

Zakkende grond op ankers

S.D. (Siebe) Dijkstra

Technische Universiteit Delft



Foto voorblad: Aanbrengen groutankers door Volker Staal en Funderingen (VSF, 2012)

ZAKKENDE GROND OP ANKERS

door

S.D. (Siebe) Dijkstra

in overeenstemming met de vereisten voor het verkrijgen van de graad van

Master of Science
in Civil Engineering

aan de Technische Universiteit Delft.

Delft, 23 september 2015

Samenstelling afstudeercommissie:

| | |
|----------------------------|-------------------------------|
| Prof. dr. ir. S.N. Jonkman | Technische Universiteit Delft |
| Dr. ir. K.J. Bakker | Technische Universiteit Delft |
| Ir. R. Abspoel | Technische Universiteit Delft |
| Ir. G. Meinhardt | Volker InfraDesign |
| Ing. H. Larsen | Deltares |
| Dr. ir. J.G. de Gijt | Technische Universiteit Delft |
| Ing. C.N. van Schaik | Volker InfraDesign |

VOORWOORD

Het afstudeerrapport dat voor u ligt is het sluitstuk van de Masteropleiding Civil Engineering aan de Technische Universiteit Delft. In samenwerking met de Technische Universiteit Delft, Volker InfraDesign en Deltares heb ik gewerkt aan het inzichtelijk maken van de gevolgen van zakkende grond op ankers.

Bij dezen zou ik graag Volker InfraDesign willen bedanken voor het ter beschikking stellen van een afstudeerplaats in Woerden bij de vakgroep Geotechniek en voor het bieden van de benodigde faciliteiten om het afstudeeronderzoek mee te kunnen uitvoeren. Voor het beschikbaar stellen van de resultaten van het modelonderzoek wil ik Deltares bedanken. Tevens gaat mijn dank uit naar de leden van de afstudeercommissie: Bas Jonkman, Klaas Jan Bakker, Roland Abspoel, Guido Meinhardt, Helle Larsen, Jarit de Gijt en Cor van Schaik voor hun begeleiding, advies en feedback gedurende het afstudeerproces. Tot slot wil ik mijn collega's bij Volker InfraDesign bedanken voor hun hulp en de fijne tijd die ik er heb gehad.

Siebe Dijkstra

Delft, september 2015

SAMENVATTING

Het afstudeerrapport is gericht op het inzichtelijk maken van de gevolgen van zakkende grond op wandverankeringen. De op trek belaste ankerstaven van bijvoorbeeld damwanden kunnen, nadat zij geplaatst zijn, in de loop van de tijd op nadelige wijze door zettingen belast worden in laterale richting. De resulterende vervorming zorgt voor een toename van de spanningen in het ankerelement. De toepasbaarheid van de vigerende ontwerpmethodes uit de CUR 166 om de grondbelasting op het anker en vervorming van de staaf mee vast te stellen is echter beperkt, wanneer gekeken wordt naar veelvoorkomende situaties (schuine ankers in meerdere grondlagen).

Gezien de onduidelijkheden en beperkingen van deze methode zal in dit rapport de ontwerpmethodes uit de CUR 166 geverifieerd en gemodificeerd worden. Voor het beschouwen van de problematiek omtrent zakkende grond op ankers kan in eerste instantie onderscheid gemaakt worden tussen het grondgedrag rondom het anker en de wijze waarop de ankerstaaf vervormt als gevolg van deze grondbelasting.

Om inzicht te krijgen in de gevolgen van zakkende kleigrond op ankers heeft Deltares modelproeven uitgevoerd waarbij de belasting op staven is gemeten. Met behulp van het simuleren van deze proeven in Plaxis 2D is vastgesteld op welke wijze zakkende kleigrond een ankerstaaf belast. Vanwege de beperkte zettingssnelheden bij autonome bodemdaling en kruip is onderscheid gemaakt tussen gedraineerd en ongedraineerd grondgedrag. Dit heeft zijn weerslag op de schuifspanningen op het moment van bezwijken van de grond. Het al dan niet optreden van waterspanningen tijdens het zettingsproces beïnvloedt de waarde van de schuifspanning. Door het bezwijken van grond rondom het anker is sprake van zeer grote rekken. Voor gedraineerd bezwijken is de rek waarbij de schuifspanning wordt vastgesteld bepalend voor de waarde. Het rekening houden met de beschreven aspecten om de schuifsterkte mee te bepalen is een correcte methode om de belasting op het anker mee vast te stellen. De bijbehorende invloedsfactor resulteert hierdoor in een nagenoeg constante waarde van circa 8. Deze waarde vertegenwoordigt een bovengrens aangezien de gemeten belastingen in het modelonderzoek lager zijn dan de waarden uit Plaxis.

Voor het benaderen van het vervormingsgedrag over de vrije ankerlengte, en daarmee het spanning-rekdiagram, van de staaf is een vernieuwde rekenmethode opgesteld. Deze methode maakt gebruik van een aanpasbare reeks vergelijkingen welke op iteratieve wijze de optredende situatie simuleert. In tegenstelling tot de ontwerpmethodes van de CUR 166, waarbij de situatie binnen één van vier standaard gevallen dient te vallen, is deze vernieuwde rekenmethode goed toepasbaar voor een breed scala aan situaties. Waaronder het belasten van schuine ankers waarbij meerdere grondlagen doorkruist worden, hierbij rekening houdend met de niet-lineaire zettingen langs de staaf.

Met de vernieuwde rekenmethode kunnen de optredende spanningen in het anker vastgesteld worden. De huidige methode om de spanningen te toetsen aan de regelgeving is op basis van een elastische berekening. Voor het opnemen van de spanningen is geanalyseerd of het plastische deformeren van het staal tot de mogelijkheden behoort. De grootte van de grondbelasting op het anker is afhankelijk van de zetting van de grond. Vanwege de verplaatsingsgestuurde aard van de situatie waarbij zakkende grond een anker belast is de vervorming bij het vloeien begrensd door de maximale zetting. Ondanks het gebrek aan capaciteit om de ontstane buigspanningen op te nemen zal de staaf bij gebruikelijke zettingen niet oneindig blijven vervormen door deze begrenzing. Dit betekent dat het buigend moment door het vloeien opgenomen kan worden. Zolang er geen harde punten optreden kan redelijkerwijs gesteld worden dat de rotatiecapaciteit van het anker ruim voldoende is om het vloeien van het staal toe te laten. De optredende rekken blijven ver onder de toelaatbare breukrek van ankerstaal. Het combineren van het grondgedrag en de vervorming van de staalconstructie resulteert in de volgende rekenmethode.

Grondgedrag

- Vergelijking voor de belasting door zakkende grond $q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$ uit CUR 166 deel 2 paragraaf 4.9.13 vervangen door $q_z = \tau \cdot D \cdot (1 + f_i)$ met τ (gedraineerd of ongedraineerd) en met $f_i = 8$. Diameter vaststellen op basis van uitvoeringsmethode en ankertype.

Staalconstructie

- Bepalen van de ankerkracht (F) op basis van CUR 166 deel 1 hoofdstuk 3.
- Bepalen van de toename van de ankerkracht (ΔF) met behulp van vernieuwde rekenmethode:
Elastisch berekening: NEN-EN 1993-5.
Plastisch berekening: NEN-EN 1993-1-1 en NEN-EN 1993-5, check rotatiecapaciteit anker ($\epsilon_{\max} < \epsilon_{\text{ul}}$).

In Plaxis 2D en 3D is de toepasbaarheid van een embedded pile als verankerings-element onderzocht ten behoeve van het verifiëren van de vernieuwde rekenmethode. Naast de beschouwde analytische methoden (CUR 166 en vernieuwde rekenmethode) worden in Plaxis de gevolgen van zakkende grond op numerieke wijze benaderd. Het vervormingsgedrag en het bijbehorende krachten spel wordt in een embedded pile bepaald door de interactie tussen de grond en het anker. Momenteel zijn deze embedded piles nog niet geschikt om als verankerings toe te passen aangezien ze nooit bedoeld zijn om lateraal belast te worden. Nog niet alle aspecten welke een rol spelen bij zakkende grond op ankers worden door een embedded element correct beschouwd, de mogelijkheden zijn echter veelbelovend. De resultaten uit de 2D simulaties verschillen van de 3D simulaties.

In Plaxis 2D is door het recentelijk toevoegen van de mogelijkheid tot het multi-lineair begrenzen van de axiale en laterale schuifkracht een stap in de goede richting gezet om het element toepasbaar te maken als verankerings. De resultaten aangaande momenten en dwarskrachten ogen hierdoor betrouwbaar, voor de normaalkrachtenlijn en de vervormingslijn gaat dit niet op. Bij het uitvoeren van Plaxis 3D simulaties lijkt juist normaalkracht en de vervorming op correcte wijze te worden benaderd. De benodigde schematisaties die meespelen bij het vertalen van een 3D probleem naar een 2D simulatie treden hier immers niet op. Echter de afwezigheid van de mogelijkheid tot het begrenzen van de laterale schachtwrijving leidt in Plaxis 3D tot onrealistische momenten en dwarskrachten.

Voor een realistische benadering waarin de theorie bevestigd kan worden is het noodzakelijk om de resultaten met praktijkproeven te fitten, dit is momenteel echter nog niet mogelijk. De drie rekenmethoden (CUR 166, vernieuwde rekenmethode en Plaxis) zijn onderling wel vergeleken door twee veelvoorkomende situaties te berekenen (zie figuur 1.4). Situatie 1: Ankerstaaf doorkruist één grondlaag. Situatie 2: Ankerstaaf doorkruist drie grondlagen.

Table 1: Toename van de axiale ankerkracht ΔF bepaald met behulp van de drie rekenmethoden.

| Parameter | | CUR 166 (geval 2) | Vernieuwde rekenmethode | Plaxis 2D | Plaxis 3D |
|------------------------------------|------------|----------------------|----------------------------|-----------|----------------|
| Toename axiale kracht (situatie 1) | ΔF | 136 kN | 72 kN | 73 kN | 89 kN |
| Toename axiale kracht (situatie 2) | ΔF | 61 kN | 57 kN | 72 kN | - ^a |

^a Deze simulatie leverde geen bruikbare resultaten op.

De door de CUR 166 bepaalde toename van de axiale ankerkracht (ΔF) is conservatief vergeleken met de andere rekenmethoden (zie tabel 1). Dit hangt echter samen met de 'engineering judgement' die nodig is om de CUR 166 (geval 2) toepasbaar te maken voor schuine ankers in meerdere grondlagen. De CUR 166 is hier immers minder geschikt voor. De juistheid van de vernieuwde rekenmethode is geverifieerd door de resultaten te vergelijken met de Plaxis simulaties. De overeenkomsten tussen de resultaten van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis zijn groot. Dit komt doordat de vervormingslijn van beide methoden sterk afhankelijk is van het zettingsprofiel langs de ankerstaaf. De CUR 166 maakt geen gebruik van deze realistischere benadering van de zetting waardoor de resultaten afwijken.

SUMMARY

The graduation thesis focuses on providing insight in the consequences of subsiding ground on soil anchors. With the years, the bars of an anchored sheet pile walls for example, can be unfavourably loaded due to subsiding soil. As a result of these lateral loads, the bar will deform and elongate, causing the stresses to increase. The applicability of the current design method of CUR 166 is limited. Hereby referring to using it for determining the deformation of anchors in common situations, such as inclined anchors crossing multiple layers of soil.

Because of the ambiguities and limitations of this method, the report will verify and modify the design method of CUR 166. While looking at the issues regarding subsiding soil, distinction will be made between the soil behaviour around the anchor and the way in which the anchor bar deforms due to the soil load.

As a way of gaining insight in the consequences of subsiding soil on anchors, Deltares has conducted model tests on small sized bars and measured the resulting loads. By simulating these tests with Plaxis 2D has the way subsiding soil loads the bars been defined. The consolidation velocity of autonomous land subsidence and creep is limited. Therefore, distinction should be made between drained and undrained behaviour as it influences the occurring shear stresses during failure of the soil. The pore pressures are the cause of this. Complete failure of the soil around the bar goes together with large strains. The strain at which the shear stress is measured decisive for the value of drained situations, this in contrast to undrained failure. Taking these observed aspects into account seems to be a correct way of determining the load on anchors due to the consolidation process. In line with these findings, the corresponding factor f_i results in a practically constant value of 8. This value represents an upper limit as the measured load from the model tests are lower than the values of Plaxis

The subsidence process loads the anchor laterally and causes it to deform. A new design method has been created in order to approximate the deformation and stress-strain curve of the anchor with along the free anchor length. This method uses a series of adjustable equations to simulate the deformation in an iterative way. In the design method of the CUR 166, the calculation has to be made with one of four pre-prepared cases, the actual situation has to fit in one of them. In contrast to this method, the new design method (*vernieuwde rekenmethode*) isn't limited by four cases. It is applicable for a wide range of situations, including the loading of inclined anchors crossing multiple layers of soil.

The occurring stresses in the anchor can be determined with the *vernieuwde rekenmethode*. The current method uses an elastic calculation to verify the stresses with the regulations. In order to cope with the occurring normal stresses and bending stresses, the possibility of allowing plastic deformation has been analyzed. The deformation of the bar during yielding of the steel is limited by the displacement of the consolidated soil, this is due to the displacement controlled nature of the situation. This means that the bending moment will be absorbed by the yielding of the bar. As long as the curve of the yielding anchor bar is not obstructed by supports, the rotational capacity of the anchor will be sufficiently large to allow for yielding of the steel. The resulting maximum occurring strain will remain well under the allowable tensile strain of anchor steel. Combining the soil behaviour and the deformation of the steel element results in the following design method.

Soil behaviour

- Equation for determining the load due to subsiding soil $q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$ from CUR 166 part 2 paragraph 4.9.13 replaced by $q_z = \tau \cdot D \cdot (1 + f_i)$ with τ (drained or undrained) and with $f_i = 8$. Determine governing diameter based on construction method and type of anchor.

Steel element

- Determine anchor force (F) with on CUR 166 part 1 chapter 3.
- Determine increase in anchor force (ΔF) with the *vernieuwde rekenmethode*:
Elastic calculation: NEN-EN 1993-5.
Plastic calculation: NEN-EN 1993-1-1 and NEN-EN 1993-5, check rotation capacity anchor ($\epsilon_{\max} < \epsilon_u$).

In Plaxis 2D and 3D has the applicability of an embedded pile as an anchorage been researched in order to verify it with the *vernieuwde rekenmethode*. Besides the investigated analytical methods (CUR 166 and *vernieuwde rekenmethode*), a numerical method (Plaxis) has been used to gain insight in the consequences

of subsiding soil. The deformation behaviour of an embedded element, including the resulting forces, is determined by the soil-anchor interaction. These elements are currently not suitable to be used as an anchorage, due to the fact that they are not meant to be laterally loaded. Not all aspects playing a part in the soil-anchor behaviour are properly simulated. However, the possibilities are promising. The results of the 2D simulations differ from the 3D simulations.

The recently introduced option in Plaxis 2D to limit the axial and lateral skin resistance in a multi-linear way is a step in the right direction. The bending moments en shear forces, resulting from the soil-anchor interaction, seem reliable. However, this doesn't count for the axial forces and deformation line of the element. Opposite to the 2D simulations, Plaxis 3D seems to be approximating the axial forces and deformation of the anchor correctly. Schematizing a 3D situation in 2D, as holds for Plaxis 2D, is not necessary in a Plaxis 3D, this contributes to the reliability of the approximations. A lack of options to limit the lateral skin resistance in Plaxis 3D causes unrealistic resulting bending moments en shear forces.

The necessity of fitting the theoretical approximations with field test is evident. However, due to absence of such tests this is not possible. By simulating common situations, the three methodes (CUR 166, *vernieuwde rekenmethode* and Plaxis) can be mutually compared (see figure A.4). Situation 1: Anchor crosses one soil layer. Situation 2: Anchor crosses three soil layers.

Table 2: Increase of the axial anchor force ΔF determined with the three design methods.

| Parameter | | CUR 166 (case 2) | <i>vernieuwde rekenmethode</i> | Plaxis 2D | Plaxis 3D |
|------------------------------------|------------|---------------------|--------------------------------|-----------|----------------|
| Increase axial force (situation 1) | ΔF | 136 kN | 72 kN | 73 kN | 89 kN |
| Increase axial force (situation 2) | ΔF | 61 kN | 57 kN | 72 kN | - ^a |

^a This simulation didn't led to any useable results.

The resulting increase in axial anchor force, defined with the CUR 166, is conservative when comparing it to the other two methods (see table 2). It is important to keep in mind that this is actually strongly related to the engineering judgement necessary to make the CUR 166 (case 2) applicable for inclined anchors in multiple layers, as the CUR 166 is less suitable for this. The correctness of the *vernieuwde rekenmethode* has been verified by comparing the results with the Plaxis simulations. The similarities between the *vernieuwde rekenmethode* and Plaxis are close. The cause of this is the strong dependency of the anchor deformation on the displacements of the consolidated soil. The CUR 166 doesn't use this more realistic approach, resulting in different axial forces and bendings moments.

INHOUDSOPGAVE

| | |
|--|------------|
| Voorwoord | iii |
| Samenvatting | v |
| Summary | vii |
| 1 Inleiding | 1 |
| 1.1 Achtergrond | 1 |
| 1.2 Probleemstelling | 1 |
| 1.3 Doelstelling | 3 |
| 1.4 Onderzoeksmethode | 3 |
| 2 Grondgedrag rondom ankerstaven | 6 |
| 2.1 Inleiding | 6 |
| 2.2 Modelonderzoek van Deltares | 7 |
| 2.3 Kanttekening bij toepasbaarheid van het modelonderzoek | 12 |
| 2.4 Simuleren van modelonderzoek met behulp van Plaxis 2D | 13 |
| 2.5 Conclusie | 28 |
| 3 Vervorming van het constructieve element | 30 |
| 3.1 Inleiding | 30 |
| 3.2 Methode CUR 166 | 30 |
| 3.3 Opzet vernieuwde rekenmethode | 32 |
| 3.4 Resultaten vernieuwde rekenmethode in vergelijking tot CUR 166 | 42 |
| 3.5 Verificatie van uitgangspunten en aannames | 45 |
| 3.6 Conclusie | 50 |
| 4 Toepasbaarheid van de vernieuwde rekenmethode | 51 |
| 4.1 Inleiding | 51 |
| 4.2 Referentiesituatie | 52 |
| 4.3 Toepassen van een trompet of mantelbuis | 54 |
| 4.4 Verhinderde rotatie bij de ankerkop | 55 |
| 5 Plastische deformatie van de ankerstaaf | 56 |
| 5.1 Inleiding | 56 |
| 5.2 Theorie omtrent plastische deformatie | 56 |
| 5.3 Plastisch rekenen bij vervorming ankerstaven | 59 |
| 5.4 Gevolgen van plastisch deformereren | 64 |
| 5.5 Conclusie | 69 |
| 6 Toepasbaarheid van een embedded pile in Plaxis | 70 |
| 6.1 Inleiding | 70 |
| 6.2 Embedded pile row in Plaxis 2D | 73 |
| 6.3 Embedded pile in Plaxis 3D | 77 |
| 6.4 Conclusie | 86 |
| 7 Verschillen tussen rekenmethoden | 88 |
| 7.1 Toepasbaarheid van de rekenmethoden | 88 |
| 7.2 Verschillen tussen de rekenmethoden | 91 |
| 7.3 Optimalisatie door berekening met plastische deformatie | 98 |
| 7.4 Conclusie | 100 |

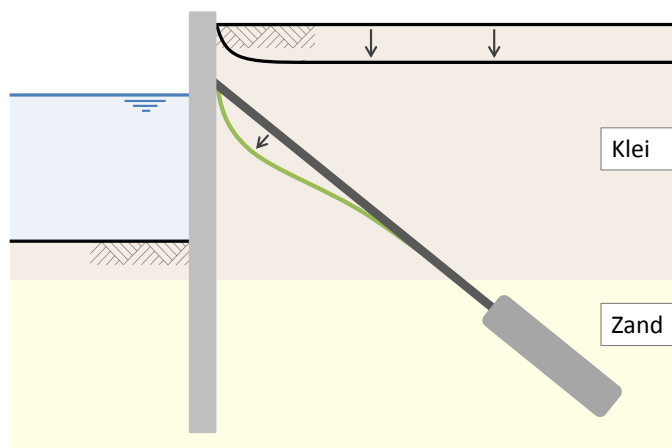
| | | |
|------------------|---|------------|
| 8 | Detailtering en uitvoeringsaspecten | 101 |
| 8.1 | Involed uitvoeringsmethode op het vervormingsgedrag van ankerstaven | 101 |
| 8.2 | Detailtering ankerkop | 104 |
| 8.3 | Conclusie | 107 |
| 9 | Conclusie en aanbevelingen | 108 |
| 9.1 | Conclusie | 108 |
| 9.2 | Aanbevelingen omtrent vervolgonderzoek | 109 |
| 9.3 | Aanbevelingen omtrent gebruik van de rekenmethode | 110 |
| | Bibliografie | 111 |
| | Notaties | 113 |
| | Figurenlijst | 116 |
| | Tabellenlijst | 122 |
| Bijlage A | English translation of introduction, conclusion and recommendations | 124 |
| Bijlage B | Literatuurstudie | 132 |
| Bijlage C | Achtergrond model Plaxis 2D | 147 |
| Bijlage D | Bepalen gemiddelde effectieve spanning en schuifsterkte | 151 |
| Bijlage E | Achtergrond omtrent de bepaling van de modelfactor | 154 |
| Bijlage F | Achtergrond vernieuwde rekenmethode | 156 |
| Bijlage G | Begrenzing axiale schuifkracht van een embedded element in Plaxis 3D | 157 |
| Bijlage H | Gebruik van een embedded pile row in Plaxis 2D met voortschrijdend inzicht | 159 |
| Bijlage I | Overzicht van gebruikte gegevens voor het vergelijken van de rekenmethoden | 165 |
| Bijlage J | Verificatiedocumenten berekening situatie 1 | 169 |
| Bijlage K | Verificatiedocumenten berekening situatie 2 | 178 |
| Bijlage L | Verificatiedocumenten berekening optimalisatie | 183 |

1 INLEIDING

1.1 Achtergrond

Het gebruik van een verankering is een gangbare techniek om de horizontale stabiliteit van wandconstructies te waarborgen. Verankeringen kunnen worden toegepast bij grondkerende- en/of waterkerende constructies. De ankerstang is een relatief slank element dat met de wandconstructie verbonden is. Het draagt de optredende horizontale krachten af naar een draagkrachtige grondlaag. Het element wordt hierbij in axiale richting op trek belast. In de draagkrachtige grondlaag dient de ankerstang voldoende houdkracht aan de grond te kunnen ontleen om de trekkracht af te dragen.

In de loop der jaren zal de grond achter de constructie kunnen zakken en mogelijk het anker op ongunstige wijze belasten. Indien het anker niet met de grond mee zakt zal door het verschil in verplaatsing de grond langs de ankerstaaf schuiven. De functie van het anker is om krachten in axiale richting af te dragen. De zakkende grond kan echter een laterale belasting op het anker veroorzaken waardoor deze vervormt (zie figuur 1.1).



Figuur 1.1: Verankering van een wandconstructie waarbij de zakkende grond het anker doet vervormen.

Het doorbuigen van de ankerstaaf beïnvloedt het krachtenspel in de verankering. De doorbuiging kan gepaard gaan met een verlenging van de staaf waardoor een aanvullende axiale kracht optreedt. De kromming kan resulteren in een moment met toenemende spanningen tot gevolg. Bij het ontwerp van de verankering dient rekening te worden gehouden met deze optredende krachten. Naast de ankerstaaf en het ankerlichaam dient tevens de bevestiging met de wandconstructie beschouwd te worden. De als scharnierend veronderstelde oplegging behoort voldoende rotatiecapaciteit te hebben om mee te kunnen vervormen met de doorbuigende ankerstaaf.

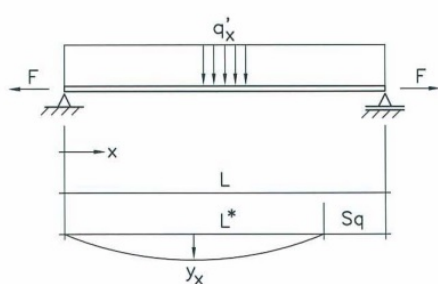
1.2 Probleemstelling

Het nazakken van grond hoeft niet tot complicaties te leiden mits er op adequate wijze rekening mee is gehouden in het ontwerp. De vigerende methode waarmee de gevolgen van zakkende grond gekwantificeerd kunnen worden is beschreven in de CUR 166 deel 2 paragraaf 4.9.13 (CUR, 2012b). Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen het vaststellen van de grootte van de belasting op de ankerstaaf door zakkende grond en de wijze waarop de verankering vervormt als gevolg van deze belasting.

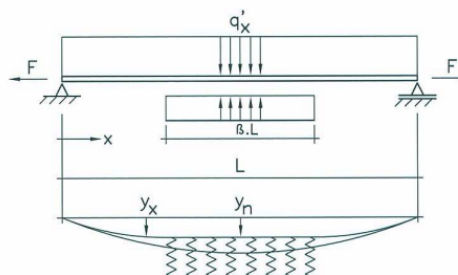
Met behulp van vier gevallen worden verschillende situaties geschetst die kunnen optreden (zie figuur 1.2). De verankering wordt hierbij geschematiseerd als een ligger (ankerstaaf) op twee steunpunten (ankerkop en ankerlichaam) welke door een constante loodrechte lijnlast (zakkende grond) wordt belast. Het onderscheid tussen de gevallen wordt gemaakt door de manier waarop het gedrag van de ankerstang en het ankerlichaam wordt geschematiseerd. Uit de gevallen blijkt dat zakkende grond op ankers kan resulteren

in een aanzienlijke verhoging van de axiale belasting. Dit heeft zijn weerslag op de optredende totale ankerkracht. De beschreven rekenmethode is echter niet getoetst aan experimenten. Dit heeft tot gevolg dat onduidelijk is in hoeverre deze methode als conservatief gezien kan worden of juist een realistische weergave geeft van de werkelijkheid. De volgende gevallen worden door de CUR 166 beschreven:

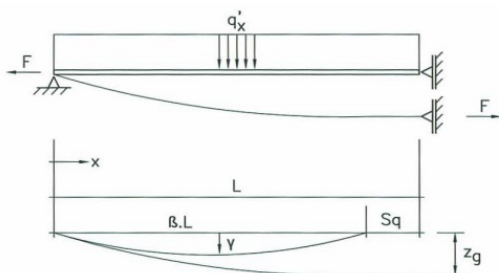
1. Ankerstang met scharnierende opleggingen, grondverplaatsing is groter dan doorbuiging ankerstaaf (figuur 1.2(a)).
2. Ankerstang met scharnierende opleggingen, waarbij de grondverplaatsing in het midden van de staaf over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging (figuur 1.2(b)).
3. Ankerstang met scharnierende opleggingen, één oplegging kan in verticale richting verplaatsen met de zakkende grond. Grondverplaatsing is groter dan de doorbuiging van de ankerstaaf (figuur 1.2(c)).
4. Ankerstang met één scharnierende opleggingen en één ingeklemde oplegging, grondverplaatsing is groter dan doorbuiging ankerstaaf (figuur 1.2(d)).



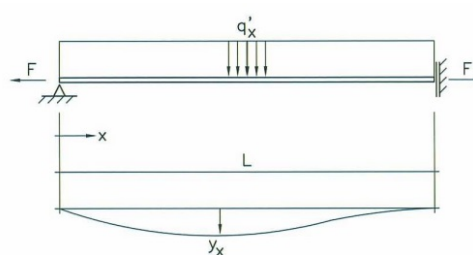
(a) Geval 1 (CUR, 2012b)



(b) Geval 2 (CUR, 2012b)



(c) Geval 3 (CUR, 2012b)



(d) Geval 4 (CUR, 2012b)

Figuur 1.2: Vier gevallen uit de CUR 166 (CUR, 2012b) waarmee de gevolgen van zakkende grond op ankers kunnen worden benaderd.

De ontwerpmethodes van de CUR 166 is opgezet met het oog op horizontale verankeringen en kistdammen, deze gedachtegang is terug te vinden in de vier beschreven gevallen. Indien schuine ankers toegepast worden biedt de methode van de CUR 166 onvoldoende handvatten om het vervormingsgedrag van de verankering nauwkeurig mee te kunnen benaderen. De voornaamste leemten van de ontwerpmethodes zijn de volgende:

- Verankeringen kunnen op ongunstige wijze beïnvloed worden door het zettingsproces. De grondverplaatsingen als gevolg van bodemdaling zijn echter niet constant, maar nemen af met de diepte. Voor schuine ankers kan dit een sterk verschil tussen de grondverplaatsing bij de ankerkop en het ankerlichaam betekenen. Het rekening houden met het niet-lineaire zettingsprofiel langs de ankerstaaf is geen onderdeel van de huidige ontwerpmethodes, de zettingen dienen constant geacht te worden.
- De maximale belasting op de ankerstaaf door zakkende cohesieve grond wordt in de CUR 166 vastgesteld met behulp van de ongedraineerde schuifsterkte (c_u), de staafdiameter (D) en een invloedsfactor. Over de correcte waarde van de invloedsfactor bestaat echter onduidelijkheid. In de CUR 166 wordt aangegeven dat er "dringend behoefte bestaat aan het valideren van deze rekentechniek en met name in het verkrijgen van inzicht in de werkelijke α (lees: invloedsfactor)" (CUR, 2012b).

- De eigenschappen van de grondslag zijn bepalend voor grootte van de belasting. Bij schuine ankers is het mogelijk dat de staaf meerdere grondlagen doorkruist met verschillende materiaaleigenschappen en spanningstoestanden. Het toepassen van een constante lijnlast op de ankerstang, wat het uitgangspunt van de CUR 166 is, komt niet overeen met de werkelijke situatie bij schuine ankers.

1.3 Doelstelling

Het gestelde doel is om de in CUR 166 beschreven huidige ontwerpmethode omtrent zakkende grond op ankers te verifiëren en indien nodig te modificeren.

1.4 Onderzoeksmethode

Om invulling te kunnen geven aan de doelstelling zijn de volgende deelvragen geformuleerd:

1. Wat is de impact van zettingen op het stalen verankeringselement?
2. Op welke wijze wordt de optredende belasting als gevolg van zakkende grond door het constructieve element opgenomen?
3. Welke relevante situaties worden in de CUR 166 niet beschouwd of zijn onderbelicht en hoe kunnen zij gebruikt worden in het bepalen van de toename van de ankerkracht?
4. Welke mogelijkheden bieden embedded piles in Plaxis om de gevolgen van zakkende grond op ankerstangen na te bootsen?

Stapsgewijs zullen de deelvragen in het rapport beantwoord worden. Evenals de methode van de CUR 166 betreft, zal aanvankelijk onderscheid gemaakt worden tussen het gedrag van zakkende grond en het vervormingsgedrag van het constructieve element. Figuur 1.3 geeft weer welke modelleringen worden toegepast in de hoofdstukken voor de betreffende deelaspecten omtrent zakkende grond op ankers.

| Modellering Deelaspecten | CUR 166 (analytisch) | Vernieuwde rekenmethode (analytisch + iteratief) | Plaxis (numeriek) | |
|--|-------------------------|--|-------------------|-----------|
| | | | Plaxis 2D | Plaxis 3D |
| Grondgedrag (q) | H2 | H2 | H2 + H6 | H6 |
| Vervorming staaf (ΔF) (standaard situaties) | H3 | H3 + H4 | - | - |
| Plastische deformatie | - | H5 + H7 | - | - |
| Vervorming staaf (ΔF) (twee situaties) | H7 | H7 | H6 + H7 | H6 + H7 |

Figuur 1.3: Overzicht in welk hoofdstuk welke modellering is toegepast ten aanzien de betreffende deelaspecten omtrent zakkende grond op ankers.

In **hoofdstuk 2** wordt de eerste aanzet gedaan om het grondgedrag rondom een ankerstaaf inzichtelijk te maken (deelvraag 1). Ten behoeve van een dijkversterkingsproject heeft Deltares onderzoek gedaan naar de gevolgen van zakkende grond op ankers. Hierbij is in een gecontroleerde omgeving de belasting op een verschaalde ankerstaaf gemeten. De proeven zullen met behulp van het EEM (eindige-elementenmethode) programma Plaxis gesimuleerd worden met het vergelijken van de resultaten als doel. Tevens kunnen in Plaxis 2D realistische staafdiameter beproefd worden zodra de simulaties geïjkt zijn met de modelproeven. De proeven en simulaties geven inzicht in het gedrag van zakkende grond op ankers.

In **hoofdstuk 3** zal deelvraag 2 ten dele worden beantwoord. De mogelijke vervormingen van de ankerstaaf zijn in de CUR 166 beschreven door de vier gevallen. Met het oog op de geconstateerde leemten zal een nieuwe rekenmethode opgesteld worden welke uit een aanpasbare reeks vergelijkingen zal bestaan. Ten opzicht van de rekenmethode uit de CUR 166 zal de vernieuwde rekenmethode hierdoor voor een breder

scala aan situaties toepasbaar zijn. Tevens is het hierdoor mogelijk om met de locatie langs de ankerstaaf de optredende krachten, momenten en verplaatsingen vast te stellen. Het creëren van een methode waarmee het vervormingsgedrag van de verankering nauwkeuriger kan worden bepaald is het beoogde doel. Het verifiëren van de juistheid van de vernieuwde rekenmethode is mogelijk door situaties door te rekenen die eveneens met behulp van de CUR 166 correct beschouwd kunnen worden zoals horizontale verankeringen.

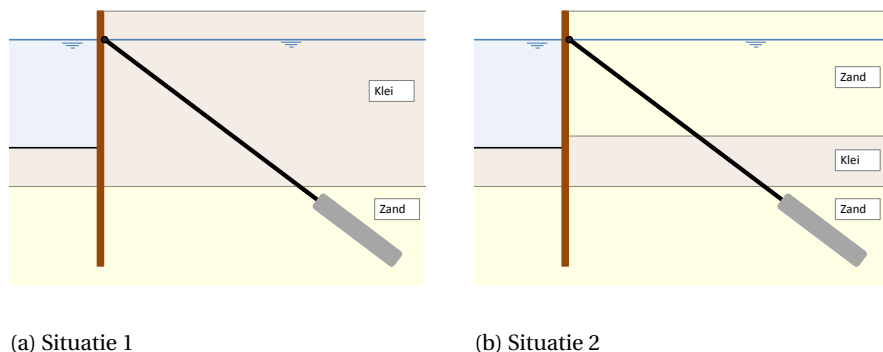
In **hoofdstuk 4** wordt de toepasbaarheid van de vernieuwde rekenmethode uiteengezet. Deelvraag 3 wordt hierin ten dele beantwoord, de vernieuwde rekenmethode biedt meer handvatten dan de CUR 166 om ankerkracht mee te bepalen. Deze mogelijkheden zullen door middel van het berekenen van twee praktijksituaties inzichtelijk worden gemaakt. Zie figuur 1.4(a) en figuur 1.4(b) voor een impressie van respectievelijk situatie 1 en situatie 2.

