehele constructie.
- Nagaan wat de invloed van de bouwfasering is op de zwelbelasting.

Naast de conclusies worden er aanbevelingen gegeven voor omgang met zwel in de beroepspraktijk en tot nader onderzoek voor het verder vergroten van de kennis op dit gebied.

### 18.1 Conclusies

Bij het toepassen van een onderwaterbetonvloer zal door de verstreken tijd voor aanvang van de stort, de vervorming en verplaatsing van de bouwkuipconstructie, wandwrijving tussen grond en bouwkuipwand, en belasting spreiding de zwelbelasting op een onderwaterbetonvloer worden beperkt.

Wanneer een opwaartse waterdruk moet worden opgenomen, doordat de bouwkuip wordt leeggepompt, zal de opwaartse beweging van de bouwkuipconstructie de zwelbelasting in veel gevallen teniet doen. Een sommatie van de maximale zwelbelasting op de palen en de belasting door waterdruk is dan niet nodig. De waterdruk is dan maatgevend.

In Nederland zullen bij veel ondiepe bouwkuipen cohesieve en daarmee relatief lichte grondlagen ontgraven worden. In combinatie met de uitvoeringsduur en het herbelasten van de grond door onderwaterbeton zal de zwelbelasting in de meeste gevallen verwaarloosbaar zijn.

Ook bij diepe ontgravingen blijkt bij de startschacht Sophiaspoortunnel de zwelbelasting verwaarloosbaar. De ontgravingsduur is hierbij relatief lang en de ontlastingsstijfheid groot. Zodoende kan de zwelontwikkeling het ontgravingsproces goed volgen.

De directe zwelbelasting op een voor ontgraven geïnstalleerde paal is vrij constant tijdens een consolidatieproces. Met deze belasting zou rekening gehouden moeten worden door het bij de schuifweerstand van de ondergrond in mindering te brengen. Uiteraard kan de paal extra op de kop worden belast door een zwelbelasting op de onderwaterbetonvloer die wordt afgedragen op de paalkop.

De directe zwelbelasting op de paal betekent een verhinderen van zwel en ontspanning van de omliggende grond. De potentiële zwelbelasting op een later te storten onderwaterbetonvloer is hierdoor lager dan bij afwezigheid van de paal.

### 18.2 Aanbevelingen

#### Aanbevelingen voor de omgang met zwel bij de realisatie van bouwkuipen

De inschatting is dat in Nederlandse bouwkuipen op onderwaterbetonvloeren zelden tot nooit een zwelbelasting van betekenis zich zal manifesteren door de hoge ontlaststijfheden, een doorlatendheid van de grond en een mogelijk instantane reactie. Voor ieder ontwerp blijft het echter wel zaak dit aan te tonen.

Het beproeven van grondstukken voor het vaststellen van de doorlatendheid vergt bijzondere aandacht en zou niet bij de terreinspanning moeten geschieden maar bij lagere effectieve spanningen door ontspanningsstappen in acht te nemen.

De horizontale doorlatendheid van cohesieve gronden is doorgaans hoger dan de verticale. Het is verstandig dit in rekening te brengen wanneer de bouwkuipbegrenzing niet reikt tot in de onderkant van een cohesief pakket of wanneer de bouwkuipen relatief doorlatend zijn ten opzichte van de grond.

De grootste zwelbelasting doet zich voor wanneer de onderwaterbetonvloer direct aanwezig zou zijn. Dit is min of meer het geval wanneer in plaats van een onderwaterbetonvloer voor een groutboog wordt gekozen voor de stempelfunctie zoals in Den Haag bij de tramtunnel is getracht te realiseren. De verhinderde zwel zal dan tot aanzienlijke belastingen kunnen zorgen waar rekening mee gehouden dient te worden.

Wanneer slechts een zwelbelasting van enkele  $\text{kN/m}^2$  wordt voorspeld na ontgraven zal deze na het leegpompen van de bouwkuip verwaarloosd kunnen worden. Verplaatsing en vervorming van de bouwkuip zal de grond de mogelijkheid geven te zwellen waardoor de belasting teniet wordt gedaan.

Het effectieve gewicht van onderwaterbetonvloeren zal een zwelbelasting gedeeltelijke of geheel kunnen compenseren. Voor een opheffing van de laatste zwel en geringe verplaatsing zouden onderwaterbetonvloeren op het moment gestort moeten worden dat de gemiddelde wateronderspanningen gelijk zijn aan de wateroverspanningen die het gewicht van de vloer teweeg brengen.