Hoofdstuk 5 beschouwt de mogelijkheden om plastische deformatie van de ankerstaaf toe laten om de belasting op te nemen. Dit is onderdeel van deelvraag 2.

In **hoofdstuk 6** zal voor zowel in Plaxis 2D als 3D de toepasbaarheid van embedded piles als verankerings-element worden onderzocht. Deelvraag 4 zal hierbij deels beantwoord worden. Het gebruik van een verankerings-element in Plaxis 2D dat het vervormingsgedrag door zakkende grond op correcte wijze benaderd is momenteel niet mogelijk. Een embedded pile element zou gezien de eigenschappen hier mogelijk geschikt voor zijn. Zowel het grondgedrag als de vervorming van de ankerstaaf kan in theorie door dit element bepaald worden. Echter zijn deze embedded piles in eerste instantie nooit bedoeld om lateraal belast te worden.

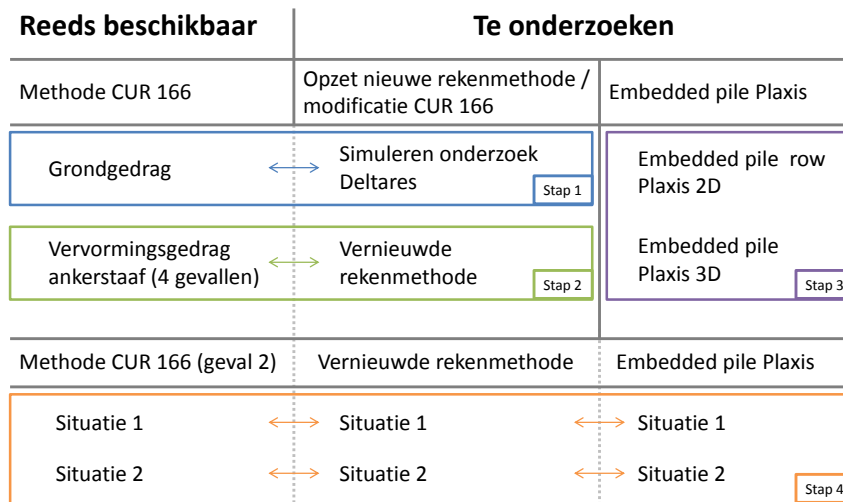
Het beschouwen van de onderdelen resulteert in drie rekenmethoden om de gevolgen van zakkende grond op een ankerstaaf mee te bepalen, bestaande uit de vigerende rekenmethode uit de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en het gebruik van een embedded pile in Plaxis. De resultaten worden in **hoofdstuk 7** onderling vergeleken door veelvoorkomende situaties door te rekenen. Door het vergelijken kunnen deelvragen 2, 3 en 4 grotendeels beantwoord worden.

Met het voortschrijdende inzicht van de voorgaande onderdelen is het mogelijk om op detailniveau de verankering te beschouwen. Hierbij kijkend naar een kritisch onderdeel als de detaillering van de ankerkop en uitvoeringsgerelateerde aspecten van het aanbrengen van verankeringen. In **hoofdstuk 8** worden deze zaken behandeld. Deze aspecten worden niet in de CUR 166 behandeld, maar zijn wel van belang voor de vervorming van de ankerstaaf. Deelvragen 2 en 3 kunnen hierdoor beantwoord worden.



Figuur 1.4: Twee veelvoorkomende situaties welke door de drie rekenmethoden beschouwd zullen worden.

Ten behoeve van de overzichtelijkheid zijn in figuur 1.5 de vier hoofdonderdelen (grondgedrag, vervorming staaf, embedded piles en verificatie) van de onderzoeksmethode nog visueel weergegeven. Stap 1 betreft het gebruik van de onderzoeksresultaten van Deltares voor het inzichtelijk maken van het grondgedrag. Stap 2 betreft het opstellen van een vernieuwde rekenmethode om het vervormingsgedrag van de ankerstaaf te ondervangen in één analytische model. Stap 3 betreft het onderzoeken van de mogelijkheden en tekortkomingen van een embedded pile element als verankering in zowel Plaxis 2D als 3D. Stap 4 betreft het onderling vergelijken van de drie rekenmethoden voor veel voorkomende situaties, de verschillen en overeenkomsten worden hierbij inzichtelijk gemaakt.



Figuur 1.5: Onderzoeksmethode waarin stapsgewijs is aangegeven welke onderdelen beschouwd worden en waarbij met behulp van pijlen is weergegeven op welke wijze zij onderling vergeleken of geverifieerd worden.

2 GRONDGEDRAG RONDOM ANKERSTAVEN

2.1 Inleiding

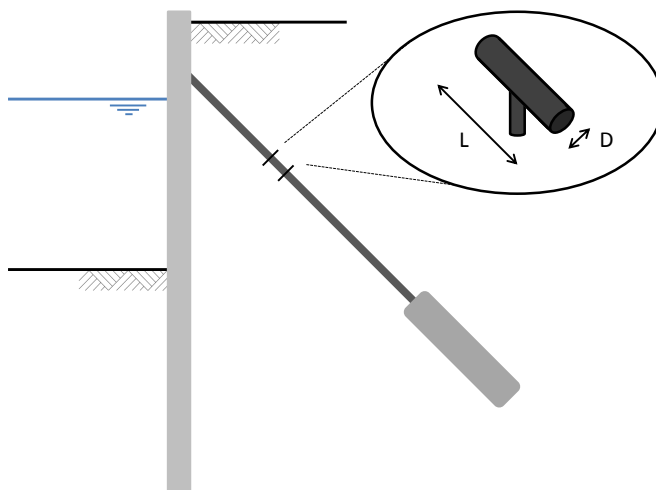
Het nazakken van grond langs een ankerstaaf kan voor een aanvullende belasting op het anker zorgen. Het optredende grondgedrag rondom de staaf als gevolg de zetting speelt hierbij rol. De vigerende rekenmethode om het grondgedrag te vertalen naar een belasting wordt in de CUR 166 beschreven. Naar aanleiding van het dijkversterkingsproject Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS) heeft Deltares het CUR-model onder de loep genomen, hierbij lettend op de toename van de ankerkracht als gevolg van zettingen door kleigronden (Lottum, 2010). Zoals aangegeven in hoofdstuk 1 is er behoefte aan het inzichtelijk krijgen van het werkelijke grondgedrag rondom een ankerstaaf. De maximaal optredende belasting op de staaf per strekkende meter (q_z) als gevolg van nazakkende kleigronden wordt in de CUR 166 met behulp van vergelijking 2.1 bepaald. De voorgeschreven waarde van de invloedsfactor f_i lijkt een onderschatting te zijn van de werkelijkheid. De CUR 166 kent een waarde van 5 toe aan de invloedsfactor, uit de literatuurstudie (Bijlage B) blijkt echter dat deze waarde tussen de 8 en de 11 ligt. Dit hoofdstuk geeft inzicht in de werkelijke waarde van deze invloedsfactor en het grondgedrag rondom de ankerstaaf.

$$q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + f_i) \quad (2.1)$$

Waarin:

- q_z is de verticale belasting op de ankerstang of -streng in kN/m
- c_u is de ongedraineerde schuifsterkte in kPa
- D is de diameter ankerstaaf of -streng in m
- f_i is de invloedsfactor voor nazakkende kleigronden

Ten behoeve van het inzichtelijk krijgen van de werkelijke belasting op een ankerstaaf zijn er laboratoriumproeven uitgevoerd. Hierbij zijn in consolidatiecellen T-bars geplaatst welke met verschillende snelheden door klei gedrukt werden. Het uitvoeren van de proeven resulteerde in een waarde voor de invloedsfactor f_i in relatie tot de belastingssnelheid. De gebruikte T-bars hebben een relatief kleine diameter ten opzichte van werkelijke staafdiameters, maar op basis van de theorie (vergelijking 2.1) is dit niet van invloed op de grootte van de invloedsfactor. Met behulp van Plaxis 2D kan het onderzoek gesimuleerd worden waardoor de resultaten vergeleken kunnen worden. In het modelonderzoek is een onderdeel van de ankerstaaf als een T-bar geschematiseerd, zoals in figuur 2.1 is weergegeven. Hierbij zijn de afmetingen vanuit praktisch oogpunt verkleind tot een diameter van 8 mm en een lengte van 50 mm (In (Lottum, 2010) is de breedte van de T-bar de lengte in dit rapport, slechts de benaming verschilt niet de waarde).



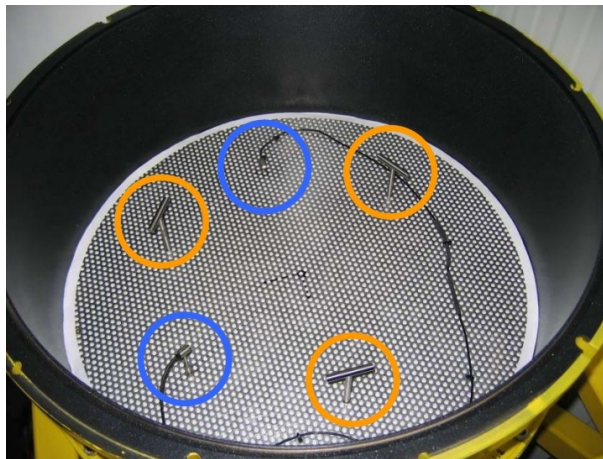
Figuur 2.1: Verankeringselement waarbij de ankerstaaf in het modelonderzoek als T-Bar wordt geschematiseerd.

2.2 Modelonderzoek van Deltares

2.2.1 Opzet van het modelonderzoek

Het modelonderzoek was toegespitst op het inzichtelijk krijgen van de effecten van de diameter en de lengte van het horizontale element, de sterkte van de klei c_u , het type klei en de belastingssnelheid. Uit de literatuurstudie (bijlage B) kan geconcludeerd worden dat de belastingssnelheid van invloed is op het grondgedrag van klei. Een toename van de belastingssnelheid kan leiden tot wateroverspanningen in de klei, het ongedraineerde gedrag van de grond is van invloed op de belasting op de ankerstaaf.

De modelproeven zijn uitgevoerd in consolidatiecellen waarbij de T-bars door de kleigrond heen werden gedrukt in plaats van andersom. Het gecontroleerd uitvoeren van de proeven is van belang om een betrouwbaar en reproduceerbaar resultaat te krijgen. De T-bars zijn ten tijde van het beproeven omringd door de grondsoort en worden van onder naar boven door de klei gedrukt. Hiermee rekening houdend is het opleggen van een vooraf bepaalde verplaatsing van een T-bar eenvoudiger realiseerbaar dan het gecontroleerd laten nazakken van grond. De gebruikte proefopstelling is in figuur 2.2 weergegeven. Twee soorten klei zijn tijdens het onderzoek beproeft, Speswhite en Oostvaardersplassen (OVP) klei. De Speswhite klei is een kunstmatige kleisoort welke geschikt is voor het gebruik van laboratoriumproeven, dit vanwege de controleerbaarheid van de eigenschappen van de grondsoort.



Figuur 2.2: Consolidatiecel waarin zich de T-bars (oranje omcirkelt) bevinden (Bewerkte versie van (Lottum, 2010)).

Één van de eigenschappen van de beproefde monsters is de ongedraineerde schuifsterkte c_u , de grootte hiervan is mede bepalend voor de belasting op de T-bar. De ongedraineerde schuifsterkte wordt in het modelonderzoek gecreëerd door het monster te belasten met de consolidatiespanning. Op deze wijze wordt het gedrag van de grond behorend bij een bepaald spanningsniveau gesimuleerd. Het aanbrengen van de consolidatiespanning/bovenbelasting resulteert in het zetten van de grond. Nadat voldoende consolidatie is opgetreden kan de proef gestart worden en zal de ongedraineerde schuifsterkte een bepaalde waarde hebben die afhankelijk is van de eerder aangebrachte consolidatiespanning. Indien sprake is van normaal geconsolideerde klei, zoals bij de uitgevoerde proeven, bestaat er een lineaire relatie tussen de ongedraineerde schuifsterkte c_u en de consolidatiespanning. σ'_v is de effectieve verticale spanning waarbij de grond op de desbetreffende diepte geconsolideerd is. In tabel 2.1 staat deze relatie weergegeven, hiernaast worden ook de overige in het modelonderzoek bepaalde eigenschappen van de kleigronden vermeld.

2. Grondgedrag rondom ankerstaven

Tabel 2.1: Grondparameters van de beproefde Speswhite klei en Oostvaardersplassen klei.

| Parameters | | | Speswhite klei | Oostvaardersplassen klei |
|-----------------------------|----------|-------------------|---------------------|--------------------------|
| Volumiek gewicht | γ | kN/m ³ | 17 | 14 |
| Hoek van inwendige wrijving | ϕ | ° | 23 | 28,4 |
| Cohesie | c | kPa | 0 | 3,9 |
| c_u/σ'_v | - | - | 0,21 | 0,37 |
| Consolidatiecoëfficiënt | c_v | m ² /s | $1,2 \cdot 10^{-7}$ | $5,0 \cdot 10^{-9}$ |

De verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte en de effectieve verticale spanning (c_u/σ'_v) is gebruikt om de ongedraineerde schuifsterkte vast te stellen. Deze is dus niet gebaseerd op het werkelijk beproefde monster, maar op een verhouding waarin een onzekerheid verborgen zit. Gezien de significante invloed van de ongedraineerde schuifsterkte op de invloedsfactor dient de juistheid en de bandbreedte van de onzekerheid inzichtelijk te zijn. De gebruikte verhouding is onderdeel van de uitgebreidere vergelijking voor kleigronden welke wordt beschreven in (Mayne e.a., 1999) en (Meijers e.a., 1991).

$$\frac{c_u}{\sigma'_v} = S \cdot OCR^m \quad (2.2)$$

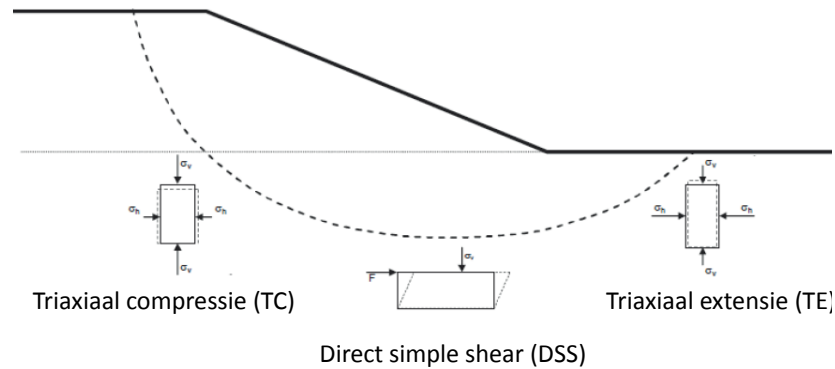
Waarin:

- σ'_v is de effectieve normaalspanning in kN/m²
- OCR is de overconsolidatie ratio $OCR = \sigma'_p/\sigma'_v$
- σ'_p is de maximaal eerder opgetreden σ'_v in kN/m²
- S is de genormaliseerde ongedraineerde schuifsterkte ratio
- m is de machtsfunctie behorende bij de toename van de overconsolidatie

Afhankelijk van het gebruikte materiaal verschilt de factor S en de machtsfunctie m. Voor enkele door (Mayne e.a., 1999) geselecteerde kleisoorten varieert de waarde van S tussen 0,16 en 0,25. Indien sprake is van normaal geconsolideerde grond zal de grootte van de machtsfunctie m niet van invloed zijn op de vergelijking. Dit omdat bij normaal geconsolideerde grond de maximaal eerder opgetreden σ'_v gelijk is aan de effectieve normaalspanning. Deze situatie is van toepassing op het uitgevoerde modelonderzoek. Door (Meijers e.a., 1991) is een rapport opgesteld voor de Nederlandse Technische Adviescommissie voor Waterkeringen (TAW) waarin aan de factor S een waarde van $0,23 \pm 0,04$ wordt toegekend. De 0,04 is bandbreedte in de afhankelijkheid van kleikarakteristieken zoals mineraaltype, korrelverdeling e.d.

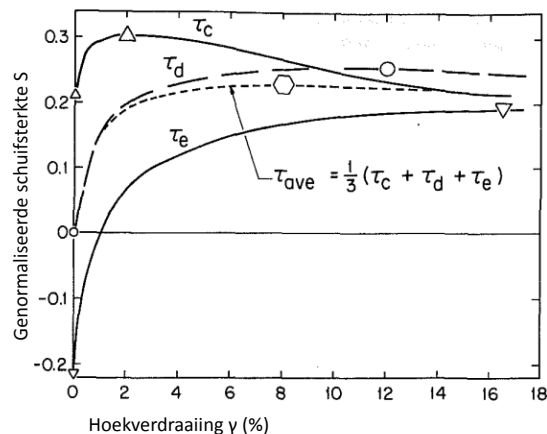
De verhouding c_u/σ'_v van 0,21 voor Speswhite klei komt overeen met de eerder beschreven theorie indien beproeft is met een Direct Simple Shear (DSS) test. Ook mede vanwege de controleerbaarheid van de eigenschappen van deze kleisoort is redelijkerwijs te verwachten dat deze waarde representatief is voor dit type klei. Aan de Oostvaardersplassen klei is een verhouding van 0,37 toegekend wat hoger is dan verwacht. De bijbehorende bandbreedtes van de verhoudingen zijn echter niet inzichtelijk, hierdoor is het niet mogelijk de verwachte spreiding in de eindresultaten terug te leiden naar de spreiding in de verhouding c_u/σ'_v .

De waarde van de factor S kan door middel van verschillende tests worden vastgesteld. Afhankelijk van het glijvlak waarlangs de grond rondom een ankerstaaf bezwijkt kan de schuifsterkte bepaald worden en tevens de hieraan gelieerde factor S. In figuur 2.3 is een glijvlak van een dijklichaam weergegeven met bijbehorende proeven om de sterkte eigenschappen te simuleren.



Figuur 2.3: Mogelijk glijvlak van een dijklichaam met de bijbehorende proeven die de sterkte eigenschappen simuleren (bewerkte versie van (Kames, 2012))

De tests om de schuifsterkte van de grond te bepalen leveren echter verschillende waarden en zijn tevens afhankelijk van de hoekverdraaiing of opgelegde rek van het monster (zie figuur 2.4). Voor lage rekken zijn de verschillen tussen de schuifsterktes groot, deze afhankelijkheid neemt af met het toenemen de rek waarbij gemeten wordt. De door Deltares toegepaste factor S van 0,21 komt overeen met een DSS proef waarbij gemeten is bij een relatief lage rek. Op basis van het afschuiven van dijken is het goed mogelijk dat deze waarde een realistische benadering geeft van de werkelijkheid. In hoeverre dit eveneens geldt voor de schuifsterkte bij het bezwijken van grond rondom ankers zal in paragraaf 2.3 nader beschouwd worden.

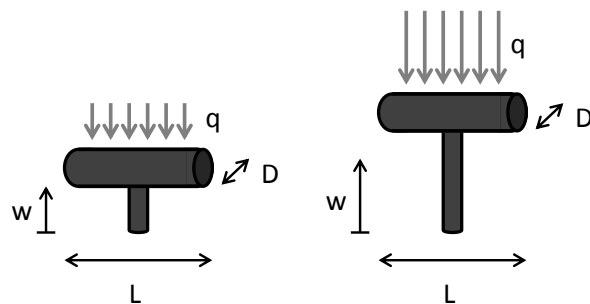


Figuur 2.4: Bepaling van de genormaliseerde schuifsterkte voor een TC, DSS en een TE bij variërende rek voor OCR = 1 (bewerkte versie van (Ladd, 1991)).

2.2.2 Uitvoering van de proeven

Per proef wordt gestart met het aanbrengen van de consolidatiespanning, 114 kPa voor een c_u van 25 kN/m² en 228 kPa voor een c_u van 50 kN/m². Nadat het monster voldoende geconsolideerd is kan het beproeven van de grond plaatsvinden. De T-bar verticaal over een afstand van 10 mm door de klei gedrukt, de snelheid wordt hierbij constant gehouden. Met het verplaatsen ontwikkelt zich een kracht op de T-bar welke afhankelijk is van zowel gegevens van de kleisoort als de proefopstelling. De snelheid waarmee de T-bar door de klei wordt gedrukt varieert van 10 mm/maand tot 3,6 m/uur (1 mm/s). De lagere snelheden zijn interessant met het oog op natuurgetrouwe zettingssnelheden door autonome bodemdalingen of kruip, de grond kan hierbij volgens de theorie als gedraineerd beschouwd worden (zie bijlage B).

Figuur 2.5 geeft op schematische wijze weer wat de invloed van de verplaatsing op de belasting is. De grootte van de belasting is afhankelijk van de afmetingen van de T-bar, tijdens de proeven wordt echter de totale werkende kracht gemeten. Hierbij dient in het achterhoofd te worden gehouden dat deze waarde nog gestandaardiseerd moet worden naar kracht per strekkende meter staaf.



Figuur 2.5: Schematisatie van de proefopstelling waarin de grootte van de belasting (q) toeneemt met de verplaatsing (w) van de T-bar. De lengte (L) en diameter (D) zijn van invloed op de grootte van de belasting.

2.2.3 Verwachtingen

Voorafgaand aan het uitvoeren van de beproevingen van de kleisoorten zijn er op basis van de theorie (zie bijlage B) bepaalde verwachtingen. De eerder beschreven parameters van vergelijking 2.1 worden gevarieerd waardoor de invloed op de factor f_i inzichtelijk wordt gemaakt. De waarde van de volgende parameters wordt in de proeven gevarieerd:

- Ongedraineerde schuifsterkte: Op basis van de theorie van de CUR 166 is te verwachten dat het verhogen van de ongedraineerde schuifsterkte resulteert in een evenredige toename van de belasting op de ankerstaaf. Indien de proeven dit bevestigen betekent dit een constante waarde van de invloedsfactor f_i .
- Diameter T-bar: Evenals de ongedraineerde schuifsterkte is de verwachting dat het vergroten van de diameter zorgt voor een lineaire verhoging van de belasting op de T-bar.
- Lengte T-bar: Bij het vergroten van de diameter van de T-bar zal de diameter-lengteverhouding gelijk blijven, de lengte van de T-bar zal met dezelfde verhouding toenemen als de diameter. Kijkend naar de belasting betekent dit een toename van de kracht op de T-bar. Per strekkende meter zal de kracht als gevolg van de toename van de lengte gelijk blijven. De waarde van de invloedsfactor zal naar verwachting niet veranderen.
- Belastingssnelheid: De belastingssnelheid is geen onderdeel van vergelijking 2.1, op basis van de literatuurstudie uit bijlage B kan echter geconcludeerd worden dat het variëren van de belastingssnelheid resulteert in een andere evenwichtskracht als gevolg van het ongedraineerd of gedraineerd reageren van de klei. Indirect is ook de kleisoort hier van invloed op. Met het veranderen van de consolidatiecoëfficiënt verandert tevens de genormaliseerde snelheid. De verwachting is dat vanaf een bepaalde belastingssnelheid het ongedraineerde gedrag van de klei zorgt voor een lagere evenwichtskracht op de T-bar. Een hogere belastingssnelheid resulteert in een lagere belasting.

2.2.4 Resultaten

Het variëren van de in paragraaf 2.2.3 beschreven parameters resulteert in substantiële verschillen in grondgedrag tussen de Speswhite klei en de Oostvaardersplassen klei. Mede hierom zullen de resultaten van deze kleitypen apart behandeld worden.

Speswhite klei

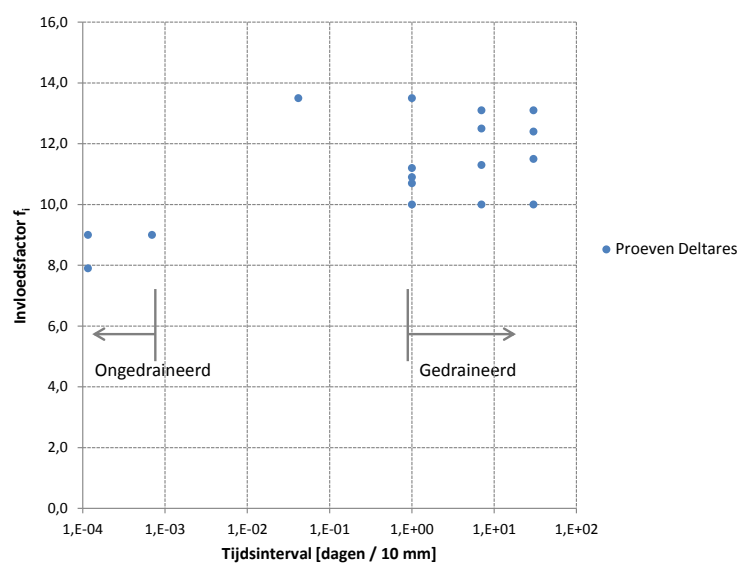
Van de acht uitgevoerde proeven is er bij zes proeven gebruik gemaakt van Speswhite klei. Per proef kunnen drie T-bars tegelijkertijd door hetzelfde monster worden belast. Hierbij heeft iedere T-bar een verschillende belastingssnelheid. Uit de resultaten kan geconcludeerd worden dat bij de snelle ongedraineerde proeven de evenwichtskracht lager is dan de langzame gedraineerde proeven. Dit heeft zijn weerslag op de invloedsfactor f_i . De gemiddelde f_i voor de langzame proeven is 11.6 en voor de snelle proeven 8.6, zoals in de literatuurstudie is vermeld. Met het oog op zettingen op een ankerstaaf door kruip of autonome bodemdaling

zijn gedraineerde proeven het interessantst, deze belastingssnelheden zijn vergelijkbaar met de optredende zettingssnelheden. Op basis van de verschillende proeven is een gemiddelde waarde voor f_i bepaald. Uit de resultaten blijkt echter dat een hogere werkende evenwichtskracht consistent zorgt voor een lagere invloedsfactor. De hogere belasting is het gevolg van een verhoogde ongedraineerde schuifsterkte of een grotere diameter en lengte. Tabel 2.2 kwantificeert de beschreven verschillen.

Tabel 2.2: Resultaten van de Speswhite klei modelproeven waarin F_{eq} de evenwichtskracht op de T-bar is en f_i de bijbehorende invloedsfactor.

| Proef | Grondgedrag | Belastingssnelheid | c_u [kPa] | Diameter T-bar [mm] | Lengte T-bar [mm] | F_{eq} [N] | f_i [-] |
|-------|------------------|--------------------|-------------|---------------------|-------------------|--------------|-----------|
| 1 A | Gedraineerd | 10 mm/dag | 25 | 8 | 50 | 122 | 11,2 |
| 1 B | Gedraineerd | 10 mm/week | 25 | 8 | 50 | 141 | 13,1 |
| 1 C | Gedraineerd | 10 mm/maand | 25 | 8 | 50 | 141 | 13,1 |
| 2 A | Gedraineerd | 10 mm/dag | 50 | 8 | 50 | 220 | 10,0 |
| 2 B | Gedraineerd | 10 mm/week | 50 | 8 | 50 | 220 | 10,0 |
| 2 C | Gedraineerd | 10 mm/maand | 50 | 8 | 50 | 220 | 10,0 |
| 3 A | Gedraineerd | 10 mm/dag | 25 | 12 | 75 | 264 | 10,7 |
| 3 B | Gedraineerd | 10 mm/week | 25 | 12 | 75 | 276 | 11,3 |
| 3 C | Gedraineerd | 10 mm/maand | 25 | 12 | 75 | 281 | 11,5 |
| 6 A | Gedraineerd | 10 mm/dag | 25 | 8 | 50 | 119 | 10,9 |
| 6 B | Gedraineerd | 10 mm/week | 25 | 8 | 50 | 135 | 12,5 |
| 6 C | Gedraineerd | 10 mm/maand | 25 | 8 | 50 | 134 | 12,4 |
| 7 A | Ongedraineerd | 10 mm/min | 25 | 8 | 50 | 100 | 9,0 |
| 7 B | Semi gedraineerd | 10 mm/uur | 25 | 8 | 50 | 145 | 13,5 |
| 7 C | Gedraineerd | 10 mm/dag | 25 | 8 | 50 | 145 | 13,5 |
| 8 A | Ongedraineerd | 1 mm/s | 25 | 8 | 50 | 100 | 9,0 |
| 8 B | Ongedraineerd | 1 mm/s | 25 | 12 | 75 | 200 | 7,9 |

De in tabel 2.2 opgesomde proeven geven de indruk dat de invloedsfactor wellicht niet zo constant is als op basis van de theorie werd verondersteld. Figuur 2.6 geeft op visuele wijze weer wat de verschillende invloedsfactoren zijn bij een variërende belastingssnelheid. De resultaten van de modelproeven vertonen een zekere mate van spreiding waarmee rekening gehouden moet worden.



Figuur 2.6: Invloedsfactor uitgezet tegen het tijdsinterval van de verplaatsing.

Oostvaardersplassen klei

De Oostvaardersplassen klei reageert minder stijf dan de Speswhite klei, dit heeft tot gevolg dat bij de lagere snelheden de evenwichtswaarde niet binnen 10 mm wordt bereikt. Het verhogen van de snelheid resulteert in stijver gedrag van de grond waardoor wel een evenwichtstoestand wordt bereikt en de klei zich nog net niet ongedraineerd gedraagt. De hieruit volgende waarden voor de invloedsfactor f_i zijn echter veel hoger dan bij Speswhite klei werd gemeten. Dit wordt in de literatuurstudie verklaard door de wijze waarop de Oostvaardersplassen monsters zijn geprepareerd. Hierdoor rijst de vraag in hoeverre de resultaten van dit onderdeel van het onderzoek als bruikbaar geïnterpreteerd kunnen worden. Ondanks de discutabele waarde voor de invloedsfactor vertoont Oostvaardersplassen klei eveneens een reductie van de invloedsfactor wanneer de grond ongedraineerd reageert. Tabel 2.3 geeft een overzicht van de resultaten van de Oostvaardersplassen klei.

Tabel 2.3: Resultaten van de OVP klei modelproeven waarin F_{eq} de evenwichtskracht op de T-bar is en f_i de bijbehorende invloedsfactor.

| Proef | Grondgedrag | Belastings-snelheid | c_u [kPa] | Diameter T-bar [mm] | Lengte T-bar [mm] | F_{eq} [N] | f_i [-] |
|-------|------------------|---------------------|-------------|---------------------|-------------------|--------------|-----------|
| 5 A | Semi gedraineerd | 10 mm/uur | 42 | 8 | 50 | 440 | 25,2 |
| 5 B | Semi gedraineerd | 10 mm/4 uur | 42 | 8 | 50 | 450 | 25,8 |
| 5 C | Gedraineerd | 10 mm/dag | 42 | 8 | 50 | - | - |
| 5 D | Gedraineerd | 10 mm/week | 42 | 8 | 50 | - | - |
| 5 E | Gedraineerd | 10 mm/maand | 42 | 8 | 50 | - | - |
| 9 A | Ongedraineerd | 1 mm/sec | 45,6 | 8 | 50 | 300 | 15,4 |
| 9 B | Gedraineerd | 10 mm/dag | 45,6 | 8 | 50 | - | - |
| 9 C | Gedraineerd | 10 mm/dag | 45,6 | 12 | 75 | - | - |

2.3 Kanttekening bij toepasbaarheid van het modelonderzoek

Het uitgevoerde modelonderzoek beschouwt onder andere de invloed van de belastingssnelheid op de waarde van de invloedsfactor. Hierbij wordt gebruik gemaakt van de in CUR 166 omschreven vergelijking (2.3) voor de belasting van nazakkende kleigronden. In de CUR 166 wordt geen onderscheid gemaakt tussen het gedraineerde gedrag van klei en het ongedraineerde gedrag van klei. Voor een gedraineerde situatie (langzame verplaatsingen) dient geen gebruik te worden gemaakt van de ongedraineerde schuifsterkte. De grootte van de schuifsterkte is immers afhankelijk van de optredende spanning op het moment van bezwijken. In bijlage B wordt het punt waarop sprake is van gedraineerd of ongedraineerd gedrag gekwantificeerd met behulp van vergelijking 2.4. Indien sprake is van een representatieve situatie met een staafdiameter (D) van 50 mm en een consolidatiecoëfficiënt (c_v) van 10^{-8} m²/s geldt dat pas vanaf een zakkingsnelheid boven de circa 60 cm/jaar er niet van volledig gedraineerd gedrag gesproken kan worden. Voor het gros van de situaties met zakkende grond zal de snelheid lager liggen. Indien bijvoorbeeld snel en kortdurend wordt belast kan sprake zijn van ongedraineerd gedrag.

$$q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + f_i) \tag{2.3}$$

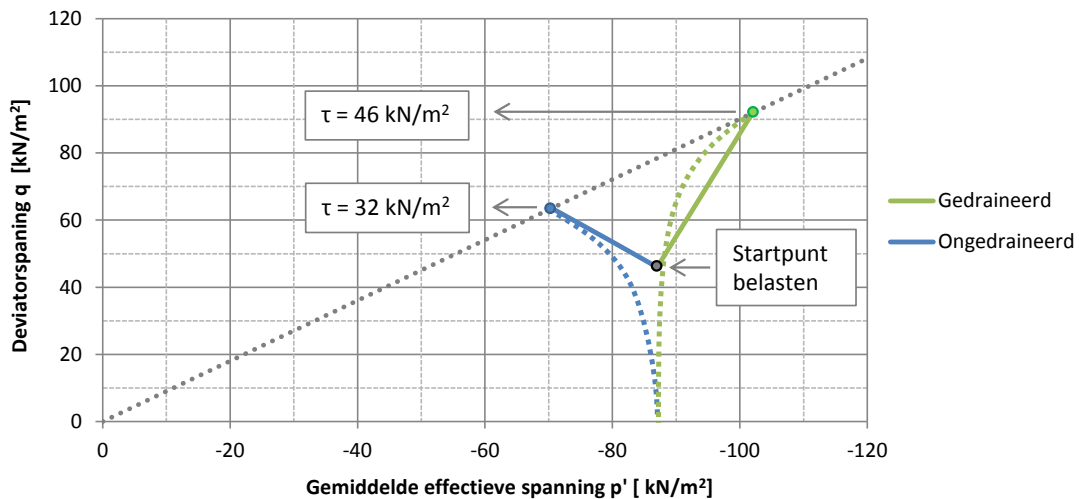
$$V = \frac{v \cdot D}{c_v} \tag{2.4}$$

Eveneens verschilt de schuifsterkte voor gedraineerd en ongedraineerd bezwijken bij gelijke initiële spanningen. Figuur 2.7 illustreert dit met behulp een spanningspad voor normaal geconsolideerde klei. De gemiddelde effectieve spanning (vergelijking 2.5) van circa -87 kN/m² in combinatie met een deviatorspanning van circa 46 kN/m² vertegenwoordigt de spanningstoestand nadat het monster voldoende geconsolideerd is. Hierna zal met behulp van het opleggen van een belastingssnelheid de proef uitgevoerd worden. Indien het gedrag als ongedraineerd kan worden beschouwd neemt p' af als gevolg van optredende waterspanningen. Op het moment van bezwijken op basis van het Mohr-Coulomb criterium bedraagt de schuifspanning 32 kN/m². Voor gedraineerd gedrag spelen waterspanningen geen rol en neemt de gemiddelde effectieve spanning toe tot het moment van bezwijken, een hogere schuifsterkte is het gevolg. Hieruit kan geconcludeerd

worden dat de schuifsterkte voor ongedraineerd gedrag verschilt van gedraineerd gedrag. Hierbij is verondersteld dat de grond op het moment van bezwijken op compressie is belast, in paragraaf 2.4 zal hier nader op ingegaan worden. Het in figuur 2.7 weergegeven gedraineerde spanningspad is slechts van toepassing op één punt binnen de bezwijkzone rondom de ankerstaaf. Dit omdat de optredende grondspanningen eveneens per punt verschillen.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (2.5)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.6)$$



Figuur 2.7: P-q diagram met een spanningspad voor gedraineerd en ongedraineerd bezwijken van de grond, resulterend in een verschillende schuifspanning τ .

Het gebruik van een ongedraineerde schuifsterkte voor gedraineerde proeven is theoretisch gezien niet correct. Hiernaast wordt in het onderzoek van Deltares eveneens voor zowel de gedraineerde als de ongedraineerde proeven dezelfde waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte toegepast. Dit resulteert in een onderschatting van de werkelijk optredende schuifspanningen in het monster. Het gevolg van deze werkwijze is een te hoge invloedsfactor voor de gedraineerde proeven. Het vergelijken van de modelproeven met de simulaties voor de gedraineerde proeven is hierdoor op basis van de invloedsfactor niet mogelijk. Wel kunnen de meetresultaten in de vorm van optredende belastingen en verplaatsingen toegepast worden. Betreffende het gedraineerd en ongedraineerd reageren van de grond worden gesteld:

- Gedraineerde gedrag geldt voor het gros van de situaties waarbij zakkende grond ankers belast, de grootte van de schuifspanning is meer spanningsafhankelijk.
- Ongedraineerde gedrag geldt voor kan optreden bij korte snelle belastingen, de grootte van de schuifspanning is minder spanningsafhankelijk.

2.4 Simuleren van modelonderzoek met behulp van Plaxis 2D

2.4.1 Opzet van het Plaxis 2D model

Met behulp van Plaxis 2D kan een model worden gemaakt van de proeven van Deltares. Plaxis 2D is een eindige elementen programma dat op twee dimensionale wijze grondgedrag kan simuleren, hierbij rekening houdend met de interactie tussen grond en constructies. Ook kunnen verplaatsingen en belastingen geïntegreerd worden waardoor het mogelijk is om de proeven te simuleren.

Selectie proefvarianten

In het door Deltares uitgevoerde modelonderzoek zijn 25 T-bars onder verschillende condities belast. Met behulp van deze proeven is de invloed van de belastingssnelheid inzichtelijk geworden. Ondanks het gecontroleerd uitvoeren van de proeven zijn ze niet allen geschikt om te simuleren met behulp van Plaxis. Op basis van de grootte van de ongedraineerde schuifsterkte, de diameter van de T-bar, de belastingssnelheid, het materiaaltipe en het last-verplaatsings diagram zijn 6 proeven geselecteerd. In tabel 2.4 zijn de gegevens weergegeven. Hierbij is evenwichtskracht op de T-bar gestandaardiseerd tot een gelijkmatig verdeelde loodrechte belasting q_z per strekkende meter, dit in verband met de verschillende T-barlengtes.

Tabel 2.4: Inputgegevens van de geselecteerde proeven en de resulterende uitkomst in de vorm van een waarde voor de evenwichtsbelasting $q_{z,eq}$ en de invloedsfactor f_i .

| Proef | Materiaaltipe | Grondgedrag | Belastingssnelheid | c_u [kPa] | Diameter T-bar [mm] | $q_{z,eq}$ [N/m] | f_i [-] |
|--------|----------------|---------------|--------------------|----------------|------------------------|---------------------|-----------|
| 1 (1C) | Speswhite klei | Gedraineerd | 10 mm/maand | - | 8 | 2820 | - |
| 2 (2C) | Speswhite klei | Gedraineerd | 10 mm/maand | - | 8 | 4400 | - |
| 3 (3C) | Speswhite klei | Gedraineerd | 10 mm/maand | - | 12 | 3750 | - |
| 4 (8A) | Speswhite klei | Ongedraineerd | 1 mm/sec | 25 | 8 | 2000 | 9,0 |
| 5 (5E) | OVP klei | Gedraineerd | 10 mm/maand | - | 8 | - | - |
| 6 (9A) | OVP klei | Ongedraineerd | 1 mm/sec | 45,6 | 8 | 6000 | 15,4 |

De zes te simuleren proeven zijn geselecteerd met het oog op de verschillen tussen de parameters. Er dienen echter ook overeenkomsten te zijn om de invloed van individuele parameters vast te stellen. Voorafgaand aan de beschrijving van de proeven dient aangegeven te worden dat 4 van de 6 geselecteerde proeven gedraineerd gedrag vertonen. Vanwege de relatie met zettingen door autonome bodemdaling of kruip geven deze proeven een realistische weergave van de werkelijkheid. De proeven met de Oostvaardersplassen klei leveren onbetrouwbare resultaten, het gevolg hiervan is een oververtegenwoordiging van Speswhite klei in de simulaties. De proeven zijn met de volgende overige redenen geselecteerd:

- Proef 1: Ondanks dat de resultaten van het modelonderzoek goed vergelijkingsmateriaal bieden, is het eveneens van belang om binnen de simulaties een proef te hebben waar zagezegd mee geijkt kan worden. Deze proef heeft verder, in vergelijking tot werkelijke zettingssnelheden, een realistische belastingssnelheid.
- Proef 2: Ten opzichte van proef 1 is de ongedraineerde schuifsterkte verdubbeld, volgens de theorie resulteert dit in een verdubbeling van de belasting, maar blijft de grootte van de invloedsfactor onveranderd. De modelproeven tonen echter een verlaging van de invloedsfactor, de simulatie van de proef wordt gebruikt om de gevolgen van de verdubbeling inzichtelijk te krijgen.
- Proef 3: Ten opzichte van proef 1 is de diameter van de T-bar vergroot, dit resulteert in een verhoging van de belasting zoals de modelproef bevestigt. Naast de gevolgen voor de belasting en de invloedsfactor kan met behulp van deze simulatie ook de invloed van de diameter op de relatieve verplaatsing van de grond ten opzichte van de T-bar worden beschouwd. Na een bepaalde relatieve verplaatsing bereikt de belasting een evenwichtswaarde, de grootte van deze verplaatsing is wellicht afhankelijk van de diameter van de ankerstaaf, de simulatie kan hier meer inzicht in geven.
- Proef 4: Door de verhoogde belastingssnelheid reageert de grond ongedraineerd, op basis van de theorie en het modelonderzoek kan gesteld worden dat dit resulteert in een lagere invloedsfactor. Door het simuleren van de proef wordt duidelijk in hoeverre Plaxis dit in rekening brengt en wat de gevolgen zijn voor het verloop van het last-verplaatsings diagram.
- Proef 5: Het verschil in uitkomsten tussen de OVP klei en de Speswhite klei proeven was in het modelonderzoek significant. Het onderzoek geeft aan dat de wijze waarop de monsters zijn geprepareerd hier mogelijk verantwoordelijk voor is. Het simuleren van de proef in Plaxis is hier niet gevoelig voor en geeft wellicht wel een accuraat resultaat. Ondanks dat er geen evenwichtskracht is bereikt wordt met het oog op de realistische zakkingsnelheid de proef toch gesimuleerd.

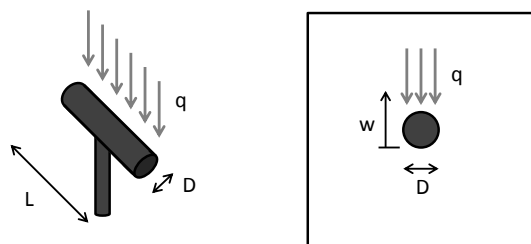
- Proef 6: Een relatief snelle proef waarbij in het modelonderzoek een evenwichtswaarde werd bereikt. Het simuleren ervan geeft geen inzicht in hoeverre de hoge invloedsfactor het gevolg was van de wijze van het prepareren van het monster of dan het wellicht toch een realistische uitkomst was.

Achtergrond Plaxis 2D model

Het beoogde doel van het simuleren van de proeven is om de verschillen en overeenkomsten tussen de laboratoriumproeven en een benadering met behulp van een eindige elementen programma inzichtelijk te krijgen. Het model geeft een benadering van de werkelijkheid waarbij de opzet van het Plaxis model van invloed is op de uitkomsten.

De uitgevoerde modelproeven maken gebruik van een T-bar met een diameter 8 mm en een lengte van 50 mm. Dit 3D geval zal in een 2D model worden geschematiseerd door uit te gaan van een staaf waarbij het lengteaspect per strekkende meter zal worden meegenomen. De toename in belasting op de staaf per strekkende meter kan door de bekende lengte van T-bar terug geschaald worden.

In verband met de invloed van de vorm van de ankerstaaf zal in Plaxis de T-bar als tunnel ingevoerd worden met vergelijkbare materiaaleigenschappen (zie bijlage C). Het element zal, evenals in de modelproeven, na consolidatie een opgelegde verplaatsing van 10 mm ondergaan in verticale richting. Om het gewicht van de staaf niet van invloed te laten zijn op het resultaat wordt het element als gewichtloos benaderd. Uitsluitend belastingen als gevolg van grondgedrag zullen voor een krachtontwikkeling op de ankerstaaf zorgen. Hiervoor is het ook van belang dat de resultaten niet beïnvloed worden door de grenzen van het model. Wel dienen de grenzen de mogelijkheid tot afstroming van water te bieden, evenals in de modelproeven het geval is. Figuur 2.8 geeft de schematisatie weer van de 3D proeven naar het 2D model.



Figuur 2.8: Schematisatie van de beproefde T-bar in 3D (links) en in 2D (rechts). De omkadering van de 2D T-bar geeft de begrenzing van het model weer.

Het tijdspad waarover de T-bar wordt verplaatst is in grote mate van invloed op de grootte van de werkende belasting. Het gedraineerde of ongedraineerde gedrag van de klei ligt hieraan te grondslag. Het tijdsinterval kan niet exact gesimuleerd worden, wel kan op basis van het verwachte gedraineerde of ongedraineerde gedrag het juiste drainage type worden gebruikt binnen het materiaalmodel. Voor het simuleren van de proeven zal het bijbehorende grondgedrag met behulp van twee materiaalmodellen meegenomen.

- Mohr-Coulomb model (MC): Door de beperkte hoeveelheid invoerparameters geeft het model een goed interpreteerbaar resultaat. De gevoeligheid van de parameters wordt hierdoor relatief inzichtelijker wat voor een eerste indruk van resultaat handig is.
- Hardening Soil model (HS): Hardening soil is een geavanceerder model dan MC en heeft enkele voordelen dat het met het oog op het simuleren van de proeven geschikt maakt om toe te passen. Het gebruikt deels dezelfde parameters als het MC model, de stijfheid van de grond wordt echter benaderd met behulp van drie parameters. Hierbij wordt ook de stijfheid aangepast als gevolg van veranderende spanning in de grond. Indien de waarden hiervan bekend zijn leidt dit tot een nauwkeuriger resultaat.

Als omschreven in paragraaf 2.2 gedraagt de grond zich bij de snelle proeven ongedraineerd. Plaxis heeft de mogelijkheid dit aspect aan te geven in het materiaalmodel, het is echter ook mogelijk om dit gedrag mee te nemen door het tijdsinterval waarover de opgelegde verplaatsing plaatsvindt te variëren. Hierdoor wordt het gedraineerde of ongedraineerde gedrag van de grond op basis van de doorlatendheid van het

materiaal bepaald in combinatie met de snelheid waarmee de belasting optreed. Het correct benaderen van wateronderdrukken is in belangrijke mate van invloed op de kracht op de T-bar. Dit is slechts mogelijk door het ongedraineerde gedrag binnen het materiaalmodel aan te geven. Het gevolg hiervan is dat er geen tijdsinterval toegepast kan worden en dat als uitgangspunt wordt genomen dat het materiaal volledig ongedraineerd gedrag vertoont. Per grondslag zullen er twee materiaalmodellen toegepast worden, twee voor Speswhite klei en twee voor Oostvaardersplassen klei. Voor een overzicht van de gebruikte materiaaleigenschappen van het MC model en HS model voor beide grondsoorten wordt verwezen naar bijlage C.

Het opgestelde Plaxis 2D model simuleert de proeven door twee stappen te doorlopen. Evenals in de modelproeven wordt een consolidatiespanning aangebracht om de spanningen op een bepaalde diepte te simuleren. In verband met het consolideren van de grond dient deze stap over een significante periode plaatst te vinden om waterspanningen te laten dissiperen. Hiervoor is een periode van 10.000 dagen aangehouden. Nadat de grond als geconsolideerd kan worden verondersteld wordt de 2D T-bar met een opgelegde verplaatsing van 10 mm door de grond gedrukt. De afmetingen van het model zijn gekozen opdat de begrenzingen de optredende spanningen en verplaatsingen niet beïnvloeden.

2.4.2 Bepalen van de schuifsterkte

De door Deltares bepaalde ongedraineerde schuifsterkte kan voor de gedraineerde proeven niet worden toegepast. De werkelijke schuifsterkte waarmee in Plaxis de simulaties worden uitgevoerd dient vastgesteld te worden. Zoals aangegeven in paragraaf 2.2 verschilt deze per punt in de bezwijkzone in verband met de variatie aan optredende spanningen. De schuifsterkte zal, evenals voor de ongedraineerde proeven, gebaseerd zijn op de gemiddelde effectieve spanning op het moment van bezwijken. Hierbij worden de spanningscondities behorende bij de situatie na het consolidatieproces gebruikt als invoer om het spanningspad te bepalen. (Verruijt, 2010) beschrijft de methode waarbij met behulp van gedraineerde parameters de ongedraineerde schuifsterkte kan worden bepaald, zie vergelijking 2.7. Het bepalen van de schuifsterkte voor gedraineerd gedrag kan met behulp van vergelijking 2.8. Voor inzicht in het bepalen van de gemiddelde effectieve spanningen en de resulterende schuifsterkte wordt verwezen naar bijlage D.

$$\text{Ongedraineerd} \rightarrow \tau_u = c_u = c' \frac{\cos\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} + p' \frac{\sin\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} \quad (2.7)$$

$$\text{Gedraineerd} \rightarrow \tau' = c' \frac{\cos\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} + p' \frac{\sin\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} \quad (2.8)$$

Bij bezwijken van de grond rondom de ankerstaaf zal een glijvlak ontstaan. De schuifsterkte van de grond is bepalend voor de vorm van het glijvlak. In verband met het inzichtelijk krijgen van de schuifsterkte waarmee in de simulaties gerekend wordt zal deze per proef bepaald worden met behulp van een triaxiaalproef in Plaxis. Deze werkwijze is beschreven in bijlage D. In tabel 2.6 is een overzicht gegeven van de schuifsterkte van de grond waarmee in Plaxis de simulaties zijn uitgevoerd. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de waarde voor de ongedraineerde schuifsterkte in Plaxis verschilt van de door Deltares toegepaste waarde. Aangezien Plaxis de simulaties met de andere ongedraineerde schuifsterkte zijn uitgevoerd zal deze waarde worden toegepast om de invloedsfactor te bepalen.

Tabel 2.6: Schuifsterkte van de modelproeven en de schuifsterkte van de simulaties op basis van triaxiaalproeven in Plaxis.

| Proef | Grondgedrag | Diameter T-bar [mm] | Schuifsterkte modelproeven [kPa] | Schuifsterkte simulaties [kPa] |
|-------|---------------|---------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| 1 | Gedraineerd | 8 | - | 46 |
| 2 | Gedraineerd | 8 | - | 92 |
| 3 | Gedraineerd | 12 | - | 46 |
| 4 | Ongedraineerd | 8 | 25 | 32 |
| 5 | Gedraineerd | 8 | - | 62 |
| 6 | Ongedraineerd | 8 | 45,6 | 41 |

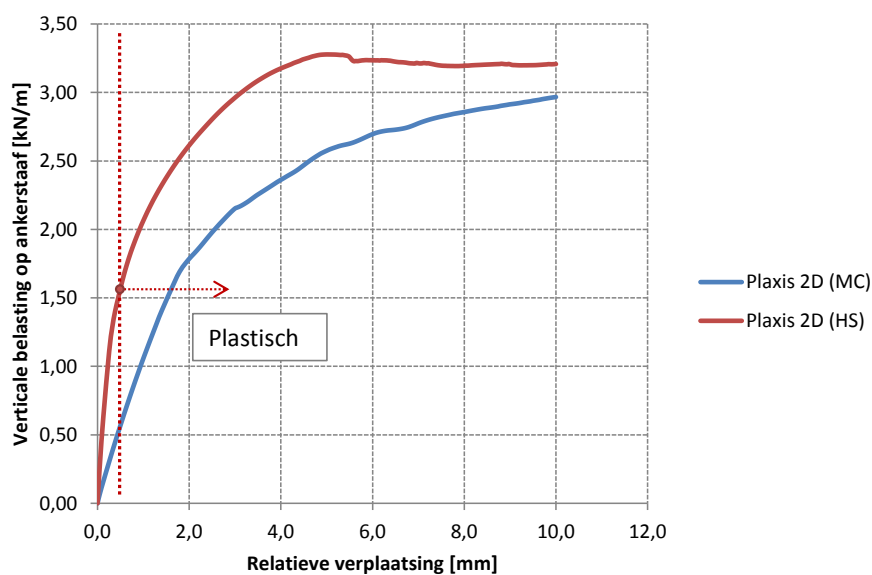
2.4.3 Resultaten simulaties

Evenals in de modelproeven blijken de resultaten van de simulaties per grondsoort te verschillen, ondanks dat dit op basis van de CUR 166 niet het geval hoort te zijn. De Speswhite klei proeven zullen hierom apart van de Oostvaardersplassen klei worden behandeld.

Speswhite klei

Met het oog op het vergelijken van de rekenmethoden is gebruik gemaakt van het MC model en het HS model. Op basis van vuistregels hebben beide modellen qua grondgegevens vergelijkbare waarden (zie bijlage C). Uit de simulatie blijkt echter dat het MC model ander grondgedrag vertoont dan het HS model, dit komt mede door de beperkte mogelijkheden dat het MC model biedt om de grondgegevens in te voeren. Dit hoeft echter geen beperking te zijn, maar uit de resultaten blijkt dat het MC model geen evenwichtskracht bereikt binnen de opgelegde verplaatsing. Dit in tegenstelling tot het HS model en de modelproeven van Deltares. In figuur 2.9 zijn de verschillen visueel inzichtelijk gemaakt. In verband met deze constatering zijn de overige simulaties slechts met het HS model uitgevoerd.

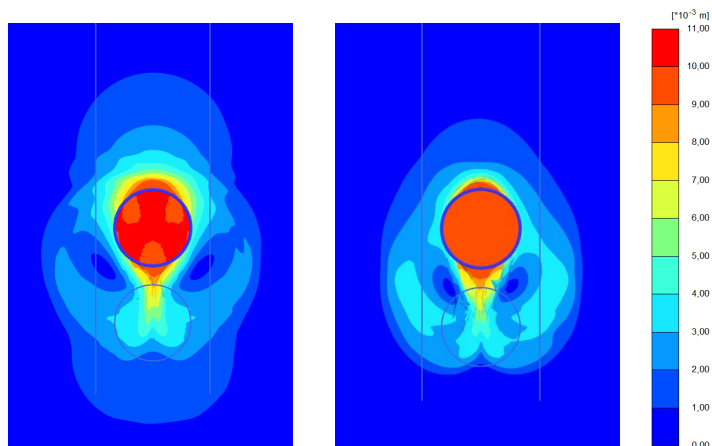
Letten op de Plaxis HS simulatie in figuur 2.9 valt op dat het verloop van de curve uit twee delen bestaat. Over het eerste deel van de verplaatsing vindt elastische deformatie van de grond plaats. De belasting op de staaf als gevolg van de verplaatsing zorgt voor spanningen in de grond die lager zijn dan de bezwijkspanning. Deze belasting kan toenemen zolang de spanningscirkels het Mohr-Coulomb criterium niet raken, de grond deformeert hierbij elastisch. Met de verplaatsing neemt sterkte van de grond af door een toename van het aantal punten dat de bezwijkspanning bereikt en hierbij plastisch deformeert. Hierdoor zal er na verloop van tijd een plastische zone ontstaan waarbij de belasting op de staaf niet meer toeneemt met de verplaatsing. In figuur 2.9 is de scheiding tussen elastische en plastische deformatie indicatief weergegeven.



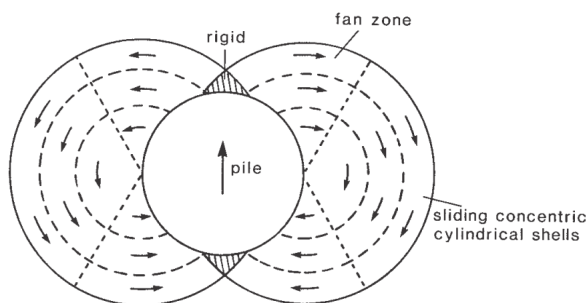
Figuur 2.9: Last-verplaatsingsgrafiek van proef 1 waarin het MC model met het HS model wordt vergeleken. De verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond.

Binnen de uitgevoerde Speswhite klei simulaties vertoont de grond afhankelijk van de belastingssnelheid gedraineerd of ongedraineerd gedrag. Naast de invloed op de evenwichtsbelasting heeft het ook gevolgen voor de wijze waarop de grond zich langs de staaf beweegt zoals zichtbaar is in figuur 2.10. In beide gevallen heeft het element een verticale verplaatsing van 10 mm ondergaan, het tijdsinterval verschilde echter. De absolute verplaatsing van gedraineerde grond vindt voornamelijk in verticale richting plaatst terwijl het ongedraineerde geval voornamelijk horizontale grondverplaatsingen toont. De reden hiervoor ligt in de wateroverspanningen en wateronderspanningen die ontstaan als gevolg van de snelle verplaatsing. De cohesieve grond is slecht waterdoorlatend waardoor in tegenstelling tot de langzame proeven bij snelle verplaatsingen het water onvoldoende kan afstromen en toestromen. De ontstane wateroverspanning aan

de bovenzijde van de staaf en wateronderspanning aan de onderzijde zorgen voor drukverschillen rondom de staaf. De waterstroming als gevolg van de drukverschillen leidt bij ongedraineerd gedrag tot een ander grondverplaatsingspatroon dan bij gedraineerd gedrag. In (Fleming e.a., 2008) wordt het verplaatsen van grond rondom horizontaal belaste palen beschreven, in figuur 2.11 is dit weergegeven. Deze kenmerkende verplaatsing van de grond langs cirkelvormige bezwijkvlakken is eveneens te zien in de Plaxis simulaties zoals in figuur 2.10.



Figuur 2.10: Absolute verplaatsing van Speswhite klei bij gedraineerd gedrag (linker afbeelding) en bij ongedraineerd gedrag (rechter afbeelding) van de grond.



Figuur 2.11: Verplaatsingsmechanisme van de grond langs horizontaal belaste palen (Fleming e.a., 2008).

Uit de vier Speswhite klei simulaties blijkt dat de belasting $q_{z,eq}$ consequent een hogere waarde heeft dan is bepaald op basis van de modelproeven. Indien de aangepaste schuifsterkte wordt gebruikt blijkt de waarde van de invloedsfactor f_i echter wel lager uit te vallen. Tabel 2.7 geeft een overzicht weer van de resultaten van de simulaties in vergelijking tot de modelproeven. Ondanks de overschatting van de belasting ten opzichte van de modelproeven geven de simulaties wel een waarde van de invloedsfactor met een beperkte variatie. Ook het verschil tussen de ongedraineerde en de gedraineerde proeven is beperkt indien gebruik wordt gemaakt van de aangepaste schuifsterkte. De grootte van de invloedsfactor lijkt op basis van de simulaties niet beïnvloed te worden door het gedraineerde en ongedraineerde gedrag van de grond.

Tabel 2.7: Resultaten van de modelproeven en de simulaties van Speswhite klei.

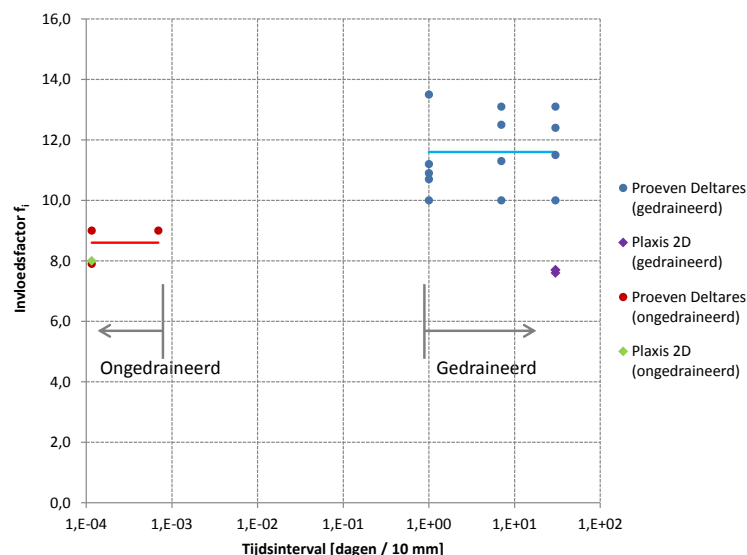
| Proef | Grondgedrag | D [mm] | Modelproeven | | | Simulaties | | |
|-------|---------------|--------|--------------|------------------|-----------|--------------|------------------|-----------|
| | | | τ [kPa] | $q_{z,eq}$ [N/m] | f_i [-] | τ [kPa] | $q_{z,eq}$ [N/m] | f_i [-] |
| 1 | Gedraineerd | 8 | - | 2820 | - | 46 | 3200 | 7,7 |
| 2 | Gedraineerd | 8 | - | 4400 | - | 92 | 6350 | 7,6 |
| 3 | Gedraineerd | 12 | - | 3750 | - | 46 | 4800 | 7,7 |
| 4 | Ongedraineerd | 8 | 25 | 2000 | 9,0 | 32 | 2300 | 8,0 |

De belasting op de T-bar in de ongedraineerde proef (proef 4) is lager dan in de gedraineerde proef (proef 1) ondanks dat dezelfde parameters toegepast worden. De snelle verplaatsing in slecht waterdoorlatende cohesieve grond resulteert in wateroverspanningen aan de bovenzijde van de ankerstaaf. Een verhoogde waterspanning hangt samen met een verlaging van de effectieve korrelspanning (vergelijking 2.9), dit heeft een reductie van de kracht op de ankerstaaf tot gevolg. Bij het verplaatsen van de T-bar ontstaat eveneens een onderdruk ten opzichte van de omliggende grond een de onderzijde van de staaf. Naarmate het verschil tussen de luchtdruk en de onderdruk oploopt neemt eveneens de zuigende kracht op de T-bar toe. Deze waarde kan oplopen tot maximaal 1 bar (100 kN/m²), het verschil tussen de luchtdruk en het theoretisch vacuüm.¹

$$\sigma' = \sigma - u_{\text{actief}} \quad (2.9)$$

Figuur 2.12 vergelijkt de resultaten van de modelproeven met de simulaties, hierbij zijn de ongedraineerde schuifsterkte en de diameter constanten. De trendlijn geeft de waarde van de invloedsfactor welke door Deltares is bepaald naar aanleiding van de proeven. 8,6 voor ongedraineerd gedrag en 11,6 voor gedraineerd gedrag. In figuur 2.15 is tevens aangegeven bij welk tijdsinterval sprake is van gedraineerd en ongedraineerd gedrag, deze waarden zijn gebaseerd op de in (Lottum, 2010) gebruikte uitgangspunten. Indien de uitgangspunten van (Mayne e.a., 2009) toegepast worden in vergelijking 2.10 geldt dat voor deze specifieke situatie vanaf een zettingsnelheid circa 40 mm/dag ongedraineerd gedrag optreedt en voor snelheden lager dan circa 4 mm/maand er sprake is van gedraineerd grondgedrag.

$$V = \frac{v \cdot D}{c_v} \quad (2.10)$$



Figuur 2.12: Invloedsfactor uitgezet tegen het tijdsinterval van de verplaatsing. De trendlijn van de modelproeven geeft de constante waarde voor de invloedsfactor weer voor ongedraineerd gedrag (8,6) en gedraineerd gedrag (11,6).

¹Het simuleren van dit effect in Plaxis kan met de *Cavitation cut-off* optie. In combinatie met de *Consolidation* calculation type geeft dit echter onjuiste resultaten, in bijlage C wordt de verklaring hiervoor gegeven.

2. Grondgedrag rondom ankerstaven

Bij deze uit (Lottum, 2010) overgenomen conclusie is uitgegaan van een gelijke schuifsterkte voor gedraineerd en ongedraineerd gedrag. Dit is van invloed op waarde van de invloedsfactor. Ook zal in laboratoriumproeven altijd een zekere spreiding zitten in de resultaten. Het simuleren in Plaxis laat zien dat deze spreiding vele malen kleiner is. Op basis hiervan wordt de gemiddelde waarde van het beperkte aantal Plaxis proeven vergeleken met het gemiddelde van het grotere aantal modelproeven. Hieruit kan worden geconcludeerd dat de simulaties met behulp van Plaxis 2D resulteren in een waarde voor f_i welke circa 34% voor ongedraineerd gedrag en circa 7% voor gedraineerd gedrag lager ligt, zie tabel 2.8.

Tabel 2.8: Conclusies van de simulaties met Speswhite klei op basis van de invloedsfactor f_i .

| Grondgedrag | f_i modelproeven [-] | f_i simulaties [-] | Vershil |
|---------------|------------------------|----------------------|---------|
| Gedraineerd | 11,6 | 7,7 | -34% |
| Ongedraineerd | 8,6 | 8,0 | -7% |

Aangezien Deltares een mogelijk onjuiste schuifsterkte heeft gebruikt is het vergelijken van de proeven op basis van de invloedsfactor niet uitvoerbaar. De belastingen op de T-bar kunnen hiervoor wel gebruikt worden. Indien deze resultaten onderling vergeleken worden kan geconcludeerd worden dat Plaxis voor zowel de ongedraineerde als de gedraineerde proeven de belasting overschat. In tabel 2.9 wordt een overzicht gegeven waaruit blijkt dat het verschil tussen de modelproeven en de simulaties varieert. Deze grote spreiding is eveneens terug te zien in figuur 2.12. Voor het fitten van de simulaties met de modelproeven zijn de resultaten van de belasting niet geschikt, een gemiddelde waarde dient gevonden te worden. Hiervoor dient de invloedsfactor bepaald te worden waarbij zowel de modelproeven als de simulaties dezelfde schuifsterkte gebruiken. Indien de door Deltares bepaalde schuifsterktes worden toegepast om de invloedsfactor vast te stellen kan de gemiddelde overschatting van de resultaten door Plaxis worden verkregen. Tabel 2.9 geeft de verschillen tussen de modelproeven en de simulaties weer.

Tabel 2.9: Conclusies van de simulaties met Speswhite klei op basis van de evenwichtsbelasting $q_{z;eq}$.

| Proef | Grondgedrag | $q_{z;eq}$ modelproeven [N/m] | $q_{z;eq}$ simulaties [N/m] | Vershil |
|-------|---------------|-------------------------------|-----------------------------|---------|
| 1 | Gedraineerd | 2820 | 3200 | +13% |
| 2 | Gedraineerd | 4400 | 6350 | +44% |
| 3 | Gedraineerd | 3750 | 4800 | +28% |
| 4 | Ongedraineerd | 2000 | 2300 | +15% |

Tabel 2.10: Conclusies van de simulaties met Speswhite klei indien voor zowel de modelproeven als de simulaties dezelfde schuifsterkte wordt toegepast.

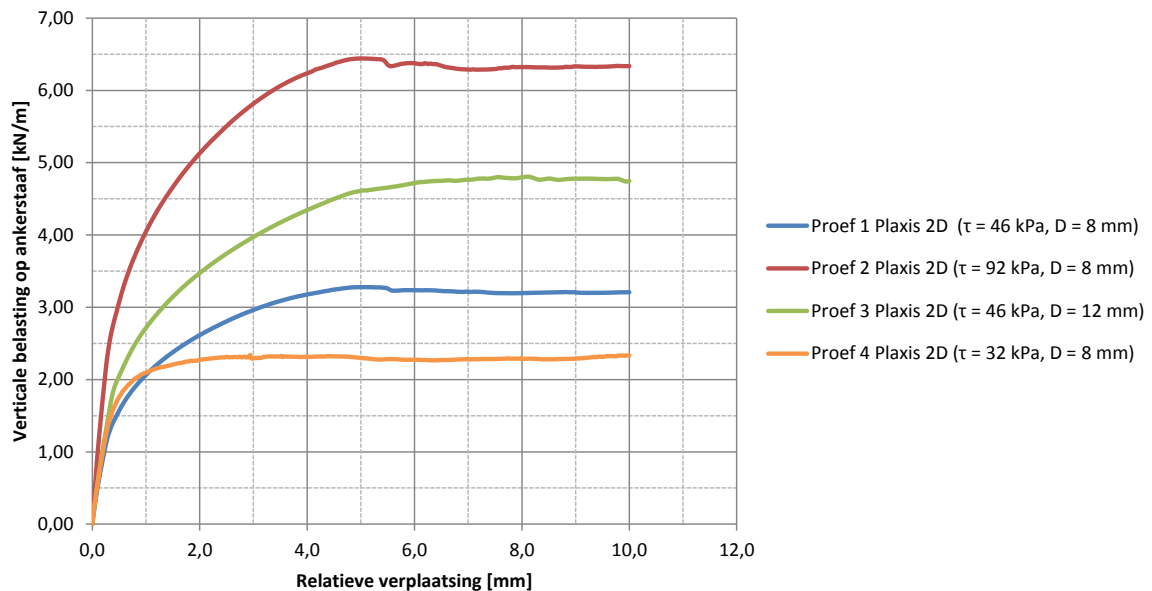
| Grondgedrag | f_i modelproeven | f_i simulaties | Vershil |
|---------------|--------------------|------------------|---------|
| Gedraineerd | 11,6 | 15,0 | +29% |
| Ongedraineerd | 8,6 | 10,5 | +22% |

De simulaties vertonen voor alle proeven een overschatting van de belasting ten opzichte van de modelproeven. Ondanks het gebruik van een kunstmatige kleisoort waarvan de eigenschappen bekend zijn zodat voor de modelproeven en de simulaties gelijke waarden toegepast kunnen worden, is de wijze van prepareren van invloed op de sterkte-eigenschappen. In (Terzaghi en Peck, 1967) wordt het verlies in sterkte als gevolg van het prepareren van een monster beschreven. Ten opzichte van een ongeroerd monster zal een opnieuw geprepareerd monster lagere sterkte-eigenschappen hebben als gevolg van het verstoren van de structuur van de klei. Voor het herstellen van de sterkte is het watergehalte in de klei van invloed. Door het verlagen van het watergehalte ten opzichte van het ongeroerde monster kunnen vergelijkbare sterkte-eigenschappen gecreëerd worden. In de modelproeven is slechts sprake van een opnieuw geprepareerd monster. Hierbij

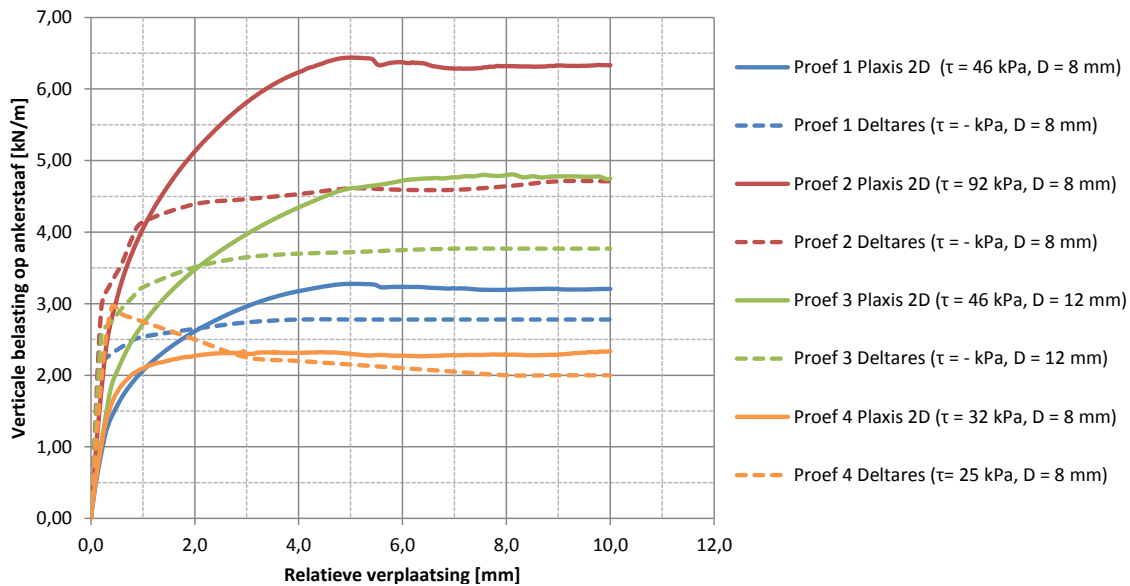
blijft de invloed van het watergehalte echter wel bepalend. Een mogelijke verklaring voor de overschatting van de simulaties in Plaxis is de lagere gemeten evenwichtskracht in de modelproeven als gevolg van het watergehalte. Een watergehalte dat niet resulteert in een kleisterkte dat vergelijkbaar is met de materiaalsoort in Plaxis kan voor een verschil zorgen tussen de gemeten belastingen.