Bij het dimensioneren van een onderwaterbeton reduceert men in de praktijk dikwijls de opwaartse waterdruk met het effectieve gewicht van de vloer. Aandacht is vereist bij het in rekening brengen van een zwelbelasting want de reductie op de waterdruk is incorrect wanneer men de reductie al logischerwijs heeft toegepast op de zwelbelasting.

De directe zwelbelasting op palen zou de potentiële zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren kunnen reduceren al is dit een gevaarlijke aanname. Er is geen garantie dat de schuifspanningen op de paalschacht gehandhaafd blijven en de spanningen in de ondergrond niet in een latere fase op de onderwaterbetonvloer zullen aangrijpen.

De directe zwelbelasting op de palen zou tot een minimum kunnen worden beperkt door de palen na ontgraven te installeren en/of de hechting van de paal ter hoogte van zwellende pakketten te minimaliseren. Bij de in dit onderzoek behandelde vibro-combinatiepaal zou dit kunnen worden bewerkstelligd door rond het bovenste deel van de paal, dat zich in de cohesieve grondlagen bevindt, geen grout te injecteren. Andere typen palen of verankeringen zouden ook ter verbetering kunnen worden gebruikt. Bij verankering in diepere zandlagen zullen de bovengelegen zwellende kleipakketten weinig weerstand ondervinden van dunne ankerstangen zodat deze relatief ongehinderd kunnen zwellen.

### **Aanbevelingen tot nader onderzoek**

Een adequate schatting voor de doorlatendheid blijkt moeilijk te zijn: een eenvoudige en adequate methode is gewenst.

Het vermoeden bestaat dat voor het snelle aanpassingsvermogen, zoals dat van de laag van Kedichem, aanvullende theoretische verklaringen zouden moeten zijn dan enkel een consolidatieproces dat de ontgraving kan volgen. Een spanningspad analyse, waarbij stijfheden in verschillende richtingen worden beschouwd, zou tot interessante inzichten kunnen leiden [ 28 ].



### **Aanbevelingen voor verbeterde modellering**

In consolidatieberekeningen wordt over het algemeen met een constante stijfheid, een constante doorlatendheid en derhalve een constante consolidatiecoëfficiënt gerekend. De verwachting is dat deze factoren niet constant zijn: doorlatendheid zal toenemen tijdens het zwelproces en een stijfheid zal afnemen. Ook al middelen deze twee effecten elkaar enigszins uit, correcter zou zijn deze effecten mee te nemen.

De Plaxis pakketten bieden de mogelijkheid de doorlatendheid te laten aanpassen aan het berekende poriëngetal: *change of permeability*. Het gebruik van deze optie zou betere resultaten kunnen opleveren voor de ontwikkeling van zwel. Naar mate de zwel vordert zou de doorlatendheid moeten toenemen en daarmee de snelheid van het proces.