De nauwkeurigheid waarmee de modelproeven zijn gesimuleerd is mede afhankelijk van het gebruikte mesh. Een fijner mesh met veel nodes zorgt voor een nauwkeuriger resultaat, hiertegenover staat een langere rekentijd. Het gebruikte mesh voor de simulaties is voldoende nauwkeurig en heeft een verwaarloosbare overschatting van de evenwichtskracht tot gevolg. De hogere invloedsfactoren resulterend uit de simulaties ten opzichte van de modelproeven zijn niet het gevolg van de nauwkeurigheid van het gebruikte mesh.

Voor de eindsituatie waarop de maximale kracht kan optreden is het bepalen van de evenwichtswaarde van belang. De benodigde relatieve verplaatsing voor het bereiken van deze waarde zegt iets over de ontwikkeling van de kracht op de staaf en in hoeverre deze kracht kan optreden bij een bepaalde zetting. Figuur 2.13 geeft een overzicht van de vier proeven waardoor de verschillen inzichtelijk worden. De evenwichtsbelastingen geven vanzelfsprekend verschillende waarden weer. De curves van de gedraineerde proeven vertonen vergelijkbaar gedrag, na enkele millimeters wordt de evenwichtswaarde bereikt. In paragraaf 3.3.3 wordt deze relatieve verplaatsing bepaald als functie van de diameter van de ankerstaaf. De snelle proef waarbij ongedraineerd gedrag van toepassing is ontwikkeld een hogere kracht over een kortere relatieve verplaatsing. In figuur 2.14 worden de resultaten van de Plaxis 2D simulaties vergeleken met de resultaten van de modelproeven van Deltares.



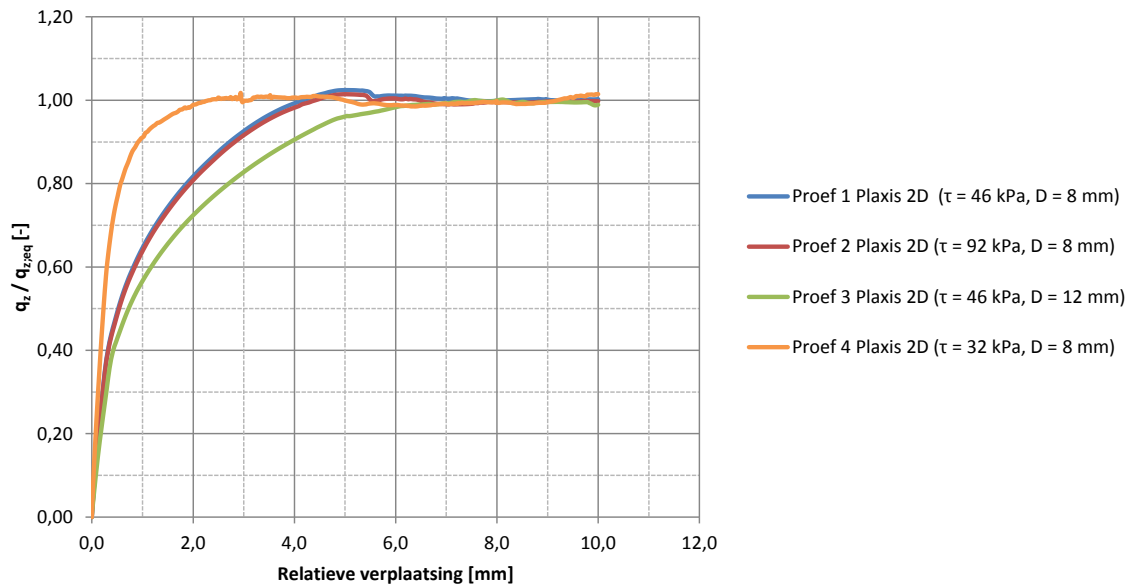
Figuur 2.13: Last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond.



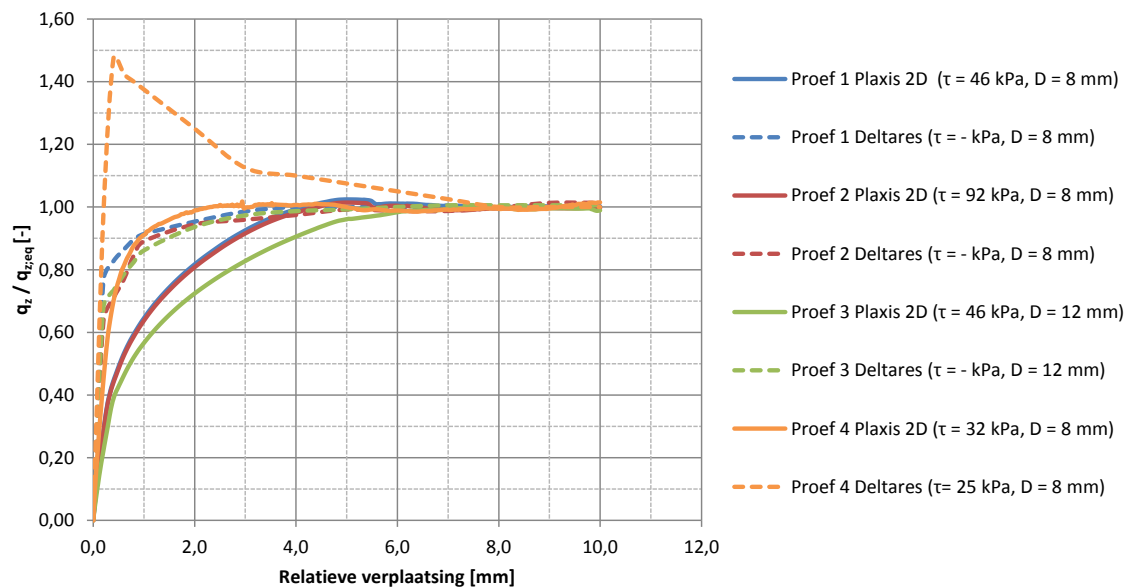
Figuur 2.14: Last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. Inclusief de resultaten van Deltares

Door de resultaten te normaliseren naar de optredende evenwichtskracht over de relatieve verplaatsing kunnen de resultaten eenvoudiger geïnterpreteerd worden. In figuur 2.15 is dit visueel weergegeven. De grootte van de evenwichtsbelasting verschilt per simulaties als gevolg van het variëren van de parameters. Door het normaliseren wordt de grootte van de evenwichtsbelasting van ondergeschikt belang en kan het onderlinge verschil tussen de vorm van de curves zichtbaar gemaakt worden. Geconcludeerd kan worden dat het grondgedrag van proef 1 en proef 2 nagenoeg gelijk is ondanks de afwijkende schuifsterkte. De curve van de ongedraineerde proef (proef 4) bereikt eveneens een evenwichtskracht welke nagenoeg gelijk is aan de piekwaarde. Dit in tegenstelling tot de modelproeven waarbij de evenwichtskracht werd bereikt nadat in eerste instantie een piek is gepasseerd die significant hoger is dan de evenwichtswaarde. Figuur 2.16 toont de genormaliseerde curves waarin ook de proefresultaten van Deltares zijn weergegeven.

Het vergroten van de ankerstaaf zoals in proef 3 het geval is leidt tot minder stijf grondgedrag. De evenwichtswaarde wordt bij een hogere relatieve verplaatsing bereikt, dit impliceert dat een toename van de diameter van de ankerstaaf correspondeert met een toename in de benodigde relatieve verplaatsing. Het verband tussen de diameter en de relatieve verplaatsing van de grond kan niet uit de proefresultaten opgemaakt worden. Met het oog op realistische ankerstaaf diameters is de afhankelijkheid van de diameter en de relatieve verplaatsing van belang, dit aspect zal in paragraaf 3.3.3 worden behandeld. Hierbij zal tevens de relatie tussen de diameter en de relatieve verplaatsing gekwantificeerd worden.



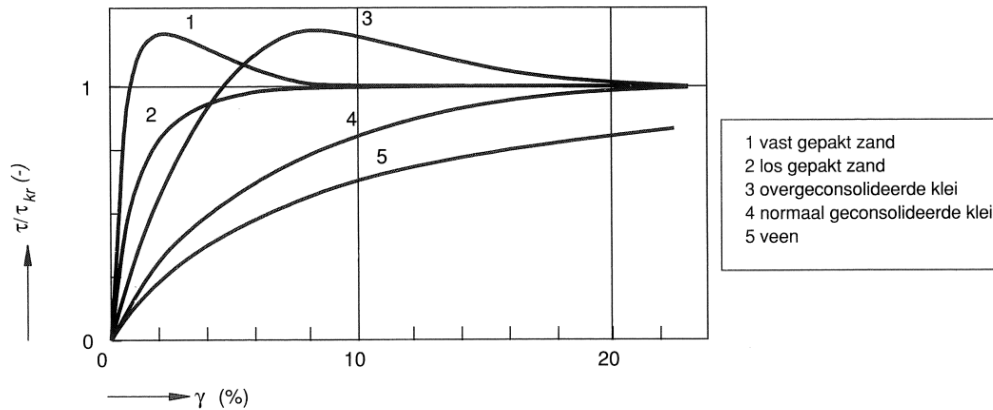
Figuur 2.15: Genormaliseerde last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verhouding tussen de plaatselijke en de verticaal optredende evenwichtsbelasting op de ankerstaaf is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond.



Figuur 2.16: Genormaliseerde last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verhouding tussen de plaatselijke en de verticaal optredende evenwichtsbelasting op de ankerstaaf is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. Inclusief de resultaten van Deltares.

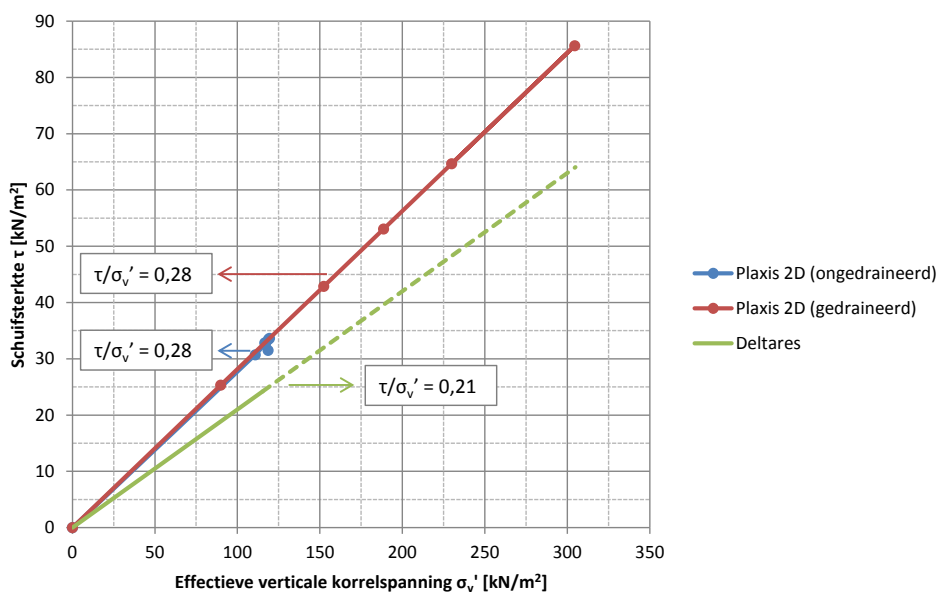
De genormaliseerde curves uit figuur 2.15 vertonen gedrag dat kenmerkend is voor normaal geconsolideerde klei. Figuur 2.17 geeft het spanningsvervormingsgedrag weer van verschillende grondsoorten. Hierbij dient de kanttekening te worden geplaatst dat deze curves niet één op één te vergelijken zijn gezien het gebruik van andere parameters op de assen. Wel kunnen de curves op basis van het vervormingsgedrag met elkaar vergeleken worden.

2. Grondgedrag rondom ankerstaven



Figuur 2.17: Spanningsvervormingsgedrag van verschillende grondsoorten waarin de schuifspanning ten opzichte van de kritieke schuifspanning is uitgezet tegen de hoekverdraaiing. Kenmerkend voor de simulaties is de curve behorend bij normaal geconsolideerde klei (bewerkte versie van (CUR, 2002)).

Voor de modelproeven is gebruik gemaakt van de verhouding $c_u/\sigma'_v = 0,21$ om de ongedraineerde schuifsterkte te bepalen. Op basis van de in Plaxis uitgevoerde triaxiaalproeven is geconcludeerd dat in simulaties een hogere schuifsterkte wordt toegepast ondanks het gebruik van dezelfde proefopstelling. De verhouding τ/σ'_v kan voor de simulaties eveneens worden bepaald door rondom de staaf de spanningen te meten. In figuur 2.18 is op visuele wijze weergegeven welke verhouding τ/σ'_v van toepassing voor de simulaties en de modelproeven. Ook voor de gedraineerde proeven geldt dat de verhouding constant blijft, de verticale spanningen en de resulterende schuifsterkte neemt echter wel toe. Voor Speswhite klei geldt een verhouding van $\tau/\sigma'_v = 0,28$. De hogere verhouding is verdisconteerd in de resultaten door de schuifsterkte aan te passen.

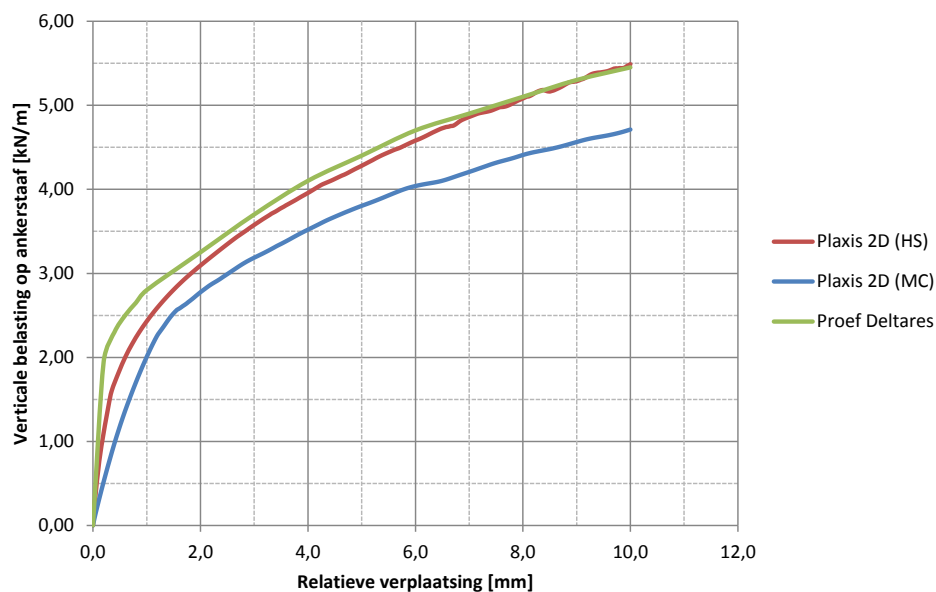


Figuur 2.18: Verhouding τ/σ'_v voor Speswhite klei waarin de waarde vanuit Plaxis en Deltares vergeleken worden.

De lagere verhouding van $\tau/\sigma'_v = 0,21$ is gebaseerd op Direct Simple Shear (DSS) tests bij lage rekken. Hierbij ontlopen de waarden van voor de gedraineerde en ongedraineerde schuifsterkte elkaar amper, dit in tegenstelling tot hogere rekken. Indien een hogere maximale rek wordt toegepast neemt tevens de verhouding τ/σ'_v toe. Gezien de grote vervormingen die optreden bij het bezwijken van grond rondom ankers is een hogere verhouding τ/σ'_v redelijkerwijs te verwachten.

Oostvaarderplassen klei

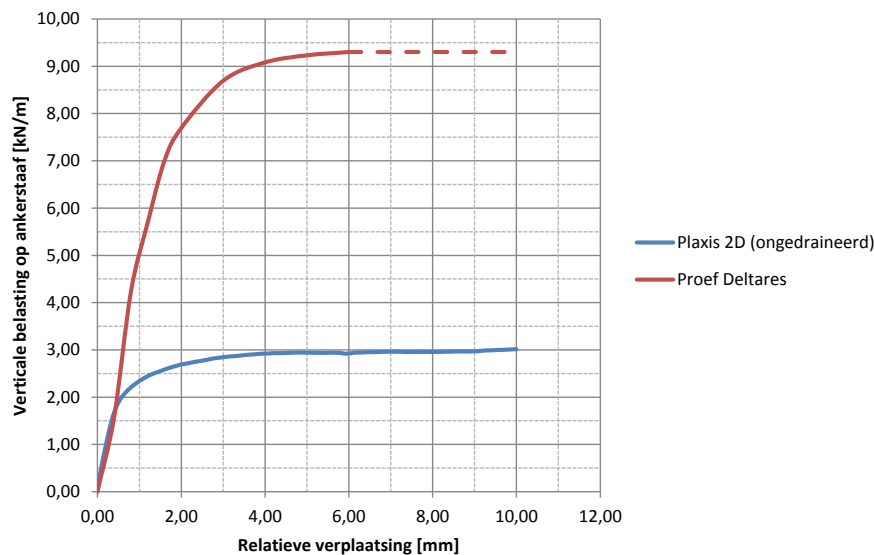
Gezien de instabiele resultaten van de modelproeven zullen slechts twee proeven met behulp van Plaxis 2D worden gesimuleerd voor Oostvaardersplassen klei. Wederom zullen in eerste instantie twee materiaalmodellen worden toegepast om de nauwkeurigheid van het versimpelde en snelle MC model te vergelijken met het HS model, zie figuur 2.19. De curve op basis van de modelproef van Deltares is indicatief toegevoegd aan het figuur. Voor de gebruikte parameters wordt verwezen naar bijlage C. Het grondgedrag komt niet overeen met de Speswhite klei proeven, er wordt geen evenwichtswaarde bereikt binnen de gestelde relatieve verplaatsing, zie tabel 2.11. Het grondgedrag uit de modelproeven wordt echter wel op accurate wijze gesimuleerd met behulp van het HS model. Zoals weergegeven in figuur 2.20 geldt dit echter niet voor proef 6. Het grondgedrag wijkt af en de waarde van de evenwichtskracht verschilt zeer. Indien de schuifkracht echter wordt bijgesteld na het uitvoeren van een triaxiaalproef blijkt de bepaalde invloedsfactor nagenoeg overeen te komen met de waarde van Speswhite klei.



Figuur 2.19: Last-verplaatsingsgrafiek van proef 5 waarin het MC model, het HS model en de modelproef van Deltares onderling worden vergeleken. De verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond.

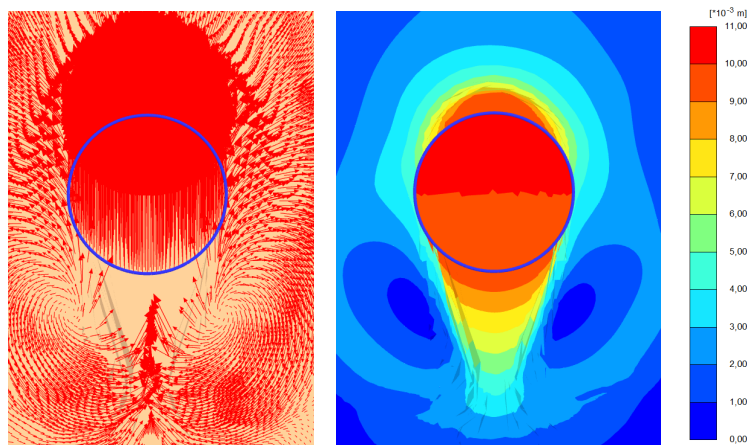
Tabel 2.11: Resultaten van de modelproeven en de simulaties van OVP klei.

| Proef | Grondgedrag | D [mm] | Modelproeven | | | Simulaties | | |
|-------|---------------|--------|--------------|------------------|-----------|--------------|------------------|-----------|
| | | | τ [kPa] | $q_{z,eq}$ [N/m] | f_i [-] | τ [kPa] | $q_{z,eq}$ [N/m] | f_i [-] |
| 5 | Gedraineerd | 8 | - | - | - | 62 | - | - |
| 6 | Ongedraineerd | 8 | 45,6 | 6000 | 15,4 | 41 | 2950 | 8,0 |



Figuur 2.20: Last-verplaatsingsgrafiek van proef 6 waarin de verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond.

Oostvaardersplassen klei vertoont vergelijkbaar grondgedrag met Speswhite klei. De verplaatsing van de grond langs de ankerstaaf verschilt met de verplaatsingssnelheid van de staaf. Op basis van de Speswhite klei proeven was dit grondgedrag verwacht. Figuur 2.21 geeft weer hoe de grond langs de ankerstaaf schuift wanneer sprake is van ongedraineerd gedrag. Aan weerszijden van de staaf ontstaat een punt waar de grond roterend omheen beweegt. In de vloeistofmechanica kan dit effect (een eddy) voor komen wanneer een vloeistof langs een object stroomt, hierbij ontstaat achter het object een turbulente zone waarbinnen de vloeistof roteert.

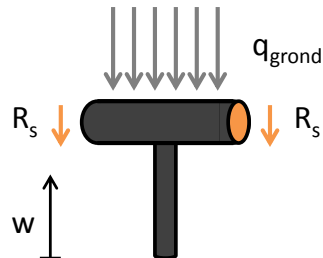


Figuur 2.21: Absolute verplaatsing van Oostvaardersplassen klei bij ongedraineerd gedrag van de grond.

2.4.4 Randeffecten T-bar

In Plaxis 2D wordt de T-bar geschematiseerd tot een staaf met een oneindige lengte, de gemeten belasting is een kracht per strekkende meter staaf. De T-bar in de modelproeven had een diameter-lengteverhouding van 1:6,25. Door deze lage verhouding ontstaat de mogelijkheid dat bij een opgelegde verplaatsing de randeffecten een rol gaan spelen. In Plaxis 2D is de grondbelasting in de lengterichting per lengte-eenheid constant, terwijl in de modelproeven de mogelijkheid ontstaat dat de grond zich meer kan spreiden. Indien de diameter-lengteverhouding van de T-bar verhoogd wordt zal de totale belasting relatief kleiner worden. In figuur 2.22 is zichtbaar gemaakt wat het gevolg is van het gebruik van een T-bar met een beperkte diameter-lengteverhouding. Als gevolg van wrijving aan de kop ontstaat er een aanvullende kracht welke

in de modelproeven wel is gemeten, maar in de Plaxis simulaties niet optreed. Met behulp van vergelijking 2.11 (gebaseerd op vergelijking uit (API, 2000) voor cohesieve grond) is de grootte van deze belasting bepaald als aandeel van het totaal. Voor proef 4 geldt een totale schuifkracht langs de beide uiteinden van de T-bar van circa 3,2 N, hierbij is gerekend met de werkelijk optredende ongedraineerde schuifkracht van 32 kN/m² bij gedraineerd bezwijken. Als aandeel van de totaal gemeten belasting van 100 N bedraagt dit circa 3%. Hieruit valt redelijkerwijs te concluderen dat de diameter-lengteverhouding 1:6,25 voldoende groot is om het modelonderzoek mee uit te voeren. De invloed van de schachtkracht is klein ten opzichte van de loodrechte belasting.



Figuur 2.22: Aanvullende belasting op de T-bar als gevolg van de in oranje aangegeven schuifkrachten langs de kop van de staaf.

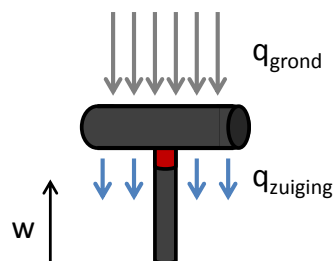
$$R_s = A_s \cdot \alpha_f \cdot c_u \quad (2.11)$$

Waarin:

- R_s is de maximale schachtwrijvingskracht van de T-bar/ankerstaaf in kN
- A_s het maatgevende oppervlak in m²
- α_f is een dimensieloze factor voor het bepalen van de schuifkracht $\alpha_f = 0,5\psi^{-0,5}$ voor $\psi \leq 1$
- ψ is de verhouding tussen de schuifsterkte τ en σ'_p

Het verschil tussen de resultaten van de modelproeven en de simulaties is mogelijk te verklaren door de wijze waarop de klei in de modelproeven is geprepareerd. Ondanks dat enkele modelproeven met exact dezelfde parameters zijn uitgevoerd resulteert het toch in de andere evenwichtswaarde. Aangezien proeven met dezelfde parameters slechts beperkt zijn uitgevoerd is onduidelijk welke resultaten de werkelijkheid het best benaderen.

De staafjes waarmee de proevenmodellen zijn uitgevoerd hebben de vorm van een T-bar waarbij aan de onderzijde een meetelement is geplaatst om de kracht te meten. Op deze wijze wordt slechts de belasting op de staaf gemeten en niet het overige deel van de T-bar. Uit de simulaties is echter gebleken dat bij ongedraineerde gevallen er zuiging aan de onderzijde van de staaf optreedt, zie figuur 2.23. De grootte van de onderdruk is van invloed op zowel de waterstroming van hoge naar lage druk langs de staaf als de zuigende kracht. Aangezien in de modelproeven hier een meetelement en een staafje is bevestigd, is het de vraag in hoeverre de zuigende werking zich volledig kan ontwikkelen.



Figuur 2.23: T-bar met een grondbelasting (q_{grond}) aan de bovenzijde en zuiging ($q_{zuiging}$) aan de onderzijde. Het meetelement (rood) bepaalt de kracht op de staaf.

2.5 Conclusie

De waarde van 5 voor de invloedsfactor zoals omschreven in de CUR 166 is onzeker en resulteert in een mogelijke onderschatting van de werkelijk belasting op een ankerstaaf als gevolg van zakkende grond.

Op basis van de literatuurstudie werd een hogere waarde verwacht (zie bijlage B). De uitgevoerde modelproeven door Deltares bevestigden dit vermoeden. Met behulp van Plaxis zijn de modelproeven gesimuleerd met als doel het Plaxis model te kunnen ijken. In Plaxis kunnen realistische staafdiameters beschouwd worden en kan de gevoeligheid van parameters zoals staafdiameter en schuifsterkte inzichtelijk worden gemaakt.

Voor het bepalen van de belasting op de ankerstaaf voor kleigronden wordt door de CUR 166 geen onderscheid gemaakt tussen gedraineerd gedrag en ongedraineerd gedrag van de kleigrond terwijl dit wel van invloed is op de belasting, dit is aangetoond in (Lottum, 2010). In het modelonderzoek van Deltares wordt echter voor gedraineerd en ongedraineerd gedrag dezelfde schuifsterkte toegepast. In verband met optredende wateroverspanningen zit hier echter een verschil tussen. Het gebruik van een ongedraineerde schuifsterkte voor gedraineerde proeven welke gelijk is aan de ongedraineerde schuifsterkte voor ongedraineerd proeven is niet geheel correct. Eveneens is het theoretisch gezien niet correct om een ongedraineerde schuifsterkte toe te passen voor gedraineerde situaties. Dit heeft tot gevolg dat de door Deltares geconcludeerde invloedsfactoren voor gedraineerd gedrag onzeker zijn. Indien gebruik wordt gemaakt van een schuifsterkte welke afhangt van de gedraineerde of ongedraineerde toestand kan wel een inschatting worden gemaakt van de grootte van de invloedsfactor. De door CUR 166 beschreven vergelijking dient hierbij te worden aangepast tot vergelijking 2.12. Voor ongedraineerd gedrag kan een ongedraineerde schuifsterkte worden toegepast (vergelijking 2.13), indien de grond gedraineerd reageert kan de schuifkracht vastgesteld worden met behulp van de gemiddelde effectieve spanning (vergelijking 2.14). Hierbij dient de kanttekening te worden geplaatst dat de gedraineerde schuifkracht afhankelijk is van de optredende effectieve korrelspanningen en hierdoor per punt rondom de ankerstaaf zal verschillen. Het gebruik van vergelijking 2.14 waarbij de optredende schuifkracht wordt bepaald door de initiële toestand in de grond blijkt na het uitvoeren van de simulaties te leiden tot consistente resultaten.

Indien gekeken wordt naar de verhouding tussen de gedraineerde schuifsterkte en de ongedraineerde schuifsterkte op basis van de twee beproefde materialen kan gesteld worden dat $\tau' \approx 1,5 \cdot c_u$.

$$q_z = \tau \cdot D \cdot (1 + f_i) \quad (2.12)$$

$$\text{Ongedraineerd} \rightarrow \tau_u = c_u = c' \frac{\cos\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} + p' \frac{\sin\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} \quad (2.13)$$

$$\text{Gedraineerd} \rightarrow \tau' = c' \frac{\cos\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} + p' \frac{\sin\phi'}{1 - \frac{1}{3}\sin\phi'} \quad (2.14)$$

- p' ongedraineerd: de waarde van p' neemt af als gevolg van wateroverspanningen.
- p' gedraineerd: de waarde van p' neemt toe door een verhoging van de effectieve korrelspanningen.

Uit de simulaties kan geconcludeerd worden dat voor Speswhite klei de belasting consequent een hogere waarde weergeeft dan men op basis van de modelproeven had mogen verwachten. Na het bepalen van de bij de situatie behorende schuifsterkte wordt een waarde voor de invloedsfactor bepaald. Bij het variëren van de parameters die volgens de CUR 166 van invloed zijn op de belasting, zoals de diameter en de schuifsterkte, blijven de variaties tussen de waarden van de invloedsfactor relatief beperkt. Dit impliceert de juistheid van vergelijking 2.12. De waarde voor de invloedsfactor f_i van circa 7,7 is volgens de simulaties een juiste benadering is voor gedraineerd gedrag.

Bij ongedraineerd gedrag van de grond als gevolg van een snelle verplaatsing van de staaf wordt een nagenoeg gelijke waarde voor de invloedsfactor f_i gevonden als voor de gedraineerde situaties ($f_i = 8$). In werkelijkheid komen deze snelheden echter praktisch niet voor en is het rekening houden met ongedraineerd gedrag bij zakkende grond op ankers door kruip of autonome bodemdaling niet realistisch.

De gesimuleerde proef waarbij gebruik is gemaakt van Oostvaardersplassen klei met een realistische belastingssnelheid bereikt geen evenwichtswaarde binnen de opgelegde verplaatsing. Dit betekent dat belasting op de ankerstaaf afhankelijk is van de relatieve verplaatsing van de staaf ten opzichte van de grond. In tegenstelling tot de Speswhite klei is het hierdoor niet mogelijk een waarde voor de invloedsfactor te bepalen.

De ongedraineerde Oostvaardersplassen klei proef resulteert in een invloedsfactor die wederom overeenkomt met de gevonden waarde van de Speswhite klei proeven, dit bevestigt de aanname dat de opgestelde vergelijking 2.12 de belasting op correcte wijze bepaald.

Indien een evenwichtswaarde wordt bereikt blijkt er een verband te zijn tussen de diameter van de ankerstaaf en de grootte van de relatieve verplaatsing voor het bereiken van de evenwichtswaarde. Een vergroting van de staafdiameter heeft een toename van de benodigde relatieve verplaatsing tot gevolg. De bepaalde invloedsfactor f_i blijkt slechts een lichte spreiding te hebben wanneer de parameters worden gevarieerd, dit in tegenstelling tot de modelproeven. Gezien het mogelijk onjuiste gebruik van de waarde van de ongedraineerde schuifsterkte voor de gedraineerde proeven is het niet mogelijk de modelproeven te fitten met de simulaties op basis van de invloedsfactor. Met behulp van de door Deltares bepaalde gemiddelde invloedsfactor en schuifsterkte van de modelproeven kunnen simulaties gefit worden. Gebleken is dat de voor ongedraineerd gedrag en gedraineerd gedrag de simulaties overschatting van de belasting geven van respectievelijk 22% en 29% ten opzichte van de modelproeven.

De resultaten van zowel de modelproeven als de simulaties tonen een wezenlijk verschil tussen het gedraineerd en ongedraineerd bezwijken van de grond als gevolg van de verplaatsing van de T-bar. Indien de schuifsterkte voor ongedraineerd en gedraineerd gedrag wordt aangepast resulteert dit in een nagenoeg constante waarde van de invloedsfactor. De bijbehorende waarde van 8 is een bovengrens, de belasting op het anker wordt in de Plaxis simulaties overschat ten opzichte van de modelproeven.

3 VERVORMING VAN HET CONSTRUCTIEVE ELEMENT

3.1 Inleiding

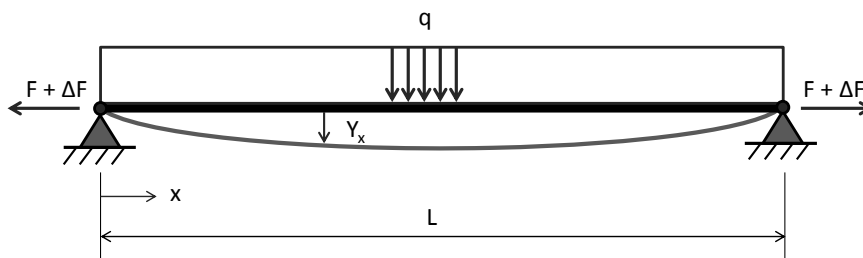
De problematiek omtrent zakkende grond op ankers kan onderverdeeld worden in het bepalen van een grondbelasting en de wijze waarop de ankerstaaf vervormt. De vervorming van dit constructieve element resulteert in een toename van de axiale ankerkracht en tevens in optredende momenten en dwarskrachten. Om vast te stellen hoe het anker vervormt door de zakkende grond zal een vernieuwde rekenmethode worden opgesteld. Deze methode heeft als doel de vervorming van het anker op een nauwkeurigere wijze te kunnen bepalen dan momenteel met behulp van de CUR 166 mogelijk is.

3.2 Methode CUR 166

Het zakken van de grond resulteert in een vervorming van de ankerstaaf. Uit het constructieve deel van de rekenmethode volgt de toename van de ankerkracht, de maximale doorbuiging en de optredende momenten. De belasting als gevolg van zakkende grond is hierbij een invoer parameter en wordt geschematiseerd als een constante lijnlast. Als omschreven in de literatuurstudie (bijlage B) dient volgens het CUR-model gekozen te worden uit vier gevallen om de optredende situatie te benaderen.

1. Ankerstang met scharnierende opleggingen, grondverplaatsing is groter dan doorbuiging ankerstaaf.
2. Ankerstang met scharnierende opleggingen, waarbij de grondverplaatsing in het midden van de staaf over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging.
3. Ankerstang met scharnierende opleggingen, één oplegging kan in verticale richting verplaatsen met de zakkende grond.
4. Ankerstang met één scharnierende opleggingen en één ingeklemde oplegging, grondverplaatsing is groter dan doorbuiging ankerstaaf.

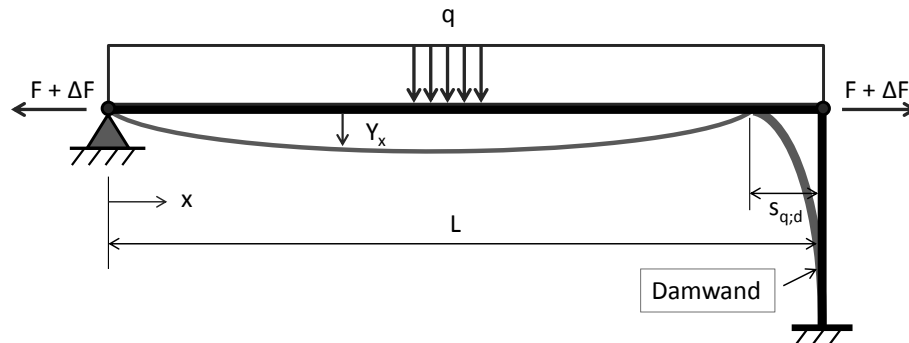
Ten behoeve van het beschrijven van de gedachte achter de rekenmethode van de CUR 166 wordt ter illustratie geval 1 uit de CUR 166 gebruikt (zie figuur 3.1). Het constructieve element wordt geschematiseerd als een ligger op twee scharnierende steunpunten. De grondverplaatsing is hierbij groter dan de doorbuiging van de ankerstaaf. De eigenschappen van de grondlaag bepalen de grootte van de constante loodrechte lijnlast, deze waarde is onafhankelijk van de doorbuiging van de ankerstaaf. Indien de steunpunten horizontaal gefixeerd zijn resulteert de loodrecht belasting in een verlenging van de ankerstaaf en een toename van de ankerkracht. Deze ankerkracht vermindert eveneens de doorbuiging, de axiale kracht zorgt immers voor een opwaarts gerichte belasting.



Figuur 3.1: Geval 1 uit de CUR 166 waarbij de buiging van de ankerstaaf (y_x) als gevolg van de belasting (q_x) wordt geschematiseerd als een ligger op twee scharnierende steunpunten.

Tevens brengt het CUR-model de vervorming van de aan het anker verbonden damwand in rekening. De verhoogde axiale kracht resulteert in uitbuiging van damwand waardoor de toename ten dele door de damwand wordt opgenomen in plaats van door de ankerstaaf. In figuur 3.2 wordt dit principe gevisualiseerd. Met behulp van de vergelijking uit figuur 3.3 kan de toename van de ankerkracht worden bepaald. Hierin

is onderscheid gemaakt tussen de ankerstaaf en de damwand. Indien de buigstijfheid van de damwand toeneemt zal de verplaatsing van het steunpunt lager zijn, een verhoging van de ankerkracht is het gevolg. Er bestaan verschillende opvattingen over de juiste waarde van de modelfactor β , in bijlage E wordt dit uiteengezet.



Figuur 3.2: Achtergrond bij geval 1 uit de CUR 166 waarbij de verlenging van de ankerstaaf ten dele wordt opgenomen door de vervorming van de damwand ($s_{q;d}$).

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 L}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{1}{F} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{EA_{\text{staaf}}} + \frac{1}{ac\lambda L}\right)}$$

Modelfactor β
Onderdeel ankerstaaf
Onderdeel damwand

Figuur 3.3: Vergelijking voor het bepalen van de toename van de ankerkracht voor geval uit CUR 166.

Waarin:

| | |
|-----------------------|---|
| α | is $\Delta F/F$ |
| L | is de lengte ankerstaaf tussen twee scharnierpunten in m |
| F | is de axiale kracht in ankerstaaf in kN |
| ΔF | is de toename van de axiale kracht als gevolg van doorbuiging in kN |
| q_0 | is de maximale belasting loodrecht op de ankerstaaf in kN/m |
| EA_{staaf} | is de rekstijfheid van de ankerstang in kN |
| a | is de h.o.h. afstand van de ankerstaven in m |
| EI_{damwand} | is de buigstijfheid van de damwand in kNm^2/m |
| c | is de horizontale beddingsconstante over 1 strekkende meter in kN/m^2 |
| λ | is de golflengte in m, $\lambda = \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c}$ |

De rekenmethode uit de CUR 166 houdt geen rekening met een toename van de belasting op de staaf indien het anker onder een hoek is aangebracht. In diepere grondlagen met hogere spanningscondities neemt de belasting op de ankerstaaf toe zoals is gebleken in paragraaf 2.2. Het is tevens niet mogelijk om de eigenschappen van meerdere grondlagen in rekening te brengen. Het zettingsprofiel langs de ankerstaaf is van invloed op de grootte van de belasting. Het verloop van de belasting is immers afhankelijk van de relatieve verplaatsing (het verschil tussen de zetting en de doorbuiging). Deze aspecten kunnen een rol spelen indien het anker onder een hoek is aangebracht, maar worden in de huidige ontwerpmethodologie niet meegenomen.

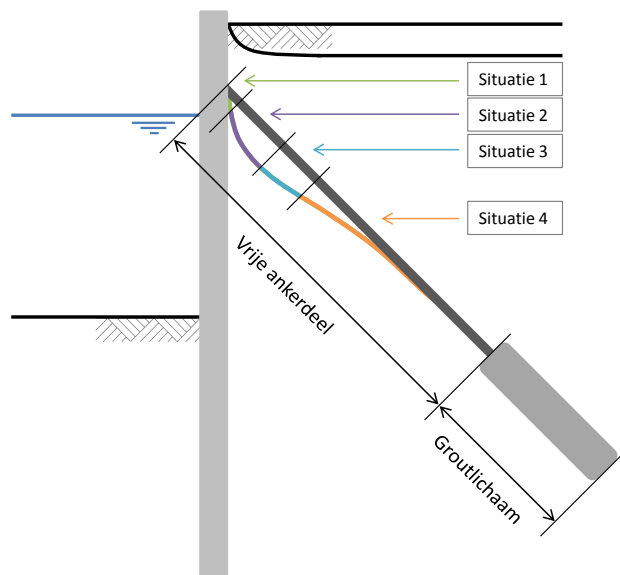
3.3 Opzet vernieuwde rekenmethode

3.3.1 Inleiding

De huidige ontwerpmethode van de CUR 166 is voornamelijk geschikt voor horizontale ankers of voor kistdammen. Hierbij zijn de variaties in de bodemopbouw en niet-lineaire zettingsprofielen van ondergeschikt belang. Indien ankers onder een hoek worden aangebracht en hierbij meerdere grondlagen doorkruisen is de ontwerpmethode niet geschikt. De vernieuwde rekenmethode dient de leemten van de CUR 166 op te vullen door uit te gaan van één model welke aangepast kan worden naar de gewenste situatie. Dit in tegenstelling tot huidige methode waarbij slechts binnen de vier beschreven gevallen de werkelijkheid benaderd kan worden. Een volledig analytische oplossing als in de CUR 166 is vanwege de complexiteit niet mogelijk, een analytische oplossing in combinatie met het iteratief uitvoeren van de berekeningen is nodig om tot een resultaat te komen.

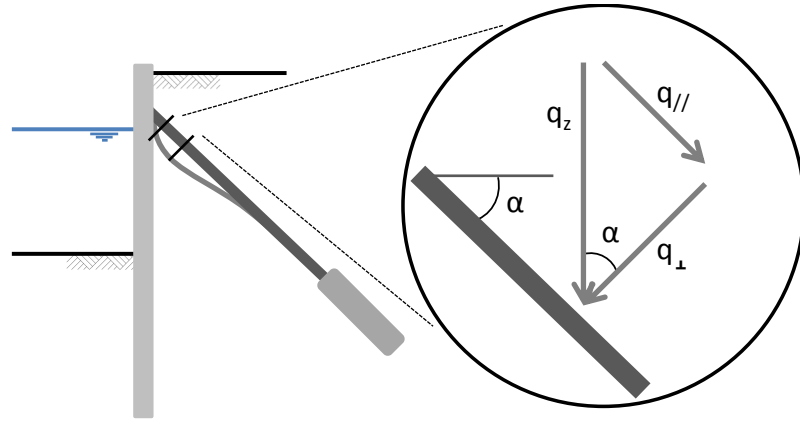
Langs de ankerstaaf kunnen verschillende belastingsgevallen optreden, ieder geval wordt benaderd door een situatie met bijbehorende differentiaalvergelijking en randvoorwaarden. Deze situaties kunnen gecombineerd worden tot één oplosbare vergelijking om de krachten, momenten en verplaatsingen over het vrije ankerdeel mee te bepalen. Deze ene vergelijking bestaat uit verschillende secties waarbij iedere sectie één van de vier situaties vertegenwoordigt. Figuur 3.4 geeft weer op welke wijze het vervormingsgedrag van een anker door het model wordt bepaald. Indien het groutlichaam verplaatst of vervormt als gevolg van toenemende krachten in het anker is dit van invloed op het vervormingsgedrag van het vrije ankerdeel. Verplaatsingen of vervormingen van een groutlichaam of ankerplaat worden echter in het model buiten beschouwing gelaten, de belastingen worden door het vrije ankerdeel te opgenomen. De volgende situaties kunnen optreden langs de ankerstaaf:

- Situatie 1: Constante belasting of eigen gewicht op de ankerstaaf, zetting is groter dan de doorbuiging.
- Situatie 2: Lineair toenemende belasting op de ankerstaaf, zetting is groter dan de doorbuiging.
- Situatie 3: Belasting op de ankerstaaf is afhankelijk van de relatieve verplaatsing w_r
- Situatie 4: Bedding van de grond is afhankelijk van de relatieve verplaatsing w_r



Figuur 3.4: Verankerings-element waarbij de vervorming van de ankerstaaf is opgedeeld in verschillende situaties afhankelijk van de optredende belasting.

Voor onder een hoek aangebrachte ankers geldt als uitgangspunt dat deze slechts door de loodrechte component van de verticale belasting belast zullen worden (zie figuur 3.5). De loodrechte belastingscomponent zal niet gecorrigeerd worden als gevolg van de aanvullende rotatie van de ankerstaaf door uitbuiging, aangenomen wordt dat deze toename verwaarloosbaar laag is. In paragraaf 3.5 zal deze aanname geverifieerd worden. Optredende schuifspanningen langs de lengteas worden niet meegenomen in de bepaling van de totale werkende belasting. Deze spanningen kunnen lokaal voor een toename van de axiale belasting of verlenging zorgen. Het herverdelen van de belasting als gevolg van axiale verplaatsingen langs de ankerstaaf zorgt tevens voor een herverdeling van de piekspanningen in de ankerstaaf.

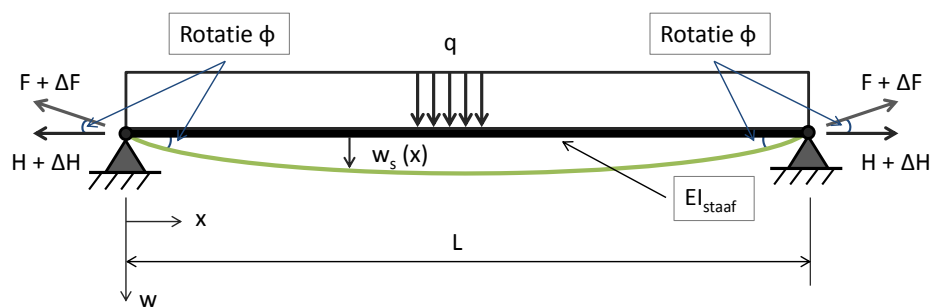


Figuur 3.5: Loodrechte component van de verticale belasting waarbij de grootte afhankelijk is van de aanbrenghoek van het anker.

3.3.2 *Mechanica achter het analytische model*

Situatie 1

De basis van het model zal evenals de ontwerpmethode van de CUR 166 bestaan uit een ligger op twee scharnierende steunpunten. In tegenstelling tot de huidige ontwerpmethode zal de buistijfheid van de ligger/ankerstaaf wel in rekening worden gebracht bij het bepalen van de doorbuiging. In figuur 3.6 is de basissituatie weergegeven. De werkelijke axiale kracht (F) en de toename van de axiale kracht (ΔF) zorgen voor een opwaarts gerichte belasting. Het model zal gebruik maken van de horizontale component van de axiale kracht. Normaliter zal deze vanwege de optredende rotatie (ϕ) lager uitvallen dan de axiale kracht. Met het oog op de toe te passen berekeningsmethode en de relatief kleine rotaties wordt aangenomen dat vergelijking 3.6 van toepassing is, in paragraaf 3.5 zal dit geverifieerd worden.



Figuur 3.6: Situatie 1: Ligger op twee scharnierende steunpunten welke als basis dient voor het opzetten van het analytische model.

$$H + \Delta H = (F + \Delta F) \cdot \cos(\phi) \approx F + \Delta F \quad (3.1)$$

De doorbuiging langs de ankerstaaf, de toename van de axiale kracht en het optredende maximale momenten kunnen bepaald worden door het oplossen van de bijbehorende differentiaalvergelijking (zie vergelijking 3.2). De oplossing (zie vergelijking 3.3) kan toegepast worden voor situaties waarbij de zetting van de grond groter

3. Vervorming van het constructieve element

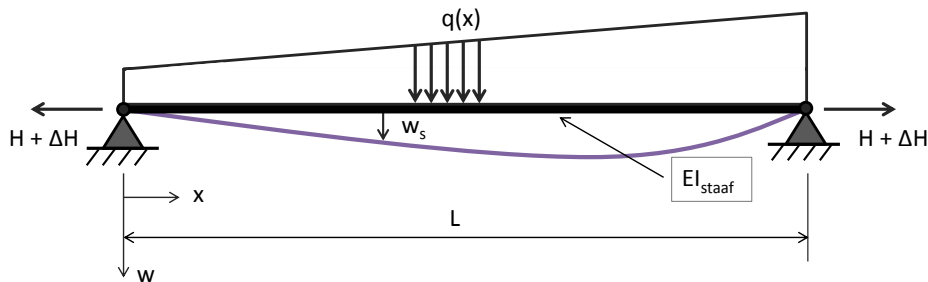
is dan de doorbuiging van de ankerstaaf, hierbij dient eveneens de belasting constant te zijn. Situatie 1 is tevens geschikt indien de ankerstaaf slechts door het eigen gewicht in rekening wordt belast. Voor de gehele afleiding van de vergelijking wordt verwezen naar bijlage F.

$$EI \frac{d^4 w_s}{dx^4} - (H + \Delta H) \frac{d^2 w_s}{dx^2} = q \quad (3.2)$$

$$w_s = \frac{q}{2(H + \Delta H)} x^2 + C_1 e^{\alpha x} + C_2 e^{-\alpha x} + C_3 + C_4 x \quad (3.3)$$

Situatie 2

Indien het anker onder een hoek is aangebracht neemt de belasting op de staaf toe met de diepte als gevolg van de verhoogde spanningstoestand in de bodem. De optredende vervorming is indicatief in figuur 3.7 weergegeven. Vergelijking 3.4 is de bijbehorende op te lossen differentiaal vergelijking.



Figuur 3.7: Situatie 2: Lineair toenemende belasting op de ankerstaaf, zetting is groter dan de doorbuiging.

$$EI \frac{d^4 w_s}{dx^4} - (H + \Delta H) \frac{d^2 w_s}{dx^2} = q(x) \quad (3.4)$$

Situatie 3

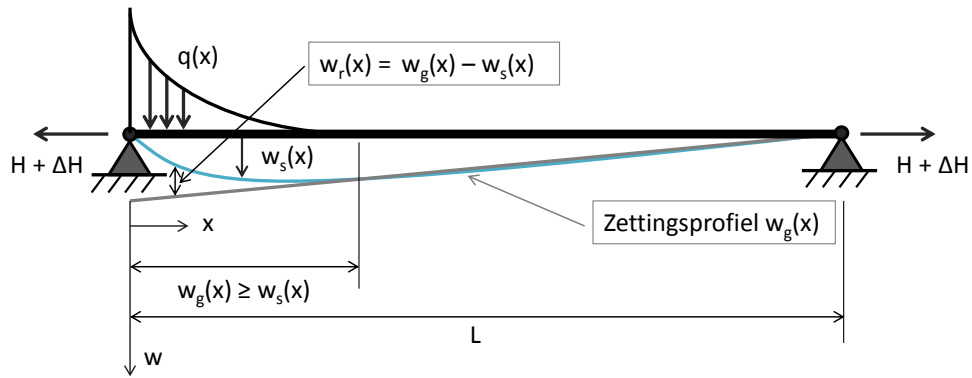
Indien het verschil tussen de zakkings en de doorbuiging relatief klein is wordt de belasting erdoor beïnvloed. De belasting op de ankerstaaf wordt hiermee afhankelijk van zowel de doorbuiging als de zetting. Vergelijking 3.5 is van toepassing voor situatie 3. De waarde van variabele vervormingsafhankelijke belasting q_{var} zal in paragraaf 3.3.3 verklaard worden.

$$q(x) = q_{var} \cdot w_r(x) = q_{var} \cdot (w_g(x) - w_s(x)) \quad (3.5)$$

Waarin:

- $q(x)$ is de belasting langs de ankerstaaf in kN/m
- q_{var} is de variabele vervormingsafhankelijke belasting (omgekeerde bedding) in kN/m²
- w_p is de relatieve verplaatsing van de zakkende grond ten opzichte van de doorbuiging van de ankerstaaf tot het bereiken van de evenwichtskracht of volledig plastische vervorming in m
- $w_r(x)$ is de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de doorbuiging van de ankerstaaf in m
- $w_g(x)$ is de zakkings van de grond langs lengte van de ankerstaaf in m
- $w_s(x)$ is de doorbuiging van ankerstaaf langs de lengte in m

Aangezien de belasting afhankelijk is van w_r zal deze nul worden zodra de zetting van de grond lager is dan de doorbuiging van de ankerstaaf. In figuur 3.8 wordt dit gevisualiseerd. Hierbij is een lineair aflopend zettingsprofiel weergegeven waarbij de zakkings van de grond aan de ankerkop maximaal. Situatie 3 treedt slechts op indien geldt $0 \leq w_r \leq w_p$. In verband met de doorbuigingsafhankelijke belasting zal vergelijking 3.6 geldend zijn voor situatie 3.

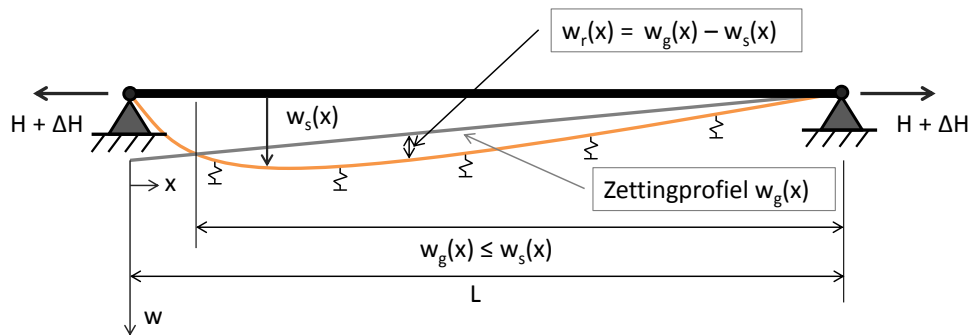


Figuur 3.8: Situatie 3: Belasting op de ankerstaaf is afhankelijk van de relatieve verplaatsing w_r .

$$EI \frac{d^4 w_s}{dx^4} - (H + \Delta H) \frac{d^2 w_s}{dx^2} + q_{var} w_s = q_{var} w_g \quad (3.6)$$

Situatie 4

Voor de situatie waarbij de relatieve verplaatsing negatief is ($w_r \leq 0$) zal de ankerstaaf niet belast worden door de zakkende grond. Aangezien de doorbuiging van de ankerstaaf groter is dan de zakkings van de grond zal deze in tegengestelde richting belast worden, er is sprake van bedding. Wederom is de relatieve verplaatsing bepalend voor de grootte van de bedding, figuur 3.9 illustreert dit. De bijbehorende differentiaalvergelijking (vergelijking 3.7) is vergelijkbaar met situatie 3, de beddingsconstante is echter verschillend.



Figuur 3.9: Situatie 4: Bedding van de grond is afhankelijk van de relatieve verplaatsing w_r .

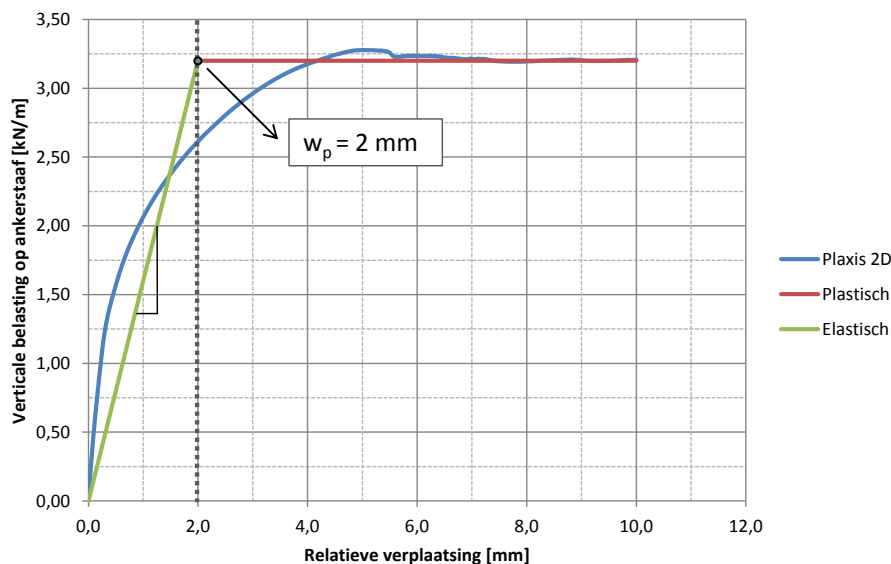
$$EI \frac{d^4 w_s}{dx^4} - (H + \Delta H) \frac{d^2 w_s}{dx^2} + k w_s = k w_g \quad (3.7)$$

De beschreven situaties en vergelijkingen kunnen samengevoegd worden tot één vergelijking om vervormingen van het vrije ankerdeel te bepalen. In bijlage F staat beschreven op welke wijze dit gedaan kan worden en hoe hierbij de momenten, aanvullende krachten en vervormingen verkregen kunnen worden.

Indien de bedding van de grond onafhankelijk is van w_r zal de bedding maximaal zijn, hierbij geldt $w_r \geq w_p$. Deze situatie is niet meegenomen, er is aangenomen dat na verloop van tijd de doorbuiging het zettingsprofiel zal volgen en de situatie niet zal optreden. De waarde van w_p voor de bedding van de grond wordt niet overschreden, of zal bij overschrijding het resultaat verwaarloosbaar beïnvloeden. Deze aanname zal in paragraaf 3.5 geverifieerd worden.

3.3.3 Bepaling van de belasting en bedding

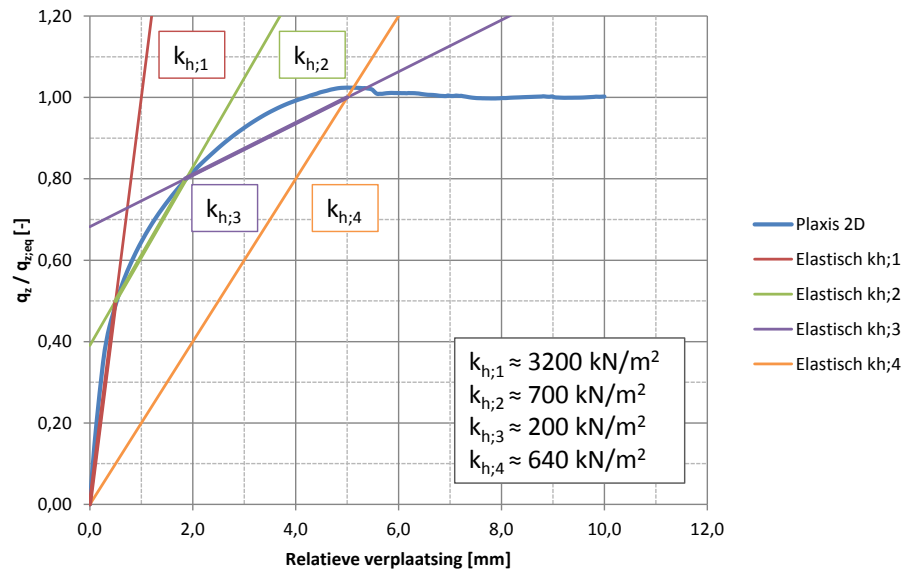
De optredende belasting en bedding is per situatie verschillend. Met behulp van de in paragraaf 2.4 beschreven last-verplaatsingsgrafieken kunnen zij bepaald worden. De complexe vorm van deze grafieken zal geschematiseerd worden door lineair elastisch deel voor de start en een plastisch deel zodra de maximale belasting is bereikt. Indien de belasting onafhankelijk is van de zetting, als bij situatie 2 het geval is, zal de grootte hiervan gelijk zijn aan de evenwichtsbelasting. Voor de relatieve verplaatsingsafhankelijke belasting en bedding (situatie 3 en situatie 4) zal het lineair elastische deel toegepast worden. Figuur 3.10 geeft deze gedachtegang weer.



Figuur 3.10: Lineair elastisch en plastische benadering van de last-verplaatsingsgrafiek van de Plaxis 2D simulaties met een indicatieve waarde voor de relatieve verplaatsing tot volledig plastisch vervormen van de grond w_p .

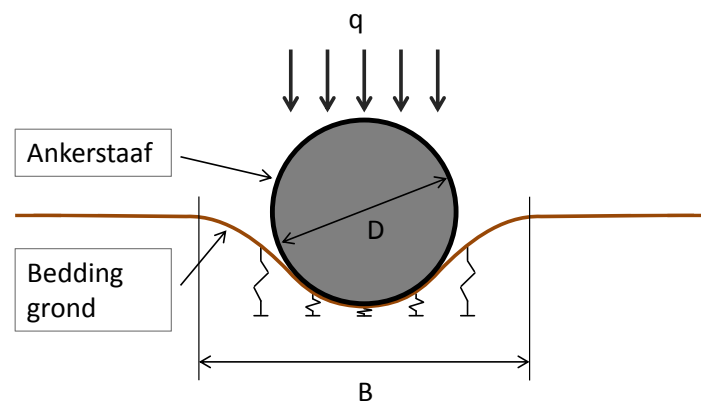
De last-verplaatsingsgrafieken geven de belasting op de ankerstaaf weer. De belasting wordt groter bij een toename van de relatieve verplaatsing. Indien de zakking van de grond groter is dan de doorbuiging van de staaf zal het anker belasting worden door de grond. Deze methode werkt ook omgekeerd. Voor een doorbuiging van de staaf welke groter is dan de zakking van de grond zal de grond als bedding dienen. De ankerstaaf wordt hierbij in tegengestelde richting belast. Deze techniek is in paragraaf 2.2 toegepast om de modelproeven uit te voeren en te simuleren. Voor zowel het bepalen van de belasting als voor de beddingsconstanten zullen de last-verplaatsingsgrafieken gebruikt worden.

De beddingsconstante k_h dient een benadering te geven van de belasting volgend uit de Plaxis 2D simulaties. In CUR 166 deel 1 (CUR, 2012a) wordt een methode uiteengezet om de vervormingsafhankelijke beddingsconstante te bepalen. Hierbij wordt het elastische deel van de last-verplaatsingsgrafiek opgedeeld in 3 trajecten waarbij de secans waarde van de bedding wordt per traject wordt berekend. $k_{h;1}$ wordt bepaald over het traject $q_{eq;0\%} \leq q \leq q_{eq;50\%}$, $k_{h;2}$ wordt bepaald over het traject $q_{eq;50\%} \leq q \leq q_{eq;80\%}$ en $k_{h;3}$ wordt bepaald over het traject $q_{eq;80\%} \leq q \leq q_{eq;100\%}$. In figuur 3.11 is dit weergegeven, hierbij zijn tevens de bijbehorende beddingsconstanten bepaald. Voor het model zal slechts één van de veertakken gebruik worden voor het hele lineair elastische traject. In CUR 166 deel 1 (CUR, 2012a) wordt aangegeven dat hiervoor $k_{h;2}$ gebruikt kan worden. De benodigde relatieve verplaatsing om de evenwichtskracht te bereiken w_p is een goed te bepalen parameter. Mede hierom is de beddingsconstante $k_{h;4}$ op basis van deze waarde bepaald. Beddingsconstanten $k_{h;4}$ en $k_{h;2}$ geven een vergelijkbare waarde. Voor het bepalen van de vervormingsafhankelijke beddingsconstante zal $k_{h;4}$ toegepast worden, welke afhankelijk is van de $q_{z;eq}$ en w_p . De aanname dat $k_{h;4} \approx k_{h;2}$ betekent indirect dat een variatie in de bedding een relatief beperkte invloed heeft op het eindresultaat. Dit zal in paragraaf 3.5 geverifieerd worden.



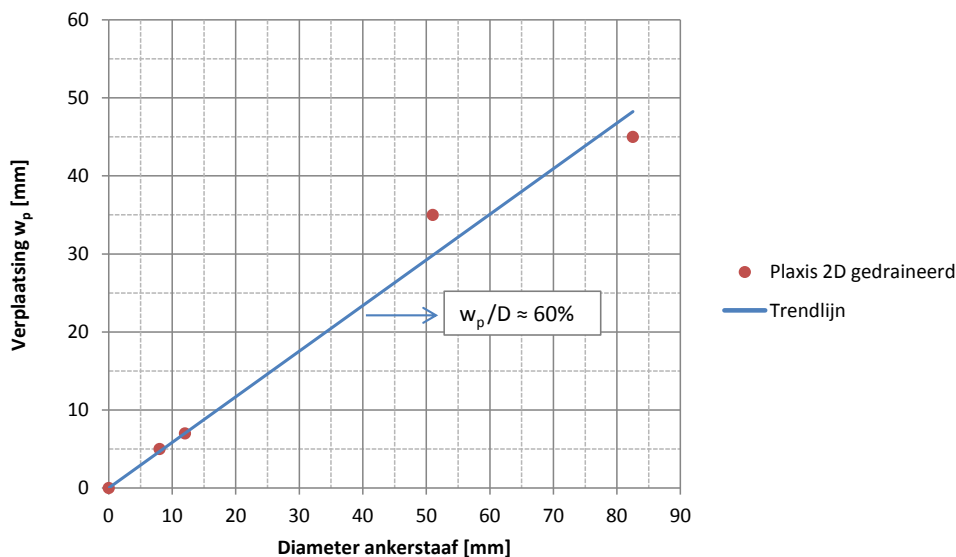
Figuur 3.11: Bepaling van de vervormingsafhankelijke beddingsconstante.

De bedding van de grond wordt benaderd door een lineaire veerconstante welke toegepast wordt in een 2D berekeningsmethode. De werkelijke 3D situatie wordt geschematiseerd tot een in 2D oplosbaar probleem. De 3D effecten welke een rol spelen bij het bepalen van de bedding worden echter in de lineaire veerconstante meegenomen door gebruik te maken van de Plaxis resultaten en de modelproeven. In figuur 3.12 is weergegeven welk 3D effect niet zichtbaar is in de 2D berekeningsmethode maar wel wordt meegenomen. De indrukking van de veren is niet constant en tevens is het invloedsgebied van de bedding groter dan de diameter van de ankerstaaf waar de belasting op werkt. In de toe te passen waarde voor de veerconstante wordt dit aspect meegenomen.



Figuur 3.12: Doorsnede van een ankerstaaf waarbij het invloedsgebied van de bedding (B) groter is dan de diameter (D) van de belasting van de ankerstaaf.

Uit paragraaf 2.4 kon geconcludeerd worden dat de waarde van w_p onafhankelijk is van de spanningstoestand in de bodem. De diameter van de ankerstaaf is echter wel van invloed op w_p . In figuur 3.13 wordt de correlatie tussen w_p en de diameter weergegeven. De verhouding $w_p/D \approx 60\%$ kan gebruikt worden om de waarde van w_p voor verschillende ankerdiameters van te stellen. Dit in acht nemend kan de bijbehorende beddingsconstante met behulp van vergelijking 3.8 berekend worden. Voor de variabele belasting zal dezelfde vergelijking toegepast worden (zie vergelijking 3.9). Veiligheidsfactor voor gunstig en ongunstig werkende belasting en beddingen zullen in dit stadium nog niet meegenomen worden. Wederom zal in paragraaf 3.5 de aanname dat een variatie in de bedding een beperkte invloed heeft op het resultaat geverifieerd worden.