## Bronvermelding

- [ 1 ] Baars, dr. Ir. S. van, *Het Koppejan Incrementeel Model, Een verbetering van een vertrouwd zettingsmodel*, Geotechniek, januari 2003
- [ 2 ] Bol, V.D., *Installatie-effecten van grondverdringende palen in klei*, afstudeerrapport TU Delft, juni 2001
- [ 3 ] Bouwen met staal, database staalprofielen, [www.bouwenmetstaal.nl](http://www.bouwenmetstaal.nl)
- [ 4 ] COB deelcommissie F210 Zwel, GeoDelft, Praktijkonderzoek Sophiaspoortunnel, *Postdicties – nadere analyse grondonderzoek*, CO-392260.0035, april 2001
- [ 5 ] COB deelcommissie F210 Zwel, A. Lengkeek, *Plaxis postdictie deformaties startschacht*, Ref. nr. 493.31.00X/AL/ML/R010688, versie A, Veenendaal, april 2001
- [ 6 ] COB deelcommissie F210 Zwel, E.A. Kwast, Praktijkonderzoek Sophiaspoortunnel, *Plaxis berekening na redicties*, Kenmerk GMV-MVD-000061424\004, Versie 3.0, Utrecht, november 2000
- [ 7 ] COB deelcommissie F210 Zwel, *Metten en interpreteren van zwel in een bouwput, startschacht Oost Sophiaspoortunnel*, Eindrapport F210-E-02-083, december 2002
- [ 8 ] COB deelcommissie F210 Zwel, Praktijkonderzoek Sophiaspoortunnel, *Inventarisatie predicties*, Doc. code 5078/U/Rap/017, april 2000
- [ 9 ] COB deelcommissie F210 Zwel, Praktijkonderzoek Sophiaspoortunnel, *Memo parameters napredicties Startschacht*, C0392260.0017, Versie 3, augustus 2000
- [ 10 ] COB deelcommissie F210 Zwel, Praktijkonderzoek Sophiaspoortunnel, *Zwelmelingen, meetrapport*, doc.code 5078/U/RAP/003, mei 2001
- [ 11 ] CUR publicatie 162, *Construeren met grond, Grondconstructies op en in weinig draagkrachtige en sterk samendrukbare ondergrond*, 2<sup>e</sup> druk, Gouda, november 1992
- [ 12 ] CUR rapport 2001-4, *Ontwerpregels voor trekpalen*, 2e druk, september 2003
- [ 13 ] CUR rapport 2003-7, *Bepaling geotechnische parameters*, Gouda, oktober 2003
- [ 14 ] CUR-voorschriften commissie 61 'Dimensionering onderwaterbetonvloer', Aanbeveling 77: Rekenregels voor ongewapende onderwaterbetonvloeren, 2001
- [ 15 ] Dalen van, J.H., Strukton Betonbouw, *Museumpark Rotterdam Parkeergarage en Waterberging, Definitief ontwerp, Berekening zwel*, doc. Code ALMP-BER-1208-B-GT-PG en OGWB, juli 2008
- [ 16 ] GeoDelft, *Horizontale deformatiemeting met behulp van de inclinometer*
- [ 17 ] GeoDelft, *Verticale deformatiemeting met behulp van de extensometer*
- [ 18 ] Haan, dr.ir. E.J. den, *Hoeksteen van een nieuwe aanpak van zettingsberekeningen, het a,b,c-isotachenmodel*, Geotechniek, oktober 2003
- [ 19 ] Handboek Funderingen, Sdu Uitgevers, juli 2007
- [ 20 ] Holtz, R.D., Kovacs, W.D., *An introduction to Geotechnical Engineering*, 1981
- [ 21 ] Keijzers, M.P.M., *Zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren met trekpalen*, afstudeerrapport TU Delft, december 2000
- [ 22 ] Korff, M., *Zwel bij diepe bouwputten met trekpalen*, afstudeerrapport TU Delft, december 1999
- [ 23 ] Lambe, T.W., Whitman, R.V., *Soil mechanics*, SI Version, 1979
- [ 24 ] NEN 5118, Geotechniek, *Bepaling van de een-dimensionale samendrukkingseigenschappen van de grond*, 1<sup>e</sup> druk, december 1991
- [ 25 ] NEN 6740, Geotechniek, TGB 1990, *Basiseisen en belastingen*, september 2006
- [ 26 ] NEN 6743-1, Geotechniek, *Berekeningsmethoden voor funderingen op palen – Drukpalen*, november 2006
- [ 27 ] Parry, R.H.G., *Mohr circles, stress paths and geotechnics*, 2<sup>nd</sup> edition, Londen 2004
- [ 28 ] Persoonlijke gesprekken met J.W. Bosschaart, R.B.J. Brinkgreve, H.J. Lengkeek, E.A. Kwast, M.W.L. van Adrichem, E.J. den Haan etc.

- [ 29 ] Plaxis 3D Foundation, *Material models manual*, version 2
- [ 30 ] Plaxis 3D Foundation, *Reference manual*, version 2
- [ 31 ] Plaxis 3D Foundation, *Scientific manual*, version 2
- [ 32 ] Schiphouwer, ir. R.A., Bosschaart, ir. J.W., Timmermans PMSE, ing. A.L.J., *Bouwputten start- en ontvangtschacht Sophiaspoortunnel*, Geotechniek, januari 2001
- [ 33 ] Schippers, R.O., *Werkplan afstudeeronderzoek, Zwelbelasting op onderwaterbetonvloeren en trekpalen, de invloed van trekpalen*, versie 2, december 2008
- [ 34 ] Sitters, Dr. ir. C.W.M., *Material Models for Soil and Rock*, dictaat CT4360, TU Delft, maart 2006
- [ 35 ] Smits, ir. M.Th.J.H., *Zwel: funderingen in de knel*, Geotechniek, oktober 2000
- [ 36 ] Verruijt, A., *Grondmechanica*, vijfde druk 1999
- [ 37 ] Walraven, Prof.dr.ir. J.C., *Prestressed Concrete*, dictaat CT4160, TU Delft, februari 2006