Figuur 3.13: Verhouding tussen de diameter van de ankerstaaf en de verplaatsing w_p voor Speswhite klei.

$$k = \frac{q_z}{w_p} = \frac{q_z}{D \cdot 0,6} \quad (3.8)$$

$$q_{var} = \frac{q_z}{w_p} = \frac{q_z}{D \cdot 0,6} \quad (3.9)$$

Zandgronden reageren stijver dan kleigronden, de waarde van w_p zal hierdoor lager uitvallen. Met behulp van de analogie van op druk belaste palen NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b) is de verhouding tussen w_p en de diameter bepaald. De relatie tussen de genormaliseerde kracht op de paalpunt en de zakking als percentage van de diameter is weergegeven. Indien hierbij wordt uitgegaan van grondverwijderende paal of ankerstaaf geldt $w_p/D \approx 20\%$. Deze verhouding zal voor zowel de bedding (vergelijking 3.10) als voor de variabele belasting (vergelijking 3.11) toegepast worden. Voor kleigronden geldt voor de bedding en de variabele belasting respectievelijk vergelijking 3.12 en vergelijking 3.13.

$$w_{p;k \text{ zand}} = D \cdot 0.2 \quad (3.10)$$

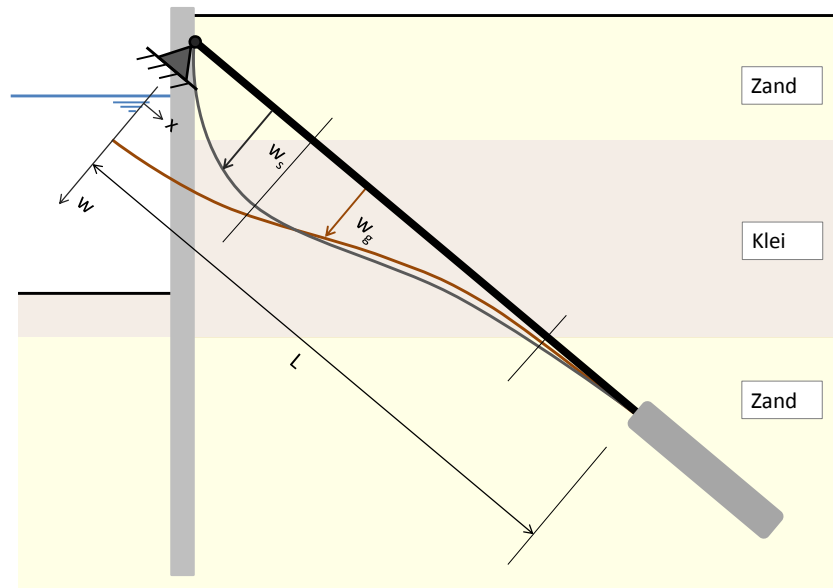
$$w_{p;q_{var} \text{ zand}} = D \cdot 0.2 \quad (3.11)$$

$$w_{p;k \text{ klei}} = D \cdot 0.6 \quad (3.12)$$

$$w_{p;q_{var} \text{ klei}} = D \cdot 0.6 \quad (3.13)$$

3.3.4 Zettingsprofiel langs de ankerstaaf

De grootte van de zetting is bepalend voor de belasting of bedding van de grond op de ankerstaaf. Met de diepte neemt de afstand waarover de grond zakt af. Indien een anker onder een hoek is aangebracht zal de zetting nabij de ankerkop het grootste zijn. Langs de lengte van de ankerstaaf neemt de zakking of waarbij is aangenomen dat deze nul is bij het groutlichaam. Dit heeft tot gevolg dat het groutlichaam niet zakt als gevolg van zettingen. Het zettingsprofiel langs de ankerstaaf kan een niet-lineaire vorm aannemen, zoals bijvoorbeeld het geval is indien het anker verschillende grondlagen doorkruist. In figuur 3.14 is een fictieve situatie geschetst waarbij het anker onder een hoek is aangebracht en de zetting w_g langs de ankerstaaf onder andere afhangt van de diepte en de doorkruisende grondlaag.



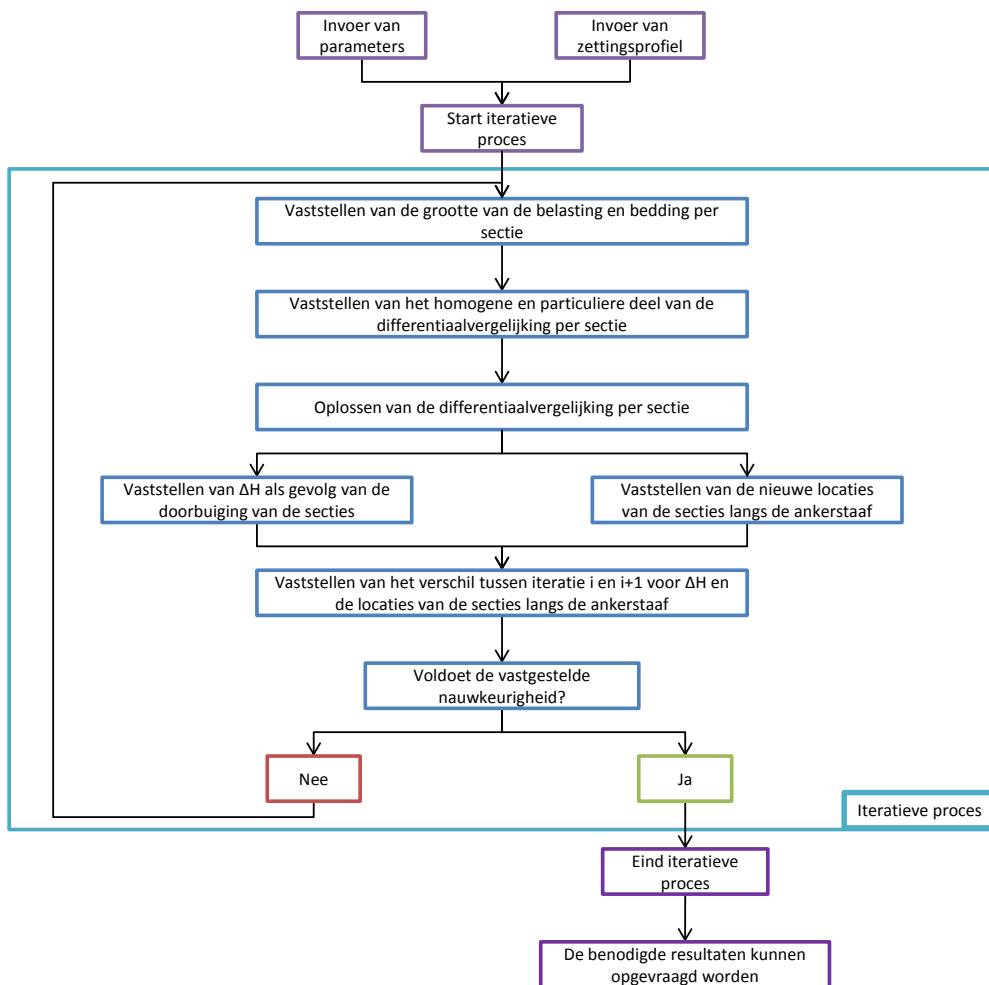
Figuur 3.14: Niet-lineaire zetting w_g langs de ankerstaaf voor een situatie waarbij meerdere grondlagen doorkruist worden.

Het zettingsprofiel langs de ankerstaaf kan door een polynoom benaderd worden. De nauwkeurigheid waarmee het polynoom de zetting langs het anker kan benaderen is afhankelijk van de graad. Voor het model zal een 5^{de} graads polynoom worden gebruikt om welke onderdeel zal zijn van de particuliere oplossing van de differentiaalvergelijking. In bijlage F is uiteengezet hoe dit in de oplossing geïntegreerd wordt.

3.3.5 Iteratieve proces van de ontwerpmethode

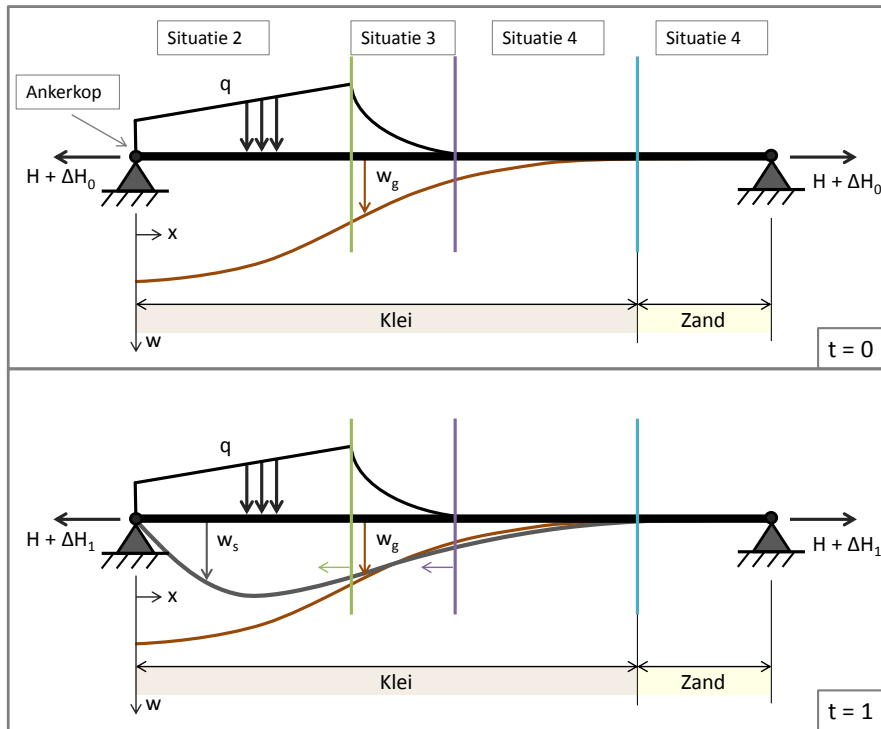
De belasting op de ankerstaaf is mede afhankelijk van de relatieve verplaatsing w_r . Deze kan echter pas vastgesteld worden zodra de doorbuiging van de ankerstaaf bekend is, er geldt immers $w_r = w_g - w_s$. Deze afhankelijkheid maakt het noodzakelijk om dezelfde berekening meerdere malen uit te voeren. Zodra de doorbuiging bekend is kan de nieuwe belasting worden vastgesteld. De achtergrond van dit iteratieve proces is in bijlage F uiteengezet. In figuur 3.15 is het stroomschema van het proces weergegeven.

Voordat gestart kan worden met het iteratieve proces dient de situatie in getallen uitgedrukt te worden. Hierbij dienen gegevens omtrent het verankeringselement bekend te zijn. Tevens moet de belasting op de scheiding van de verschillende grondlagen vooraf berekend te worden. Ook dient de gewenste nauwkeurigheid van de berekeningen te worden vastgelegd. Het zettingsprofiel kan als 5^{de} graads polynoom worden ingevoerd voor de gehele ankerstaaf of per grondlaag. Binnen het iteratieve proces worden de polynomen omgezet tot onderdelen van de differentiaalvergelijking. Het proces zal voortgezet worden totdat aan de vooraf ingevoerde nauwkeurigheid is voldaan. Het resultaat is combinatie van verschillende vergelijkingen welke iedere één sectie van de ankerstaaf vertegenwoordigen. De benodigde momenten, dwarskrachten, aanvullende axiale kracht, rotaties enz. kunnen hieruit verkregen worden.

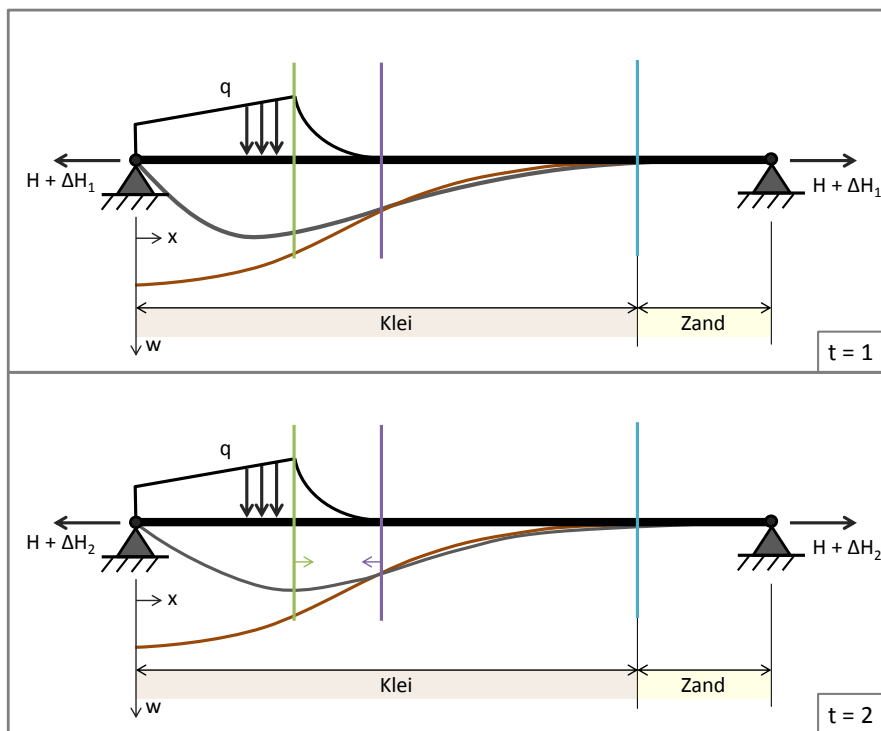


Figuur 3.15: Stroomschema van het iteratieve proces voor het bepalen van de vervorming van ankerstaaf als gevolg van zakkende grond.

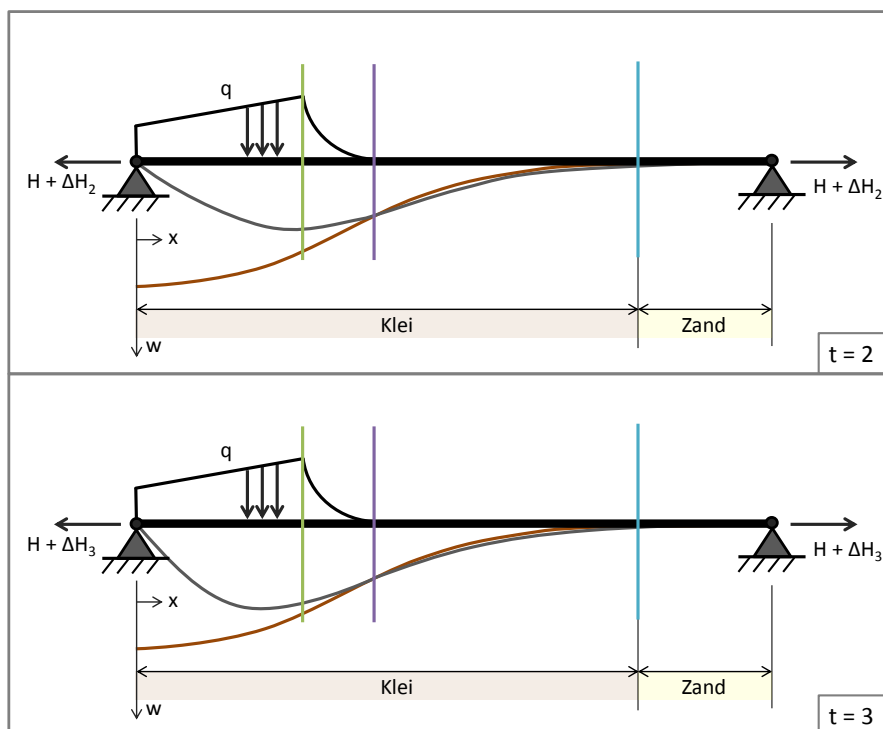
Met behulp van een versimpelde situatie wordt visueel weergegeven hoe het iteratieve proces verloopt. De situatie betreft een onder een hoek aangebrachte ankerstaaf waarbij twee grondlagen doorkruist worden. De afbeeldingen zullen echter met het oog op de overzichtelijkheid een horizontale staaf tonen in plaats van schuin anker. Met behulp van lijnen zullen van de randen van de vier secties worden aangeduid, deze verschuiven per iteratie totdat de benodigde nauwkeurigheid is bereikt. Figuur 3.16 toont onder andere de situatie op $t = 0$ waarbij situatie 2, 3 en 4 optreden in de bovenste grondlaag (kleilaag). In de eronder liggende zandlaag treedt naar verwachting slechts situatie 4 op. Op $t = 0$ is de locatie van de secties langs de ankerstaaf van de op basis van ervaring bepaald. Op $t = 1$ heeft de belasting de ankerstaaf vervormt, het gevolg is dat de randen van de secties niet meer op de juiste plek staan. In figuur 3.17 is wederom moment $t = 1$ weergegeven met hierin de aangepaste locatie van de randen van de secties, tevens is de grootte van de belasting aangepast en wordt gerekend met de aangepaste totale axiale ankerkracht ($H + \Delta H$). Na het uitvoeren van de tweede iteratie heeft de vergelijking wederom nog niet de gewenste nauwkeurigheid behaald. In figuur 3.18 wordt de derde iteratie getoond waaruit blijkt dat op $t = 3$ de randen van de sectie op de juiste locatie langs de ankerstaaf staan, het verschil tussen $t = 3$ en $t = 2$ ligt binnen de vastgestelde nauwkeurigheid. Het iteratieve proces is afgerond en de resultaten kunnen opgevraagd worden.



Figuur 3.16: Vervorming van ankerstaaf op moment $t = 1$, bepaald op iteratieve wijze.



Figuur 3.17: Vervorming van ankerstaaf op moment $t = 2$, bepaald op iteratieve wijze.



Figuur 3.18: Vervorming van ankerstaaf op moment $t = 3$, bepaald op iteratieve wijze.

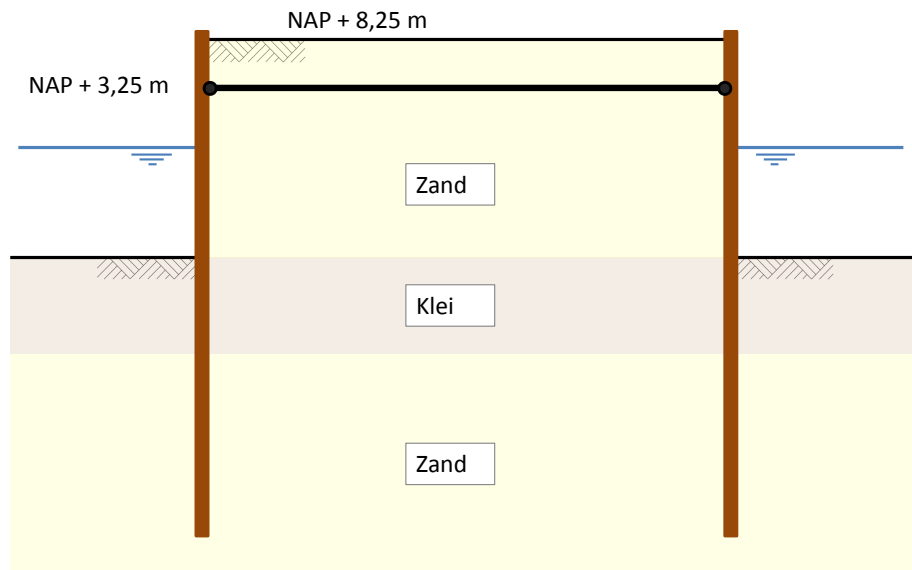
3.4 Resultaten vernieuwde rekenmethode in vergelijking tot CUR 166

Het opgestelde model maakt het mogelijk om naast de in de CUR 166 beschreven gevallen tevens andere situaties te berekenen, waaronder het doorkruisen van meerdere bodemlagen. Om na te gaan in hoeverre het model overeen komt met de rekenmethode van de CUR 166 zullen twee situaties door beide methodes berekend worden. De volgende twee gevallen uit de CUR 166 zullen gebruikt worden.

1. Ankerstang met scharnierende opleggingen, grondverplaatsing is groter dan doorbuiging ankerstaaf.
2. Ankerstang met scharnierende opleggingen, waarbij de grondverplaatsing in het midden van de staaf over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging.

Het in de CUR 166 geschetste voorbeeld uit figuur 3.19 zal gebruikt worden door beide rekenmethoden. Een deel van de axiale kracht wordt in de rekenmethode van de CUR 166 opgenomen door de vervorming van de damwand. In de iteratieve rekenmethode wordt deze optie niet meegenomen, het verplaatsen van de opleggingen is niet mogelijk. Om de methoden te kunnen vergelijken zal de stijfheid van de damwand als oneindig groot worden aangenomen. De vernieuwde rekenmethode gaat ervan uit dat er geen zetting ter hoogte van de kop van het ankerlichaam plaatsvindt. Ten behoeve van het vergelijken van de vernieuwde rekenmethode met de gevallen van de CUR 166 is een aangepast versie gemaakt van de in bijlage F weergegeven MATLAB code. Hierbij kunnen wel zettingen nabij het ankerlichaam optreden. Deze aanpassing is met het oog op het vergelijken uitgevoerd. De volgende parameters behoren bij het in figuur 3.19 geschetste voorbeeld:

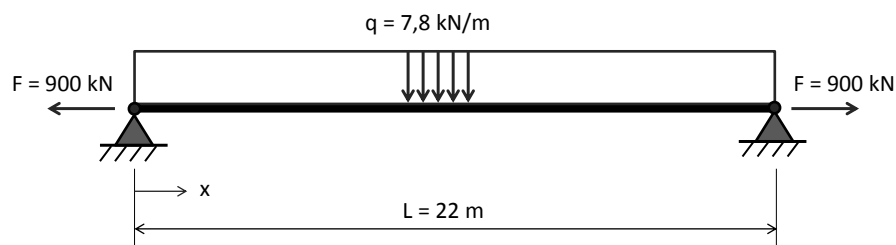
- diameter ankerstaaf (D): 0,07 m
- lengte anker (L): 22 m
- voorspankracht anker (F): 900 kN
- niveau maaiveld: NAP +8,25 m
- niveau anker: NAP +3,25 m
- volumiek gewicht aanvulzand (γ): 18 kN/m³
- hoek van inwendige wrijving (ϕ'): 30°
- belasting loodrecht op ankerstang (q_z): 7,8 kN/m
- rekstijfheid ankerstang (EA): 808.200 kN
- traagheidsmoment ankerstang (I): $1,178588 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$
- weerstandsmoment ankerstang (W): $3,367 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3$



Figuur 3.19: Voorbeeld uit de CUR 166 waarbij een de ankers van een kistdam door de zetting van aanvulzand wordt belast.

3.4.1 Vergelijking met CUR 166 geval 1

Geval 1 van de CUR 166 gaat uit van een situatie waarbij de zakkende van de grond groter is dan de doorbuiging van de ankerstaaf. Het vaststellen van de vervormingsafhankelijke bedding en belasting is voor de vernieuwde rekenmethode niet nodig. Voor een schematische voorstelling van de situatie wordt verwezen naar figuur 3.20. Slechts de belasting als gevolg van zakkende grond is meegenomen, het eigen gewicht dient later nog toegevoegd te worden.



Figuur 3.20: Geval 1 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zakkende van de grond groter is dan de doorbuiging.

3. Vervorming van het constructieve element

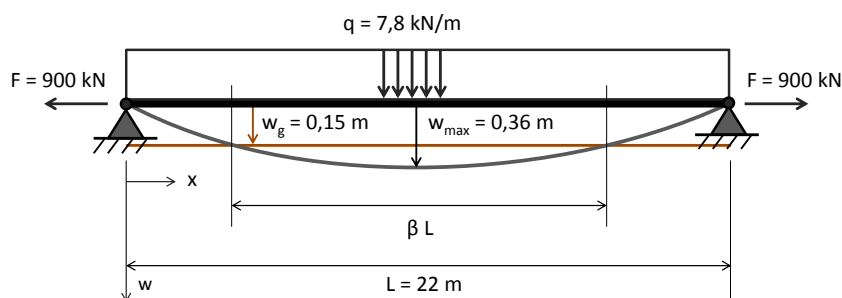
De resultaten van beide rekenmethoden zijn in tabel 3.1 weergegeven. De verschillen blijven beperkt doordat het gebruikte voorbeeld zeer geschikt is om door de rekenmethode van de CUR 166 gebruikt te worden. De vernieuwde rekenmethode neemt de buigstijfheid van de ankerstaaf mee in de berekening waardoor de maximale doorbuiging lichtelijk lager uitvalt. Dit resulteert tevens in een lager maximum moment en maximum spanning. Er kan gesteld worden dat de vernieuwde methode voor deze situatie een beperkte reductie van de krachten, momenten en rotaties geeft.

Tabel 3.1: Resultaten van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode voor geval 1.

| Parameter | | Rekenmethode CUR 166 | Vernieuwde rekenmethode | Vershil |
|--|--------------------------|----------------------|-------------------------|---------|
| Totale axiale kracht ankerstaaf ($F + \Delta F$) | F_{staaf} | 1427 kN | 1423 kN | 0% |
| Toename axiale kracht | ΔF | 527 kN | 523 kN | -1% |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht ($\Delta F / F_{\text{staaf}}$) | α | 0,585 | 0,581 | -1% |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,36 m | 0,34 m | -6 % |
| Maximale moment | M_{max} | 1,8 kNm | 1,4 kNm | -28% |
| Maximale spanning | σ_{max} | 424 MPa | 412 MPa | -3% |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 13% | 10% | -20% |
| Rotatie bij ankerkop | ϕ_{ankerkop} | - | 3,4 ° | - |

3.4.2 Vergelijking met CUR 166 geval 2

In geval 2 wordt een situatie beschreven waarbij de doorbuiging van de ankerstaaf deels groter is dan de zetting van de grond. De rekenmethode van de CUR 166 gebruikt de resultaten van geval 1 voor de berekening van geval 2. Indien geldt $w_s \geq w_g$ zal er geen belasting door zakkende grond of eigen gewicht op de staaf werken. Bedding van de grond als gevolg van de doorbuiging wordt niet meegenomen. In figuur 3.21 wordt de situatie van voorbeeld 2 uit de CUR 166 geschetst. Hierbij geldt een constante zinking van 0,15 m langs de ankerstaaf. Voor het vernieuwde rekenmodel geldt tevens dat w_p vastgesteld dient te worden. Aangezien hier slechts belasting en bedding door zandgrond plaatsvindt zullen deze afstanden zeer gering zijn. $w_{p;k \text{ zand}} = 14 \text{ mm}$ en $w_{p;q \text{ var zand}} = 14 \text{ mm}$.



Figuur 3.21: Geval 2 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zinking van de grond over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging.

Indien geval 2 wordt berekend door beide methoden zijn de verschillen groter zoals in tabel 3.2 zichtbaar is. De reden hiervoor is de vervormingsafhankelijke belasting en bedding van de grond. Dit resulteert in een nauwkeuriger benadering van de wijze waarop de ankerstaaf belast wordt. Indien deze aspecten worden meegenomen kan geconcludeerd worden dat de vernieuwde rekenmethode lagere momenten, krachten en rotaties bepaald. Omdat de vernieuwde rekenmethode rekening houdt met een aflopende belasting als gevolg van de afnemende relatieve verplaatsing treed er geen bedding op, dit in tegenstelling tot het uitgangspunt van de CUR 166 voor dit geval.

Tabel 3.2: Resultaten van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode voor geval 2.

| Parameter | | Rekenmethode CUR 166 | Vernieuwde rekenmethode | Vershil |
|--|--------------------------|-------------------------|----------------------------|---------|
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 1107 kN | 1061 kN | -4% |
| Toename axiale kracht | ΔF | 207 kN | 161 kN | -22% |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,23 | 0,18 | -22% |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,15 m | 0,15 m | 0 % |
| Maximale moment | M_{max} | 2,3 kNm | 1,9 kNm | -17% |
| Maximale spanning | σ_{max} | 356 MPa | 332 MPa | -7% |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 19% | 17% | -11% |
| Rotatie bij ankerkop | ϕ_{ankerkop} | - | 2,5 ° | - |
| Beddingsdeel ankerstaaf | β | 0,56 | 0,0 | - |

3.5 Verificatie van uitgangspunten en aannames

3.5.1 Invloed van kleine rotaties op axiale kracht

Voor het bepalen van de axiale kracht in de ankerstaaf is de aanname gedaan dat de horizontale kracht gelijk is aan de axiale kracht. Deze aanname dient geverifieerd te worden op basis van een extreme situatie. Indien er geen bedding van de grond plaatsvindt zal de staaf maximaal uitbuigen waardoor de ankerkop eveneens maximaal kan roteren. Uit de resultaten van tabel 3.1, de situatie waarbij geen bedding optrad, blijkt de rotatie 3,4 graden te bedragen. De vernieuwde rekenmethode heeft een horizontale kracht als invoer nodig, maar berekenen een axiale kracht. Deze axiale kracht wordt in de volgende iteratie wederom als horizontale kracht ingevoerd. Indien een axiale kracht van 1066 kN uit een iteratie komt betekent dit een invoer van de horizontale kracht van 1066 kN in plaatst van 1064 kN indien de waarde gecorrigeerd wordt met behulp van de rotatie bij de ankerkop. Dit resulteert in een verwaarloosbaar lage invoerfout van 0,2%. Tevens treedt deze fout niet op bij het eindresultaat in verband met het iteratieve proces, de uitvoer is immers een axiale kracht welke op basis van meerdere iteraties is bepaald.

Als gevolg van de rotatie van de ankerstaaf ontstaan er lichte variaties in de axiale kracht. De horizontale component is constant, maar door een toename van de verticale kracht door de rotatie neemt de axiale kracht toe langs de ankerstaaf. Deze fout is maximaal bij de ankerkop aangezien hier redelijkerwijs de grootste rotaties verwacht worden. De axiale kracht varieert met de lengte van de ankerstaaf waarbij de fout bij de ankerkop het grootst is. Het constant veronderstellen van deze axiale kracht levert een fout op, deze is echter verwaarloosbaar vanwege de beperkte rotaties.

3.5.2 Invloed van kleine rotaties op belasting

Evenals voor de axiale kracht is ook de rotaties van de ankerstaaf van invloed op de loodrechte belasting. Een rotatie als gevolg van vervorming resulteert in een verlaging van de loodrechte belasting. Dit aspect wordt in de vernieuwde rekenmethode niet meegenomen, een overschatting van de belasting is het gevolg. Indien dezelfde extreme situatie optreedt als in paragraaf 3.4.1 is omschreven zal de fout 0,2% bedragen, een verwaarloosbaar lage waarde.

3.5.3 Invloed van de grootte van de bedding / variabele belasting en w_p op het resultaat

Bij dezen zal de aanname dat de variatie in de bedding en tevens de variatie in w_p een verwaarloosbare kleine invloed hebben op de resulterende krachten, momenten en rotaties geverifieerd worden. Met behulp van de in paragraaf 3.4.2 optredende situatie zal dit worden nagegaan.

De grootte van de bedding en de variabele belasting worden bepaald door gebruik te maken van de benodigde afstand w_p waarop de belasting of bedding de evenwichtswaarde bereikt. Het gebruik van deze methode gaat echter gepaard met een onzekerheid. Om deze onzekerheid vast te stellen zullen de in paragraaf 3.4.2 aangegeven waarde voor w_p verlaagd worden met 100%. Een twee maal zo kleine van de afstand

3. Vervorming van het constructieve element

w_p betekent een verdubbeling van de bedding en variabele belasting. $w_{p;k\text{zand}} = 7\text{mm}$ en $w_{p;qvar\text{zand}} = 7\text{mm}$. In tabel 3.3 worden de resultaten van beide berekeningen vergeleken.

Tabel 3.3: Resultaten van de vernieuwde rekenmethode voor geval 2 waarbij verschillende waarde voor w_p zijn toegepast.

| Parameter | | Vernieuwde rekenmethode (lage w_p) | Vernieuwde rekenmethode (hoge w_p) | Vershil |
|--|--------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------|
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 1061 kN | 1066 kN | +0,46% |
| Toename axiale kracht | ΔF | 161 kN | 166 kN | +3,0% |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,18 | 0,18 | +3,1% |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,15 m | 0,15 m | +0,27% |
| Maximale moment | M_{max} | 1,9 kNm | 1,9 kNm | -0,32% |
| Maximale spanning | σ_{max} | 332 MPa | 333 MPa | +0,33% |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 17% | 17% | -0,59% |
| Rotatie bij ankerkop | ϕ_{ankerkop} | 2,5 ° | 2,5 ° | +1,1 % |
| Beddingsdeel ankerstaaf | β | 0,0 | 0,21 | - |

Uit de resultaten valt op te maken dat een variatie van 100% in het bepalen van w_p slechts zeer beperkte gevolgen heeft voor de optredende krachten, momenten en spanningen in de ankerstaaf. Het grootste verschil is merkbaar de grootte van het toename van de factor α . Aangezien de belasting is toegenomen heeft dit geresulteerd in een grotere doorbuiging waardoor er nu wel sprake is van bedding van de grond. Gesteld kan worden dat een variatie in de bedding, variabele belasting en w_p een verwaarloosbare invloed heeft op het eindresultaat. Dit is van belang omdat de waarde van w_p gebaseerd is op de Plaxis 2D simulaties (zie 2). Tussen de modelproeven en de simulaties was omtrent de waarde van w_p tevens een verschil zichtbaar. De werkelijke waarde van w_p is derhalve onzeker. Bevestiging dat deze parameter slechts van beperkte invloed is op het eindresultaat is een belangrijke constatering.

3.5.4 Lineair elastische veer voor gehele last-verplaatsingscurve

De vernieuwde rekenmethode gaat uit van een bedding welke door een lineair elastische veer kan worden benaderd voor de gehele last-verplaatsingscurve. Aangenomen is dan de relatieve verplaatsing w_r niet groter wordt dan w_p . Hiervoor zullen de resultaten uit paragraaf 3.4.1 en paragraaf 3.5.3 gebruikt worden.

De maximale doorbuiging van de ankerstaaf zonder bedding uit tabel 3.1 bedraagt 0,34 m. De maximale doorbuiging van de ankerstaaf met bedding uit tabel 3.2 bedraagt 0,15 m. De reductie van de belasting en de bedding van de grond resulteren in een 56 % lagere doorbuiging. Ondanks dit verschil blijkt de ankerstaaf slechts een relatieve verplaatsing van 0,3 mm te hebben (0,1502 - 0,1500). De maximale verplaatsing over het lineair elastische deel w_p bedraagt 7 mm. Gezien dit resultaat is het acceptabel om aan te nemen dat geldt $w_r \leq w_p$.

3.5.5 Constante belasting en beddingsconstante per situatie

Voor schuine ankers geldt dat de belasting toeneemt met de diepte langs de ankerstaaf. Dit geldt tevens voor situaties met een variabele belasting en een bedding van de grond. De vernieuwde rekenmethode brengt dit aspect echter niet in rekening. Voor de variabele belasting en bedding per sectie wordt de waarde in het midden van de lengte van de sectie genomen. Dit leidt voor de sectielengte richting de ankerkop tot een onderschatting van de bedding en de belasting en voor de sectielengte richting het ankerlichaam tot een overschatting van de bedding en de belasting. Uit eerder geverifieerde aannames is gebleken dat een variatie in de grootte van de bedding en variabele belasting een verwaarloosbare invloed heeft op het eindresultaat.

3.5.6 Grote verplaatsingen

In verband met relatief grote optredende verplaatsingen zal de vervorming van de ankerstaaf de krachtdistributie merkbaar beïnvloeden. Het gevolg is dat de uitgangspunten voorafgaand aan de berekening niet

overeenkomen met de eindsituatie. In de vernieuwde rekenmethode wordt door middel van het iteratieve proces dit aspect meegenomen. De gewenste nauwkeurigheid van het resultaat kan voor het proces worden aangegeven in het model.

3.5.7 Bedding onafhankelijk van hoek ankerstaaf

In tegenstelling tot de belasting geldt voor de bedding dat deze onafhankelijk is van de aanbrenghoek van de ankerstaaf. Een toenemende hoek resulteert in een reductie van de loodrechte belasting op de ankerstaaf. Voor de bedding is als uitgangspunt genomen dat grootte ervan niet beïnvloed wordt door hoek van de ankerstaaf. De grond is hierbij als isotroop aangenomen waardoor een uitbuigende ankerstaaf in alle richtingen dezelfde bedding zal krijgen.

3.5.8 Geen schuifkrachten in axiale richting

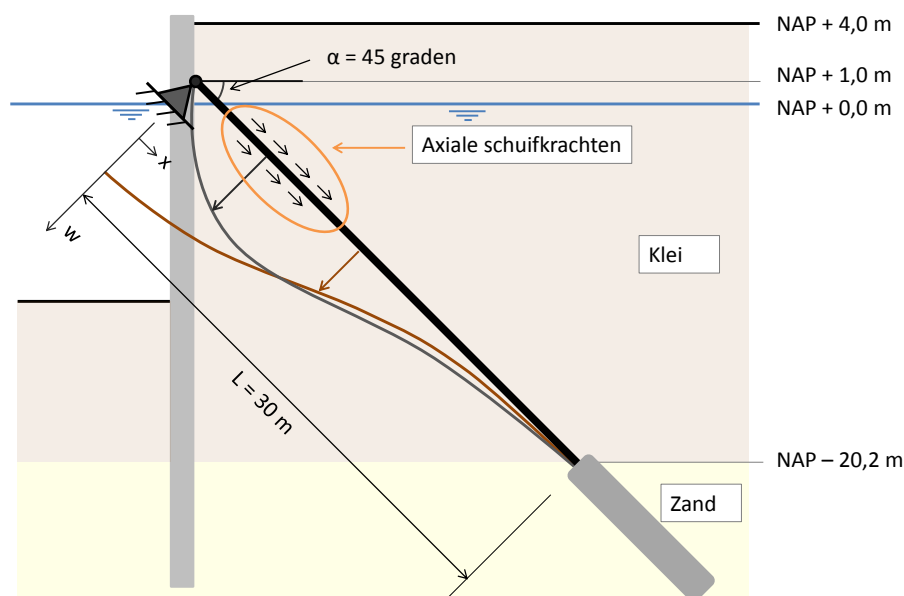
De vernieuwde rekenmethode houdt geen rekening met axiale schuifkrachten langs de ankerstaaf, slechts loodrechte belastingen worden meegenomen. Dit heeft gevolgen voor de spanningen op de grenzen van de belastingssituaties. Een verschil tussen bijvoorbeeld twee grond leidt tot een abrupt verschil in belasting. In werkelijkheid zal dit verschil door nazakken van grond langs de ankerstaaf afgevlakt worden. In het model is dit niet meegenomen waardoor piekspanningen zichtbaar zijn die in werkelijkheid lager uit vallen.

Tevens heeft het niet meenemen van schuifspanningen tot gevolg dat het ankerlichaam niet verplaatst bij overschrijding van de maximale schuifkracht. Het model beschouwt alleen de vervormingen van de ankerstaaf over het vrije ankerdeel. Alle belastingen worden over dit traject opgenomen, de opleggingen zijn immers horizontaal en verticaal gefixeerd. Normaliter zal een zeer hoge toename in de axiale ankerkracht kunnen resulteren in het kruipen van het ankerlichaam indien de schuifkracht ervan wordt overschreden. Dit zelf herstellende vermogen zorgt voor een axiale verplaatsingen van het ankerlichaam en tevens een reductie van de ankerkracht maar is geen onderdeel van het model. De bepaalde ankerkrachten door de vernieuwde rekenmethode zijn derhalve een conservatieve benadering van de werkelijkheid.

Schuifkrachten in axiale richting langs de ankerstaaf kunnen voor een verhoging van de normaalkracht zorgen. Of het niet meenemen van deze schuifkrachten in axiale richting een terechte aanname was zal geverifieerd worden. Hierbij zal uitgegaan worden van een extreme belastingssituatie, in figuur 3.22 is deze weergegeven. Een onder 45 graden aangebracht anker met een zetting van 50 cm bij de ankerkop zorgt ervoor dat de schuifspanningen volledig gemobiliseerd kan worden. Vanwege de schoorstand nemen de spanningen in de bodem langs de ankerstaaf snel toe. De volgende gegevens behoren bij de in figuur 3.22 geschetste situatie:

| | |
|--|---|
| - niveau maaiveld: | NAP +4,0 m |
| - niveau ankerkop: | NAP +1,0 m |
| - niveau ankerlichaam: | NAP -20,2 m |
| - volumiek gewicht klei (γ): | 17 kN/m ³ |
| - hoek van inwendige wrijving (ϕ'): | 23 ° |
| - diameter ankerstaaf (D): | 82,5 mm |
| - wanddikte ankerstaaf (t): | 25 mm |
| - soortelijk gewicht: | 7850 kg/m ³ |
| - rekstijfheid ankerstang (EA): | 948.360 kN |
| - traagheidsmoment ankerstang (I): | 2,21921 · 10 ⁻⁶ m ⁴ |
| - elastisch weerstandsmoment (W_{el}): | 5,3799 · 10 ⁻⁵ m ³ |
| - voorspankracht anker (F): | 1000 kN |

3. Vervorming van het constructieve element



Figuur 3.22: Situatie waarbij de invloed van axiale schuifkracht maximaal is.

Als gevolg van de schoorstand zal de belasting op de ankerstaaf en tevens de schuifspanning toenemen met de lengte, de spanningscondities nemen immers toe met de diepte. Op verschillende posities langs de ankerstaaf dienen deze waarden bekend te zijn om de belasting en schuifspanningen te kunnen interpoleren. In tabel 3.4 zijn de waarden voor enkele diepte weergegeven. Hierbij is uitgegaan van een invloedsfactor f_i van 8 en gedraineerde gedrag bij het zetten van de grond.

Tabel 3.4: Optredende belastingen en schuifspanningen langs de ankerstaaf ten behoeve van het interpoleren.

| Diepte [m] | Locatie op ankerstaaf [m] | σ'_v [kN/m ²] | q_z [kN/m] | τ [kN/m ²] |
|------------|---------------------------|----------------------------------|--------------|-----------------------------|
| NAP +1,0 | 0 | 51 | 14,8 | 19,9 |
| NAP -9,6 | 15 | 135 | 39,2 | 52,8 |
| NAP -20,2 | 30 | 209 | 60,7 | 81,7 |

Indien de geschetste situatie met behulp van de vernieuwde methode wordt doorgerekend kan worden bepaald op welk punt de zakking van de ankerstaaf gelijk is aan het zettingsprofiel. Vanaf dit punt zullen de axiale schuifspanning niet meer toenemen maar afnemen. De grootte van de axiale kracht is, evenals de loodrechte kracht, afhankelijk van de relatieve verplaatsing. Dit aspect zal in de berekening niet meegenomen worden, er wordt gesteld dat over de lengte waarbij de zakking van de ankerstaaf lager is dan de bedding de maximale schuifkracht gemobiliseerd kan worden. Dit leidt tot een overschatting ten opzichte van de werkelijk optredende krachten. Met behulp van vergelijking 3.14 kan de schuifkracht worden bepaald. Deze vergelijking is gebaseerd op de vergelijking voor het bepalen van de trekweerstand van losstaande palen uit NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b) voor cohesieve grond. Voor $q_{s;z;d}$ wordt een waarde van 1,0 MPa genomen voor de gehele lengte van de ankerstaaf welke is gebaseerd op een conusweerstand bij een spanningstoestand van 100 kPa. De grondeigenschappen van de toegepaste kleisoort komen relatief goed overeen met de grondeigenschappen van de beschreven kleisoort uit tabel 2.b uit NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b). Aangezien de conusweerstand lager is dan 2,0 MPa zal voor α_t een waarde van 0,02 toegepast worden. Uit de vernieuwde rekenmethode blijkt op $L = 13,3$ meter de doorbuiging van de ankerstaaf gelijk te zijn aan de zakking van de grond.

$$R_{t;d} = \int_0^L O_{s;gem} \cdot q_{c;z;d} \cdot \alpha_t \, dx \quad (3.14)$$

Waarin:

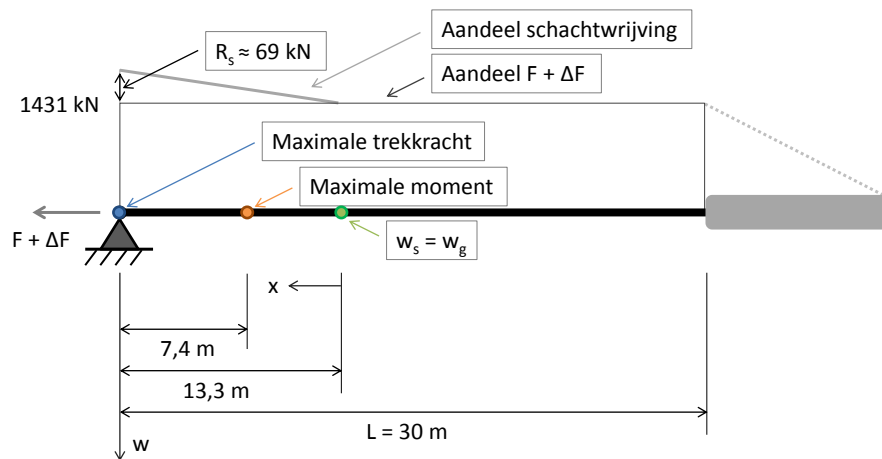
- $R_{t;d}$ is de rekenwaarde van de trekweerstand van de ankerstaaf in kN
- $O_{a;gem}$ is de gemiddelde omtrek van de ankerstaaf in m
- $q_{c;z;d}$ is de rekenwaarde van de conusweerstand op diepte z in kPa
- α_t is een dimensieloze factor die de invloed van de uitvoering in rekening brengt
- L is de lengte waarover schachtwrijving wordt berekend in m

In figuur 3.23 zijn de optredende axiale krachten langs de ankerstaaf weergegeven. Bij de ankerkop treedt de maatgevende ankerkracht op doordat de oplegging gefixeerd is, de rek is hier maximaal. Met de lengte van de ankerstaaf neemt de kracht af tot het punt waarbij bedding optreedt. Naast de grootte van de maximale schachtwrijvingsweerstand is de locatie ervan langs de ankerstaaf van belang. De schachtwrijving zorgt voor een toename van de axiale kracht bovenop de trekkracht in de staaf. Tesamen met het optredende moment wordt hiermee de spanning bepaald. In figuur 3.23 wordt inzichtelijk dat het maximale moment en de maximale axiale schachtwrijving niet op dezelfde locatie optreden. Het aandeel van de schachtwrijving in de totale axiale trekkracht bedraagt 4,6%. Als aandeel van de totale spanning is eveneens de bijdrage van het moment van belang, zie vergelijking 3.15. Indien met behulp van vergelijking 3.16 de spanning wordt vastgesteld op de locatie waar het moment maximaal is resulteert dit in een spanning van circa 437 N/mm², de schachtwrijving is slechts 31 kN. De maximale schachtwrijving treedt op bij de ankerkop, het moment bedraagt hier 0 kNm. De spanning in het anker (zie vergelijking 3.17) resulteert op deze locatie in circa 331 N/mm². Op de maatgevende locatie (maximale moment), met het oog op de spanningen, is het aandeel van de schachtwrijving slechts 1,6% van het totaal. De bijdrage van moment in de totale spanning is doorslaggevend bij het vaststellen van de maatgevende spanning. Rekening houdend met de beperkte toename van de axiale kracht en de locatie van het maximum is het niet meenemen van deze axiale schuifkracht gerechtvaardigd. De invloed op het eindresultaat is verwaarloosbaar.

$$\sigma = \frac{M}{W_{el}} + \frac{F_{voorspanning}}{A} + \frac{F_{doorbuiging}}{A} + \frac{F_{schacht}}{A} \quad (3.15)$$

$$\sigma_{7,4} = 114 + 221 + 95 + 7 = 437 \text{ N/mm}^2 \quad (3.16)$$

$$\sigma_0 = 0 + 221 + 95 + 15 = 331 \text{ N/mm}^2 \quad (3.17)$$



Figuur 3.23: Trekkraft in de ankerstaaf waarbij de grootte van de schachtwrijving (circa 69 kN) is weergegeven voor situatie waarvoor deze maximaal gemobiliseerd kan worden.

3.6 Conclusie

De opgestelde vernieuwde rekenmethode heeft als doel om de leemten van de huidige methode uit de CUR 166 op te vullen. Onder andere de gevolgen van het aanbrengen van ankers onder een hoek, het doorkruisen van meerdere grondlagen en optredende niet-lineaire zettingen worden in de vernieuwde rekenmethode geïntegreerd. Hierbij wordt uitgegaan van één model waarmee verschillende optredende situaties benaderd kunnen worden. Op iteratieve wijze wordt de doorbuiging van de ankerstaaf bepaald en hiermee de resulterende krachten, momenten en rotaties.

Naast een complexere bodemopbouw kan de vernieuwde rekenmethode tevens de gevallen uit de CUR 166 simuleren. Indien de zakking van de grond groter is dan de doorbuiging van de ankerstaaf zijn de buigstijfheid en de belastingen bepalende factoren voor het eindresultaat. Aangezien deze onderdelen in beide rekenmethoden zijn meegenomen verschillen de resultaten amper.

Voor een situatie waarbij de zakking van de grond lager is dan de doorbuiging van de ankerstaaf zal deze deels bedding van de grond ondervinden. De vernieuwde rekenmethode neemt, in tegenstelling tot de CUR 166, meerdere beddingsgerelateerde parameters mee. Dit leidt tot lager uitvallende resultaten dan op basis van de CUR 166 werd verwacht.

De vernieuwde rekenmethode is vergeleken met twee gevallen uit de CUR 166 om de correctheid ervan te bepalen. Daar waar verwacht werd dat de vernieuwde rekenmethode een realistischer / lager eindresultaat zou geven bleek dit ook zo te zijn. Bij het beschouwen van geval 2 was hier sprake van. De aflopende belasting waarmee de vernieuwde rekenmethode rekening houdt zorgt voor een vloeiende doorbuiging en een lagere verlenging van de staaf. Hierdoor kan worden gesteld dat de methode voor de standaard situaties uit de CUR 166 een juiste benadering van de werkelijkheid geeft. Dit maakt het mogelijk om de geschiktheid van de methode voor de complexere situaties na te gaan.

4 TOEPASBAARHEID VAN DE VERNIEUWDE REKENMETHODE

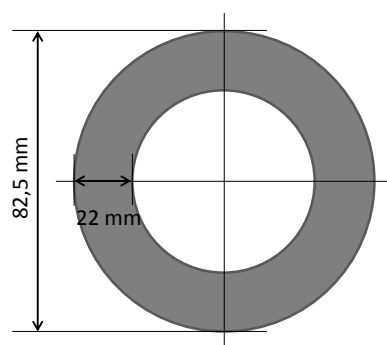
4.1 Inleiding

In tegenstelling tot de ontwerpmethode van de CUR 166 wordt door de vernieuwde ontwerpmethode gebruik gemaakt van een aanpasbare reeks vergelijkingen. Dit biedt de mogelijkheid om een specifieke situatie op meerdere manieren te berekenen. Hierbij kunnen onder andere de voordelen van het gebruik van een mantelbuis inzichtelijk worden gemaakt. Evenals de gevolgen een ankerkop waarbij de rotatie verhindert. Deze aspecten kunnen met de huidige methode uit de CUR 166 niet nauwkeurig bepaald worden. In dit hoofdstuk wordt inzichtelijk gemaakt wat de gevolgen zijn voor bijvoorbeeld de toename van de ankerkracht.

Als referentie wordt een situatie gebruikt waarbij een ankerstaaf (zie figuur 4.1) met een lengte van 30 meter onder een hoek van 30 graden is aangebracht. Het anker doorkruist hierbij 3 grondlagen zoals weergegeven in figuur 4.2. Vanwege de aanwezigheid van een zandlaag zal het zettingsprofiel over het eerste deel verschillen van de kleilaag. Aan de ankerkop bedraagt de zetting circa 0,20 meter. De zakking ontstaat als gevolg van het samendrukken van de tussenliggende kleilaag. Voor het bepalen van de belasting op de ankerstaaf als gevolg van zetting van de grond zullen de vergelijkingen uit hoofdstuk 2 toegepast worden. Hierbij wordt uitgegaan van een invloedsfactor van 8 en zal de schuifsterkte afhankelijk zijn van het gedraineerd of ongedraineerd bezwijken van de grond.

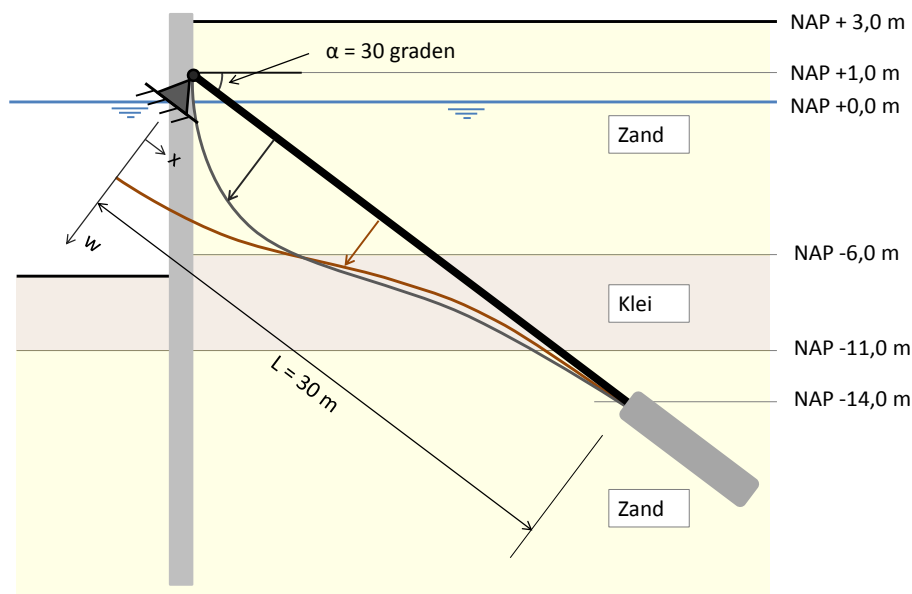
Het belasten van de ankerstaaf door zandgronden is in hoofdstuk 2 niet aan bod gekomen. Aangezien de rekenmethode gebruik maakt van een c' en een ϕ' voor de gedraineerde toestand is deze ook voor zandgronden toepasbaar. Deze aanpak zal naar verwachting in een goede benadering van de werkelijkheid resulteren, het is echter geen gevalideerde methode. De CUR 166 gebruikt een andere vergelijking welke leidt tot een veel lagere belasting vergeleken met kleigrond. Om een realistische belasting voor zowel klei als zandgronden te creëren, waarbij de onderlinge verhouding betrouwbaar ogen, zal met behulp van de rekenmethode uit bijlage D de verticale belasting worden vastgesteld. Voor deze specifieke situatie wordt uitgegaan van gedraineerd grondgedrag, de zettingssnelheid leidt niet tot wateroverspanningen. De volgende gegevens behoren bij de situatie.

- niveau maaiveld: NAP +3,0 m
- niveau ankerkop: NAP +1,0 m
- niveau ankerlichaam: NAP -14,0 m
- volumiek gewicht klei, verzadigd (γ_{sat}): 16 kN/m³
- volumiek gewicht zand, verzadigd (γ_{sat}): 19 kN/m³
- volumiek gewicht zand, droog (γ_{unsat}): 18 kN/m³
- hoek van inwendige wrijving klei (ϕ'): 20 °
- hoek van inwendige wrijving zand (ϕ'): 30 °
- cohesie klei: 5 kN/m²
- cohesie zand: 0 kN/m²
- voorspankracht anker (F): 1000 kN



| | |
|----------|---------------------------------------|
| A | 4181 mm ² |
| ρ | 7850 kg/m ³ |
| E | $2,1 \cdot 10^8$ kN/m ² |
| I | $2,1661 \cdot 10^{-6}$ m ⁴ |
| W_{el} | $5,2512 \cdot 10^{-5}$ m ³ |

Figuur 4.1: Eigenschappen van een schroefgroutanker met een buisdiameter van 82,5 mm en een wanddikte van 22 mm.



Figuur 4.2: Situatie waarbij de schoor staande ankerstaaf drie grondlagen doorkruist.

4.2 Referentiesituatie

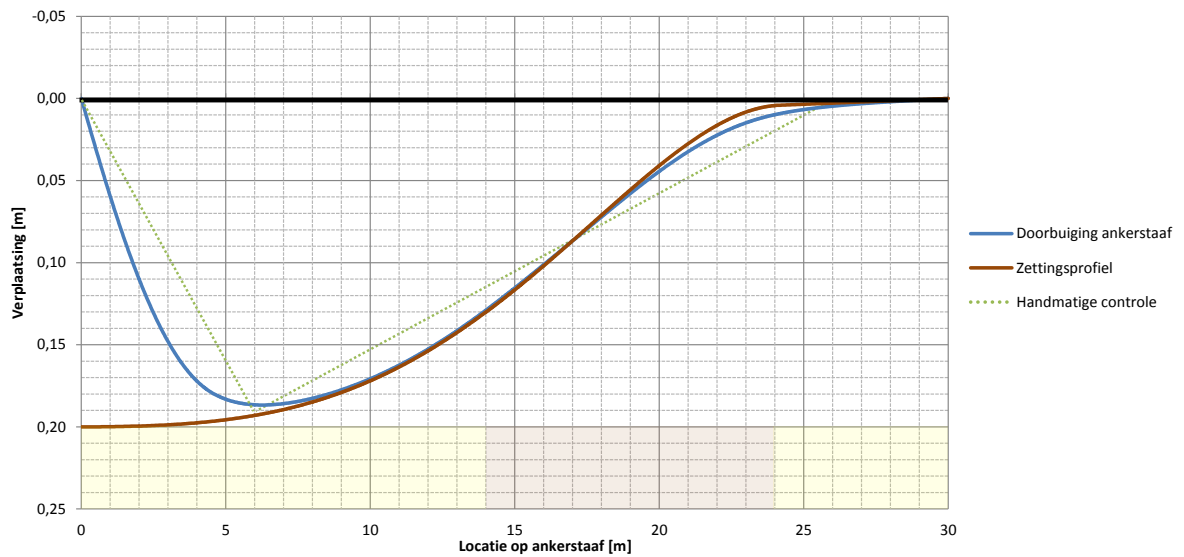
De mogelijkheden die het gebruik van de vernieuwde rekenmethode biedt zullen vergeleken worden met de referentiesituatie. Deze situatie gaat uit van de gegevens zoals omschreven in paragraaf 4.1. Hierbij zal de gehele ankerstaaf belast worden door de zettingen of door bedding van de grond. Hierbij wordt verondersteld dat zowel de ankerkop als het ankerlichaam horizontaal en verticaal gefixeerd zijn maar wel scharnierend kunnen roteren. De resultaten van de referentiesituatie zijn in tabel 4.1 weergegeven.

Tabel 4.1: Resultaten van de referentiesituatie berekend met de vernieuwde rekenmethode.

| Parameter | | Referentiesituatie |
|--|--------------------------|--------------------|
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 1152 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 152 kN |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,15 |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,19 m |
| Maximale moment | M_{max} | 6,4 kNm |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 3,4 m |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 8,1 kN |
| Locatie maximale dwarskracht t.o.v. ankerkop | - | 0 m |
| Maximale spanning | σ_{max} | 398 MPa |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 31% |
| Rotatie bij ankerkop | ϕ_{ankerkop} | 3,5 ° |

Het verloop van de doorbuiging en de zetting van de grond langs de ankerstaaf is weergegeven in figuur 4.3. Hierbij wordt inzichtelijk dat met de lengte van de ankerstaaf deze het zettingsprofiel gaat volgen. Dit is het gevolg van het afnemen van de belasting op de ankerstaaf en tevens de invloed van de bedding door de grond. Ter controle is indicatief een gestippelde groene lijn weergegeven waarmee handmatig een schatting kan worden gemaakt van de toename van de axiale ankerkracht als gevolg van de verlenging van de ankerstaaf. Met behulp van vergelijking 4.1 kan deze toename worden bepaald, dit resulteert in een waarde van 132 kN. De berekende toename van de axiale kracht met behulp van de vernieuwde rekenmethode komt door de complexere vorm uit op een hogere waarde. De handmatige controle toont wel aan dat de toename van de axiale ankerkracht door de vernieuwde rekenmethode correct bepaald wordt.

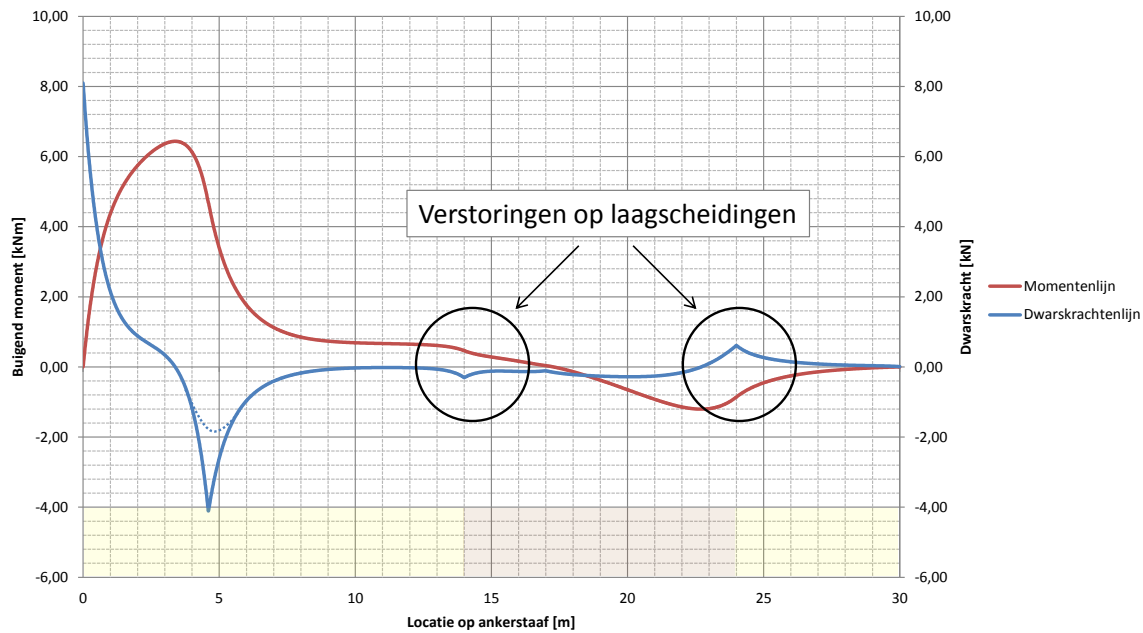
$$\Delta H \approx \frac{\sqrt{6^2 + 0,19^2} + \sqrt{20^2 + 0,19^2} - 26}{26} \cdot 878.010 \approx 132 \text{ kN} \quad (4.1)$$



Figuur 4.3: Doorbuiging van de ankerstaaf als gevolg zettingen van de grond langs de ankerstaaf voor de referentiesituatie.

Figuur 4.4 toont de bijbehorende momenten- en dwarskrachtenlijn. Na circa 10 meter ankerstaaf is de doorbuiging van de ankerstaaf nagenoeg gelijk aan de zetting van de grond. Dit heeft zijn weerslag op de dwarskrachten en momenten in de ankerstaaf, deze nemen sterk af. De maatgevende krachten treden op over het ankerdeel waarbij de zetting van de grond groter is dan de doorbuiging van de ankerstaaf. Het verloop van de dwarskrachtenlijn tussen 0 en circa 5 meter is karakteristiek voor een ligger waarbij de buistijfheid beperkt is. Als gevolg van de doorbuiging / rotatie van de ankerstaaf is de invloed van de trekkracht op het verloop van de dwarskrachtenlijn groot.

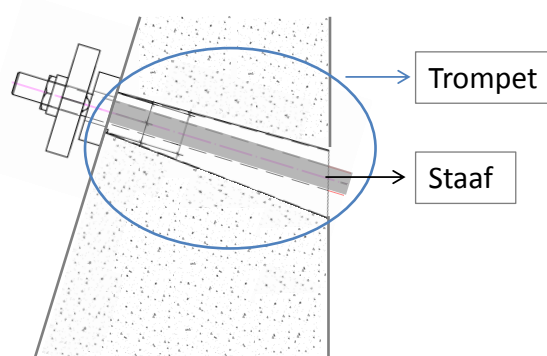
Tevens zijn zowel bij de momentenlijn als de dwarskrachtenlijn verstoringen te zien op de grensvlakken tussen de grondlagen. De reden hiervoor is de abrupte overgang van grondeigenschappen op dit punt. De belasting is afhankelijk van de verplaatsing tussen het anker en de zakkende grond. Bij zandgrond is het maximum al bereikt na een beperkte relatieve verplaatsing, dit in tegenstelling tot de kleigrond. In de rekenmethode is dit terug te zien door een sprong in de momentenlijn en dwarskrachtenlijn. In werkelijkheid zal dit naar verwachting niet optreden omdat de grondeigenschappen op het grensvlak niet zo abrupt veranderen als door de vernieuwde rekenmethode is geschematiseerd. Deze verstoringen zijn minimaal en treden ver van de maatgevende waarden op en zijn hierdoor niet van invloed op het resultaat. Dit geldt tevens voor de piek in de dwarskrachtenlijn op circa 5 meter vanaf de ankerkop. Dit punt bevindt zich op de scheiding tussen de lineair toenemende belasting en de verplaatsingsafhankelijke belasting. De verwachte vorm van de dwarskrachtenlijn op dit punt is indicatief gestippeld in figuur 4.4.



Figuur 4.4: Momenten in kNm en dwarskrachten in kN voor de referentiesituatie.

4.3 Toepassen van een trompet of mantelbuis

Een trompet is een voorziening om de ankerkop vrij te kunnen later roteren (zie figuur 4.5). In combinatie met een kantelplaat of conische moer zorgt het voor een scharnierende oplegging. Als gevolg van de zettingen buigt de ankerstaaf door en dient voorkomen te worden dat deze komt te rusten op de betonconstructie van bijvoorbeeld een kademuur. In hoofdstuk 8 zal deze voorziening gedetailleerder worden besproken, hierbij lettend op onder andere optredende rotaties in en uitvoeringstoleraties. Over het deel waar de trompet wordt toegepast zal de zakkende grond de ankerstaaf niet belasten, slechts het eigen gewicht van de staaf speelt hier een rol. Een mantelbuis wordt om de ankerstaaf aangebracht en werkt op vergelijkbare wijze als een trompet. De belasting door de zakkende grond wordt opgenomen door de mantelbuis en belast de staaf niet, deze kan binnen de buis vrij roteren. Voor deze specifieke situatie zal de ankerstaaf vanaf de ankerkop over een lengte van 3,0 meter (trompet en mantelbuis) niet belast worden.



Figuur 4.5: Detail van een trompet waarbij de staaf binnen de trompet kan roteren.

In tabel 4.2 zijn de verschillen ten opzichte van de referentiesituatie inzichtelijk gemaakt. Het toepassen van een trompet of mantelbuis heeft een reducerend effect op de optredende krachten. De maximale dwarskracht neemt af en de ervan locatie verplaatst naar het punt waarop de mantelbuis stopt. Het moment neemt echter wel licht toe ondanks de lagere totale belasting. Doordat spreiding van de belasting is afgenomen en deze

zich verdeeld over een kortere de lengte neemt de kromming van de ankerstaaf toe. Het gevolg van deze lichte toename is een verhoging van het buigend maximale moment.

Tabel 4.2: Resultaten van de referentiesituatie vergeleken met de situatie waarbij een trompet en een mantelbuis is toegepast.

| Parameter | | Referentie-situatie | Trompet en mantelbuis | Vershil |
|--|--------------------------|---------------------|-----------------------|---------|
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 1152 kN | 1128 kN | -2% |
| Toename axiale kracht | ΔF | 152 kN | 128 kN | -16% |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,15 | 0,13 | -16% |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,19 m | 0,18 m | -1% |
| Maximale moment | M_{max} | 6,4 kNm | 6,5 kNm | +1% |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 3,4 m | 4,3 m | +28% |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 8,1 kN | 5,4 kN | -33% |
| Locatie maximale dwarskracht t.o.v. ankerkop | - | 0 m | 3 m | - |
| Normaalspanning | $\sigma_{F+\Delta F}$ | 276 MPa | 270 MPa | -2% |
| Maximale buigspanning | $\sigma_{M;\text{max}}$ | 122 MPa | 124 MPa | -2% |
| Maximale spanning | σ_{max} | 398 MPa | 393 MPa | -1% |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 31% | 31% | +2% |
| Rotatie bij ankerkop | ϕ_{ankerkop} | 3,5 ° | 2,5 ° | -31% |

4.4 Verhinderde rotatie bij de ankerkop

Indien de ankerkop onvoldoende rotatiecapaciteit heeft zal de ankerstaaf niet meer als scharnierend opgelegd benaderd kunnen worden. Indien de ankerkop niet kan roteren ($\phi_{\text{ankerkop}} = 0^\circ$) is dit van grote invloed op de krachten en momenten in de ankerstaaf, zoals in tabel 4.3 is weergegeven. Door de ingeklemde ankerkop neemt de kromming van de ankerstaaf als gevolg van de belasting lokaal sterkt toe. Het moment en de dwarskracht zijn een veelvoud van de referentiesituatie geworden doordat de ankerkop niet kan roteren. Dit resulteert tevens in een toename van de spanning in de ankerstaaf. Indien de vloeigrens van het gebruikte staal op 600 N/mm² ligt zorgt de verhoging naar de berekende 1236 MPa waarschijnlijk tot het bezwijken van het anker. Het niet kunnen roteren van de ankerkop kan grote gevolgen hebben voor de resulterende krachten en momenten in het anker. Aandacht voor de detaillering van de ankerkop, zodat deze voldoende rotatiecapaciteit bezit, is essentieel voor een veilig ontwerp.

Tabel 4.3: Resultaten van de referentiesituatie vergeleken met de situatie waarbij de ankerkop ingeklemd is.

| Parameter | | Referentie-situatie | Verhinderde rotatie | Vershil |
|--|--------------------------|---------------------|---------------------|---------|
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 1152 kN | 1137 kN | -1% |
| Toename axiale kracht | ΔF | 152 kN | 137 kN | -10% |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,15 | 0,14 | -10% |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,19 m | 0,18 m | -1% |
| Maximale moment | M_{max} | 6,4 kNm | -50,6 kNm | +686% |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 3,4 m | 0 m | - |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 8,1 kN | 88,2 kN | +989% |
| Locatie maximale dwarskracht t.o.v. ankerkop | - | 0 m | 0 m | - |
| Maximale spanning | σ_{max} | 398 MPa | 1236 MPa | +210% |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 31% | 78% | +153% |
| Rotatie bij ankerkop | ϕ_{ankerkop} | 3,5 ° | 0 ° | - |

5 PLASTISCHE DEFORMATIE VAN DE ANKERSTAAF

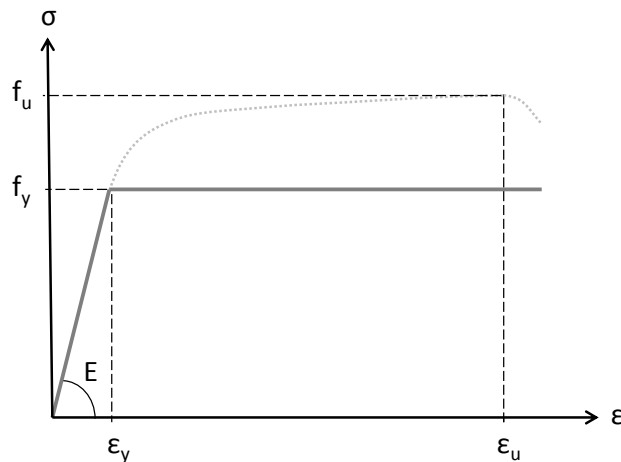
5.1 Inleiding

Met behulp van de vernieuwde rekenmethode kunnen de krachten, momenten en dwarskrachten als gevolg van zakkende worden bepaald. De ankerstaaf dient voldoende capaciteit te hebben om deze krachten te kunnen opnemen. Voor de berekening van de resulterende spanningen in het anker kan gebruik worden gemaakt van de lineaire elasticiteitstheorie. Indien plastische deformatie wordt toegelaten kan de extra capaciteit van het ankerstaaf worden aangesproken. Het doel van dit hoofdstuk is om inzicht te krijgen in de wijze waarop het constructieve element / ankerstaaf de spanningen kan opnemen. Plastische rekenen kan leiden tot het toepassen van een lagere ankerklasse. Hier zijn echter wel restricties aan verbonden welke in dit hoofdstuk uiteengezet zullen worden.

5.2 Theorie omtrent plastische deformatie

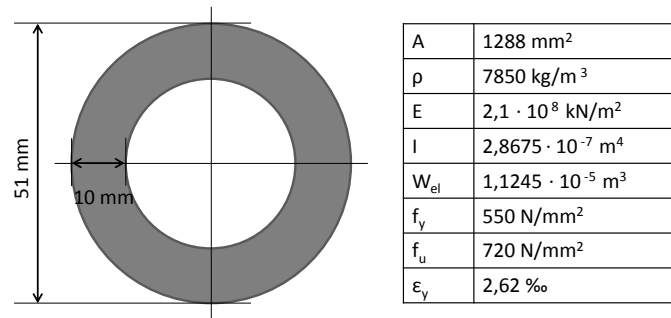
5.2.1 Materiaalgedrag

In dit rapport zijn de gebruikte berekeningen om de krachten, verplaatsingen, momenten en spanningen in het anker te bepalen gebaseerd op de lineaire elasticiteitstheorie. Hierbij wordt als uitgangspunt genomen dat alle rekken lager zijn dan de vloeirek (ϵ_y) zodat er een lineair verband geldt tussen de spanningen en de rekken. Dit materiaalgedrag treedt op bij kleine rekken en is slechts een onderdeel van het hele spanning-rek diagram. In figuur 5.1 is een bi-lineaire schematisatie weergegeven van het elasto-plastische gedrag van staal. Het werkelijke traject verschilt per staalsoort, de bi-lineaire vereenvoudiging is een realistische benadering waarmee de berekeningen uitgevoerd kunnen worden. Bij het overschrijden van de vloeirek zal het materiaal plastisch vervormen. De optredende spanning zal hierbij niet toenemen met de rek.



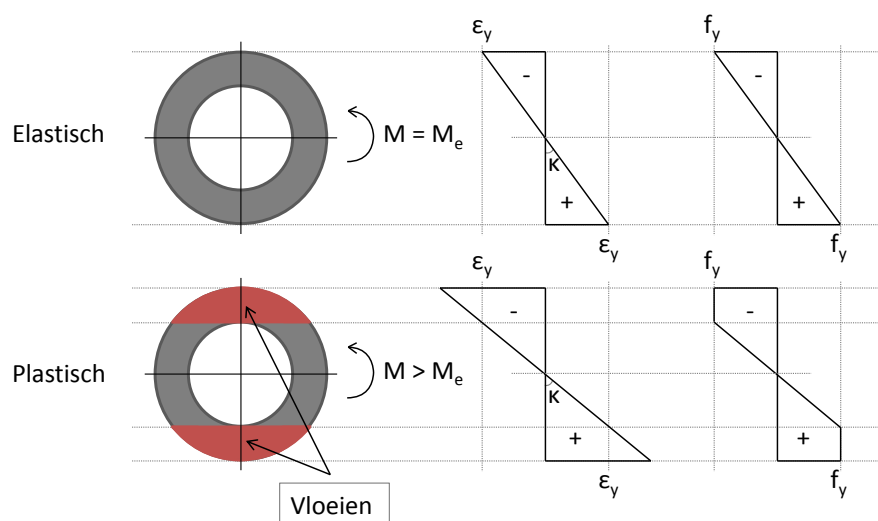
Figuur 5.1: bi-lineaire vereenvoudiging van een spanning-rek diagram.

Voor ductiele materialen met een hoge breukrek (ϵ_u) kan het lonen om rekening te houden met de plastische eigenschappen. Ten behoeve van het inzichtelijk maken van de extra capaciteit van een ankerstaaf als gevolg van plastische deformatie zal een voorbeeldsituatie worden uitgewerkt. Hierbij zal een staaf door zuivere buiging belast worden. De eigenschappen van de ankerstaaf zijn in figuur 5.2 weergegeven. De bijbehorende vloeispanning en vloeirek zijn gebaseerd op een elasticiteitsmodulus van 210 MPa.



Figuur 5.2: Eigenschappen van een schroefgroutanker met een buisdiameter van 51 mm en een wanddikte van 10 mm.

Indien een anker maximaal door een buigend moment worden belast zal als eerste in de uiterste vezel van de staaf de vloeispanning heersen. Zodra dit optreedt is het maximale moment dat de staaf kan opnemen op basis van een elastische berekening bereikt. Dit elastische moment (M_e) zorgt voor de vloeispanning in de uiterste vezel. Richting de neutrale lijn is de spanning als gevolg van de buiging lager dan de vloeispanning, deze resterende capaciteit wordt in een elastische berekening niet benut. In een plastische berekeningen wordt extra vervorming toegelaten, de vloeirek wordt overschreden ten behoeve van het benutten van de resterende capaciteit van het anker. Op deze wijze kan het aandeel van het oppervlak waarin de vloeispanning heerst toenemen. Het maximaal opneembare moment zal hierdoor eveneens groter worden. In figuur 5.3 wordt het principe gevisualiseerd. Het herverdelen van de spanningen is echter wel aan restricties onderworpen, deze aspecten zullen in paragraaf 5.2.3 behandeld worden.



Figuur 5.3: Spanningen en rekken over de hoogte voor elastische en plastische deformatie van een op zuivere buiging belaste ankerstaaf.

5.2.2 Vormfactor

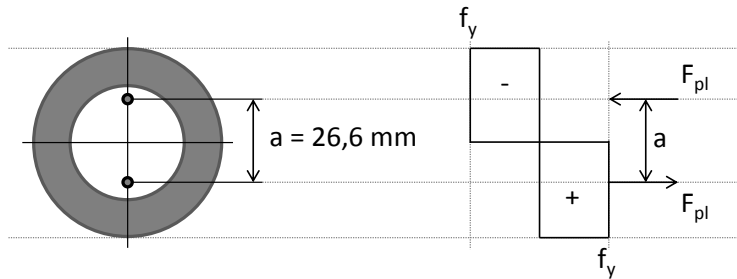
Het volplastisch moment (M_p) is het maximale moment dat door herverdeling van de spanningen opgenomen kan worden, hierbij heerst in elke vezel de vloeispanning. De vormfactor $\alpha = M_p/M_e$ is een indicatie voor de extra capaciteit wanneer rekening wordt gehouden met herverdeling van de spanningen. Deze factor is afhankelijk van de doorsnedevorm van het materiaal. Voor de toe te passen ankerstaaf van figuur 5.2 wordt de vormfactor bepaald. Hierdoor kan inzichtelijk worden gemaakt of het herverdelen van de spanningen voor ankerstaven loont.

Het elastisch moment van de doorsnedevorm kan worden vastgesteld door de kromming (κ) van de staaf te bepalen wanneer in de uiterste vezel de vloeirek heerst (zie vergelijking 5.1). Voor deze specifieke situatie geldt dat de ankerstaaf door elastisch te vervormen een zuiver buigend moment van 6,18 kNm op kan nemen.

$$M_e = \kappa_e EI = \frac{\epsilon_y EI}{1/2 \varnothing} = \sigma_y \cdot W_e \quad (5.1)$$

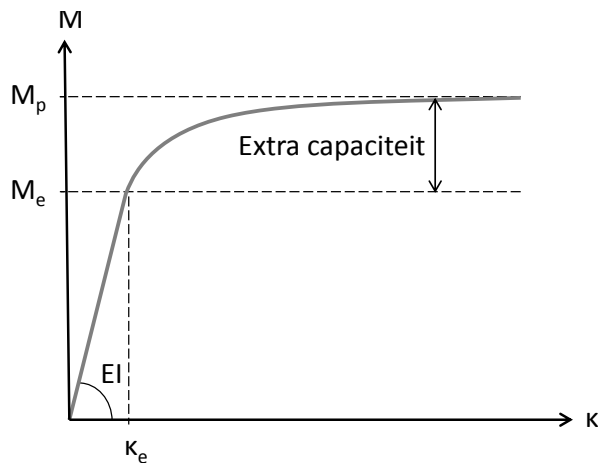
Voor het bepalen van het volplastisch moment dient de afstand vanaf de resultante kracht van de volplastische doorsnede tot aan de neutrale lijn bekend te zijn. In figuur 5.4 is dit principe uiteengezet. Het koppel dat uit deze krachten volgt is gelijk aan het volplastisch moment (zie vergelijking 5.2). Indien in alle vezels de vloeispanning heerst zal het volplastisch moment 9,43 kNm bedragen. De bijbehorende vormfactor van 1,53 impliceert dat door gebruik te maken van het herverdelen van de optredende spanningen de capaciteit voor een zuiver buigend moment met circa 50% verhoogd kan worden.

$$M_p = \frac{1}{2} f_y A a \quad (5.2)$$



Figuur 5.4: Bepalen van het volplastisch moment waarbij in iedere vezel de vloeispanning heerst.

In figuur 5.5 is indicatief het moment-kromming diagram weergegeven voor deze specifieke ankerstaaf. Tot aan het elastisch moment is sprake van lineair elastisch gedrag. Om het volplastisch moment te kunnen behalen neemt de kromming sterk toe. Over dit deel van het traject neemt de stijfheid van het materiaal af als gevolg van het vloeien. Met de kromming neemt het oppervlak van de doorsnede waarover het materiaal vloeit toe. Om de volledige capaciteit van het doorsnede oppervlak te benutten zijn zeer hoge krommingen en vervormingen van de ankerstaaf nodig.

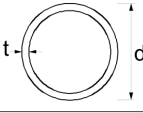


Figuur 5.5: Moment-kromming diagram waarbij de krommingen behorende bij het elastisch en plastisch moment zijn weergegeven.

5.2.3 Restricties aan plastische deformatie

Het herverdelen van de spanningen in de ankerstaaf bij het overschrijden van de vloeirek gaat gepaard met grote rekken en krommingen van de ankerstaaf. Het materiaal dient hierbij voldoende rotatiecapaciteit te hebben om de rotaties in het plastische scharnier te kunnen laten optreden. Door plooiing van het staal als gevolg van rotaties wordt herverdeling van de spanningen mogelijk verhinderd. In NEN-EN 1993-1-1 (Normcommissie, 2011) wordt op basis van de doorsnedevormen en spanningen het materiaal ingedeeld in

een doorsnedeklasse. Voor ronden buizen, zoals de te gebruiken schroefgroutankers, kan de bijbehorende doorsnedeklassen worden bepaald met behulp van figuur 5.6. Vanwege de grote wanddikte in verhouding tot de buisdiameter kan redelijkerwijs gesteld worden dat ankerstaven in doorsnedeklasse 1 vallen. Dit heeft tot gevolg dat de in het plastisch scharnier voldoende rotatiecapaciteit aanwezig dient te zijn om de buigspanningen in de constructie te kunnen herverdelen (Abspoel en Bijlaard, 2010). Voor de mogelijkheid tot plastische deformatie zal de focus op staven liggen. Hierbij doelend op massieve staven (GEWI-ankers) en holle buizen (schroefgroutankers of leeuwankers). De mogelijkheden voor strengankers zullen niet behandeld worden, hier spelen meerdere aspecten een rol zoals de aanhechting tussen de strengen en het grout.

| Ronde buizen | | | | | | |
|---|--|------|------|------|------|------|
|  | | | | | | |
| Klasse | Doorsnede in druk en/of buiging | | | | | |
| 1 | $d/t \leq 50\epsilon^2$ | | | | | |
| 2 | $d/t \leq 70\epsilon^2$ | | | | | |
| 3 | $d/t \leq 90\epsilon^2$ | | | | | |
| | OPMERKING Voor $d/t > 90\epsilon^2$ zie EN 1993-1-6. | | | | | |
| $\epsilon = \sqrt{235 / f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ϵ | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |
| | ϵ^2 | 1,00 | 0,85 | 0,66 | 0,56 | 0,51 |

Figuur 5.6: Criteria op basis waarvan de doorsnedeklassen van ronde buizen wordt vastgesteld (Normcommissie, 2011).

Doordat sprake is van doorsnedeklasse 1, spelen plooiën bij het herverdelen van de spanningen geen rol, zij reduceren de capaciteit niet. Als gevolg van het plastisch deformeren treden hoge rekken op, deze dienen lager te zijn dan de breukrek van het materiaal. In NEN 3686 (Normcommissie, 2001) wordt aangegeven dat de breukrek tenminste 3,5% dient te bedragen. De breukrek van de gebruikte ankerstaven is niet bekend. Als uitgangspunt is genomen dat de hiervoor geldt $\epsilon_u = 3,5\%$. De NEN-EN 1993-5 (Normcommissie, 2008) schrijft tevens voor dat de vloeigrens van het gebruikte ankerstaal niet hoger mag zijn dan 500 N/mm^2 .

In hoeverre het mogelijk is om voor ankerstaven de spanningen als gevolg van zakkende grond door herverdeling en plastische deformatie te laten opnemen dient onderzocht te worden. De combinatie van een normaalkracht en een buigend moment speelt een rol bij het vaststellen van de optredende spanningen in een ankerstaaf. Met behulp van NEN-EN 1993-1-1 (Normcommissie, 2011) zullen de optredende krachten en momenten van een maatgevende situatie worden getoetst aan de weerstand van de doorsneden.

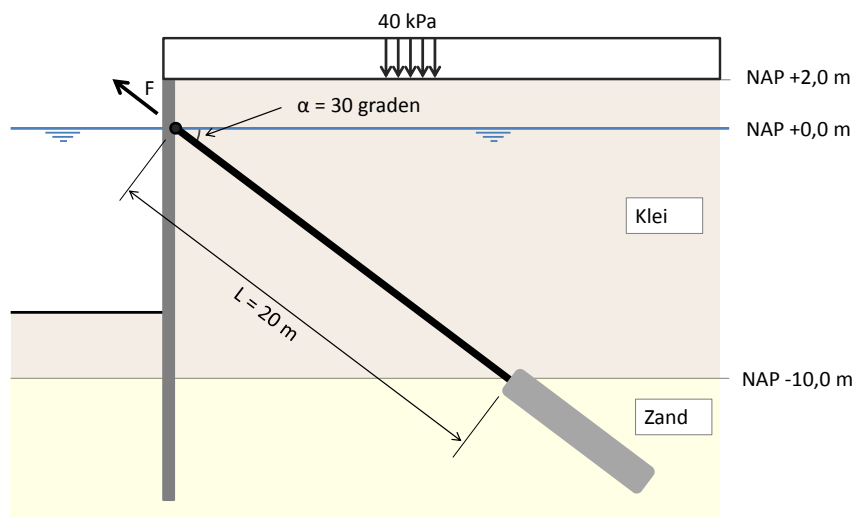
5.3 Plastisch rekenen bij vervorming ankerstaven

5.3.1 Maatgevende situatie

Het opnemen van de vervorming kan beschouwd worden met behulp van zowel een elastische berekening als een plastische berekening. In hoeverre het gebruik maken van de ductiliteit van het ankermateriaal een geschikte methode is zal onderzocht worden. Hierbij zal een maatgevende situatie met behulp van de vernieuwde rekenmethode doorgerekend worden. Door het optreden van een grote zetting nabij de ankerkop zal de staaf maximaal verlengt worden. De waarde van deze rekken in relatie tot de regelgeving zal inzichtelijk worden gemaakt. In figuur 5.7 is de maatgevende situatie weergegeven. De zetting van de grond langs de ankerstaaf neemt lineair af van 50 cm nabij de ankerkop tot 0 cm bij het ankerlichaam. De volgende overige gegevens behoren bij de situatie:

5. Plastische deformatie van de ankerstaaf

- niveau maaiveld: NAP +2,0 m
- niveau ankerkop: NAP +0,0 m
- niveau ankerlichaam: NAP -10,0 m
- volumiek gewicht klei, verzadigd (γ_{sat}): 16 kN/m^3
- volumiek gewicht klei, droog (γ_{unsat}): 16 kN/m^3
- hoek van inwendige wrijving klei (ϕ'): 20°
- cohesie klei: 5 kN/m^2
- voorspankracht anker (F): 285 kN
- zakkings bij ankerkop: 50 cm



Figuur 5.7: Maatgevende situatie waarbij de schoor staande door zakkende grond wordt belast.

5.3.2 Methode voor plastisch rekenen

Met behulp van NEN-EN 1993-5 (Normcommissie, 2008) kan de rekenwaarde van de materiaalsterkte van de ankerstaaf ($R_{t,d}$) worden bepaald. Deze methode is in bijlage B uiteengezet. Uitgaande van de treksterkte van het materiaal (720 N/mm^2) resulteert dit in een rekenwaarde van 667 kN . Dit betekent dat de rekenwaarde van de combinatie van voorspankracht (F) en aanvullende axiale kracht (ΔF) niet hoger mag zijn dan 667 kN .

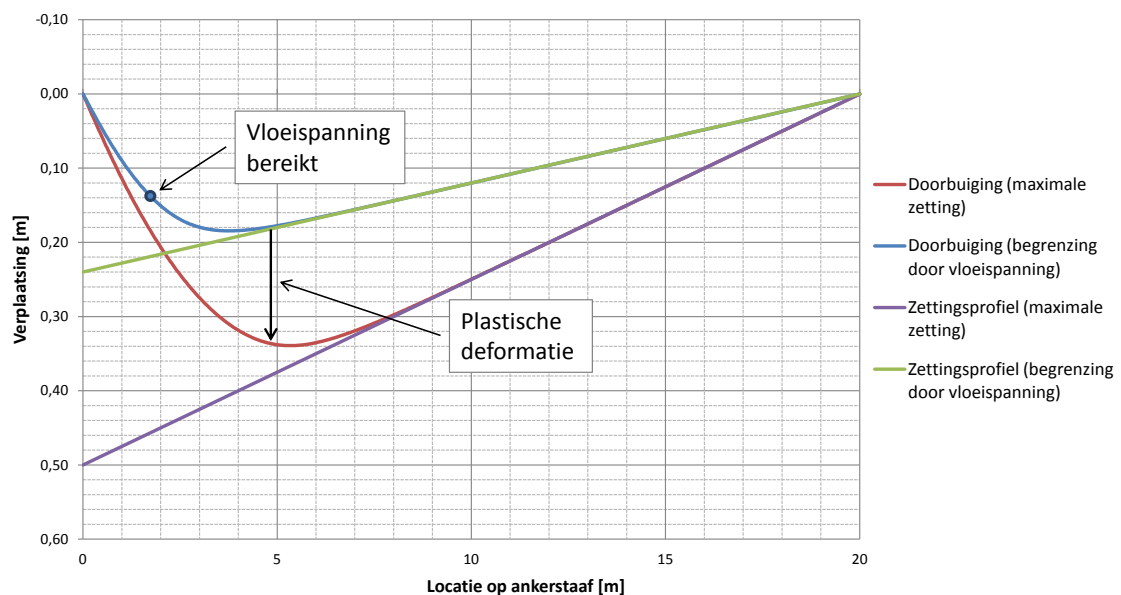
Het uitvoeren van de berekening met een voorspankracht van 285 kN resulteert in een rekenwaarde van de ankerbelasting (P_d) van 667 kN ($P_d = 1,25(F + \Delta F)$). Ten gevolge van de grote zetting en de voorspankracht wordt het anker verlengt tot aan de maximale toelaatbare rekenwaarde van het materiaal. Het moment dient hierbij door herverdeling opgenomen te worden. Indien dit niet toegelaten is en er gebruikt gemaakt wordt van een elastische berekening zal bij een zetting van circa $0,24$ meter de vloeispanning in de uiterste vezel reeds overschreden worden bij een lage trekbelasting. In tabel 5.1 worden beide berekeningen vergeleken. Hierbij is de fictieve spanning bepaald met de rekenwaarde van de ankerkracht en een elastische berekening. Hieruit blijkt dat de spanning in de uiterste vezel bij de maximale zetting de vloeispanning ver overschrijdt.

Tabel 5.1: Resultaten voor de situatie met een zetting van 0,50 cm vergeleken met de situatie waarbij de zetting is bepaald door het optreden van de vloeispanning in de uiterste vezel.

| Parameter | | Maximale zetting | Begrenzing door vloeispanning |
|--|-------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| Zetting bij ankerkop | $w_{g,max}$ | 0,50 m | 0,24 m |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 534 kN | 386 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 249 kN | 101 kN |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,87 | 0,36 |
| Rekenwaarde axiale kracht ankerstaaf | $F_{staaf;d}$ | 667 kN | 483 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,34 m | 0,18 m |
| Maximale moment | M_{max} | 1,5 kNm | 2,0 kNm |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 4,3 kN | 5,0 kN |
| Rekenwaarde normaalspanning | $\sigma_{F+\Delta F;d}$ | 518 MPa | 375 MPa |
| Rekenwaarde maximale buigspanning | $\sigma_{M;max;d}$ | 131 MPa | 175 MPa |
| Rekenwaarde maximale spanning | $\sigma_{max;d}$ | 649 MPa^a | 550 MPa |

^a Dit is een fictieve spanning, uitgaande van een elastische berekening. In werkelijkheid wordt deze waarde begrensd door de vloeispanning.

De doorbuiging van het anker voor beide situaties is in figuur 5.8 inzichtelijk gemaakt. De beperkingen die het elastisch rekenen oplevert zijn groot, de maximaal toelaatbare zetting is veel lager dan de beoogde 0,50 meter. Bij 0,24 meter zetting treedt in de uiterste vezel van het anker de vloeispanning op bij een lagere trekbelasting. Aangezien het zettingsproces doorgaat zal de staaf plastische gaan deformeren. Door herverdeling van de spanningen kunnen de aanvullende krachten mogelijk opgenomen worden. Dit gaat echter gepaard met een toename van de rekken.



Figuur 5.8: Doorbuiging van de ankerstaaf waarbij vanaf 0,24 meter zetting de staaf plastisch zal deformeren.

Op basis van een elastische berekening kan gesteld worden dat de vloeispanning bij een zetting van 0,50 meter wordt overschreden. In hoeverre het mogelijk is om met behulp van herverdeling van de spanningen te voldoen aan de regelgeving zal nader beschouwd worden. Aan vergelijking 5.3 uit NEN-EN 1993-1-1 (Normcommissie, 2011) dient te worden voldaan indien geldt dat de constructie bezwijkt als het plastisch moment is bereikt (krachtgestuurde situatie). Voor ankerstaven kan gesteld worden dat deze slechts door één buigend moment belast zullen worden. Het vaststellen van de rekenwaarden zal per onderdeel geschieden.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y;Ed}}{M_{y;Rd}} + \frac{M_{z;Ed}}{M_{z;Rd}} \leq 1 \quad (5.3)$$

Waarin:

- N_{Ed} is de rekenwaarde van de normaalkracht in kN
- N_{Rd} is de rekenwaarde van de weerstand tegen normaalkracht in kN
- $M_{y;Ed}$ is de rekenwaarde van het buigend moment om de y-y-as in kNm
- $M_{y;Rd}$ is de rekenwaarde van de weerstand tegen een buigend moment om de y-y-as in kNm
- $M_{z;Ed}$ is de rekenwaarde van het buigend moment om de z-z-as in kNm
- $M_{z;Rd}$ is de rekenwaarde van de weerstand tegen een buigend moment om de z-z-as in kNm

Axiale trekkracht

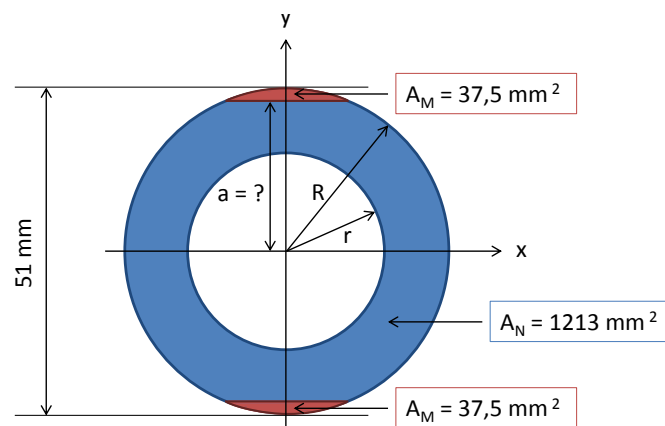
In verband met regelgeving omtrent de materiaalsterkte bedraagt de rekenwaarde van de normaalkracht 667 kN. Het bepalen van de rekenwaarde van de weerstand tegen normaalkracht op het moment van vloeien kan met behulp van vergelijking 5.4. In iedere dwarsdoorsnede van de ankerstaaf wordt voldaan aan vergelijking 5.5. De waarde van de te gebruiken partiële factoren is in bijlage B weergegeven. Op basis van vergelijking 5.3 voor een krachtgestuurde situatie is door de axiale kracht alle capaciteit gebruikt, de vloeispanning is echter nog niet bereikt.

$$N_{Rd} = k_t \frac{f_{ua} A_s}{\gamma_{M2}} = 0,9 \frac{720 \cdot 1288}{1,25} = 667 \text{ kN} \quad (5.4)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{667}{667} = 1 \leq 1 \quad (5.5)$$

Buigend moment

Aangezien de ankerstaaf zich in doorsnedeklasse 1 bevindt mogen de spanningen herverdeeld worden over de dwarsdoorsnede. Voor het buigend moment is de afstand van de vezel tot de neutrale lijn van belang. Het concentreren van de buigspanningen in de uiterste vezels levert een grotere plastische weerstand op. In figuur 5.9 wordt dit principe visueel weergegeven. In de maatgevende doorsnede waar het moment maximaal is zal er geen sprake zijn van dwarskrachten en schuifspanningen. Dit betekent dat het doorsnede oppervlak van de staaf dat niet door de normaalkrachten wordt aangesproken voor het buigend moment gebruikt kan worden. Vanwege het grote aandeel van de normaalspanning is slechts 75 mm^2 beschikbaar om het buigend moment op te nemen. De oppervlakte voor de normaalkracht bedraagt $667 / 550 = 1213 \text{ mm}^2$.



Figuur 5.9: Doorsnede van een schroefgroutanker met het oppervlak door normaalkracht (A_N) en het resterende oppervlak voor het buigend moment (A_M).

Om het plastisch moment van de overgebleven oppervlakte te bepalen dient het plastisch weerstandsmoment te worden vastgesteld. De afstand vanaf het middelpunt tot aan de uiterste vezel waarin de normaalspanning heerst van belang. In figuur 5.9 wordt deze afstand aangeduid met de variabele a . Door een kwart cirkel

als uitgangspunt te nemen kan met behulp van vergelijking 5.6 de waarde worden berekend. De afstand blijkt 22,98 mm te bedragen (zie vergelijking 5.7).

$$A_M = \frac{1}{4} \pi R^2 - \int_0^a \sqrt{R^2 - y^2} dy \quad (5.6)$$

$$18,75 = \frac{1}{4} \pi 25,5^2 - \int_0^a \sqrt{25,5^2 - y^2} dy \quad (5.7)$$

Het plastisch weerstandsmoment dat overblijft voor het buigend moment kan worden vastgesteld met behulp van vergelijking 5.8 en vergelijking 5.9. Het resultaat is een plastisch weerstandsmoment (W_{pl}) van $1,8 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$. De waarde van het plastisch moment dat de doorsnede maximaal kan opnemen bedraagt 0,99 kNm (zie vergelijking 5.10). Zoals in vergelijking 5.11 zichtbaar is voldoet het optredende moment niet aan de regelgeving. De resterende capaciteit door herverdeling van de spanning is niet voldoende om het buigend moment op te kunnen nemen. Het gevolg is dat staal blijft vloeien, in hoeverre dit in deze situatie tot bezwijken van het anker leidt zal in paragraaf 5.4 behandeld worden.

$$W_{pl} = 4 \cdot \int_a^R y \sqrt{R^2 - y^2} dy \quad (5.8)$$

$$W_{pl} = 4 \cdot \int_{22,98}^{25,5} y \sqrt{25,5^2 - y^2} dy = 1800 \text{ mm}^3 \quad (5.9)$$

$$M_{pl;Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,8 \cdot 10^{-6} \cdot 550}{1,0} = 0,99 \text{ kNm} \quad (5.10)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl;Rd}} = \frac{1,5}{0,99} = 1,5 \not\leq 1 \quad (5.11)$$

Dwarskracht

Ten behoeve van het inzichtelijk krijgen van de gehele procedure die doorlopen dient te worden zal tevens de optredende schuifspanning door de dwarskracht worden bepaald. In geval van afwezigheid van torsie geldt vergelijking 5.12 voor de rekenwaarde van de plastische weerstand tegen de dwarskracht ($V_{pl;Rd}$). Aan deze voorwaarde wordt volgens vergelijking 5.13 ruimschoots voldaan.

$$V_{pl;Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{820 (550 / \sqrt{3})}{1,0} = 260 \text{ kN} \quad (5.12)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl;Rd}} = \frac{4,3}{260} = 0,017 \leq 1 \quad (5.13)$$

Waarin:

- V_{Ed} is de rekenwaarde van de dwarskracht in kN
- V_{Rd} is de rekenwaarde van de weerstand tegen een dwarskracht in kN
- A_v is de oppervlakte van het werkzame afschuifoppervlak ($A_v = 2A/\pi$ voor ronde buisprofielen en buizen met gelijke dikte) in mm^2

De schuifspanningen als gevolg van de dwarskracht tredt niet gelijktijdig op met het buigend moment. Tevens is de verdeling van de schuifspanning over de hoogte niet constant. Rondom de neutrale lijn is deze maximaal en in de uiterste vezels treedt de spanning niet op. In figuur 5.10 wordt dit principe weergegeven. Het bepalen van de schuifspanningen in de buis kan met behulp van vergelijking 5.14. Hiervoor dient het statisch moment bekend te zijn, deze is gelijk aan de helft van de plastisch weerstandsmoment van de doorsnede. In vergelijking 5.15 wordt deze berekend. Hierbij wordt gebruik gemaakt van dezelfde analogie als voor vaststellen van het plastisch weerstandsmoment. De afstand vanaf het oppervlak tot aan de neutrale lijn is hierbij van belang. Dit resulteert in een statisch moment van 8572 mm^3 . De rekenwaarde van de schuifspanning op het maatgevende punt van de doorsnede bedraagt 13 N/mm^2 . Ten opzichte van de spanningen als gevolg van het buigend moment zijn deze waarden verwaarloosbaar klein. Er dient echter wel rekening mee te worden gehouden in de overige delen van de staaf. Zelfs als de schuifspanning over de

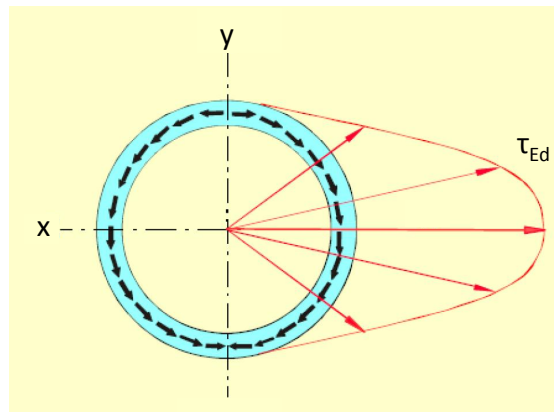
gehele diameter maximaal is blijft er voldoende capaciteit over naast de normaalspanning ($550 - 518 > 13 \text{ N/mm}^2$).

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} S}{t I} = \frac{4.300 \cdot 8.572}{10 \cdot 286.753} = 13 \text{ N/mm}^2 \quad (5.14)$$

$$S = 1/2 \cdot W_{pl} = 2 \left(\int_0^{25,5} y \sqrt{25,5^2 - y^2} dy - \int_0^{15,5} y \sqrt{15,5^2 - y^2} dy \right) = 8572 \text{ N/mm}^2 \quad (5.15)$$

Waarin:

- τ_{Ed} is de rekenwaarde schuifspanning in het beschouwde punt in MPa
- S is het statisch moment in het beschouwde punt in m^3
- I is het traagheidsmoment van de volledige doorsnede in m^4
- t is de dikte van het materiaal in het beschouwde punt m



Figuur 5.10: Variatie van de optredende schuifspanningen over de diameter van de ankerstaaf (bewerkte versie van (Wardenier e.a., 2010)).

Buiging, dwarskracht en normaalkracht

De belasting op de ankerstaaf resulteert in een combinatie van normaalkrachten, dwarskrachten en momenten. Hierbij dient gecontroleerd te worden of de optredende dwarskracht van invloed is op de weerstand van het buigend moment en de normaalkracht. Aangezien er sprake is van doorsnedeklasse 1 zorgen plooiën door afschuiving niet voor een vermindering van de weerstand. Indien V_{Ed} lager is dan 50% van $V_{pl;Rd}$ hoeft er geen rekening te worden gehouden met reductie van de weerstand voor combinatie van buiging en normaalkracht. Aangezien geldt $4,3 \text{ kN} \ll 0,5 \cdot 260 \text{ kN}$ is er geen sprake van een benodigde reductie.

Rotatiecapaciteit ankerstaaf

Bij het plastisch deformeren van de ankerstaaf is het tevens van belang dat de staaf voldoende rotatiecapaciteit bezit. Indien in het ontstane plastisch scharnier de breukrek wordt overschreden leidt dit tot het bezwijken van de verankeringsconstructie. Aangezien bij de referentiesituatie het niet mogelijk blijkt om het buigend moment op te nemen zal de staaf blijven vloeien. In hoeverre het anker hierbij voldoende rotatiecapaciteit bezit en onder de breukrek blijft zal in paragraaf 5.4 verklaard worden.

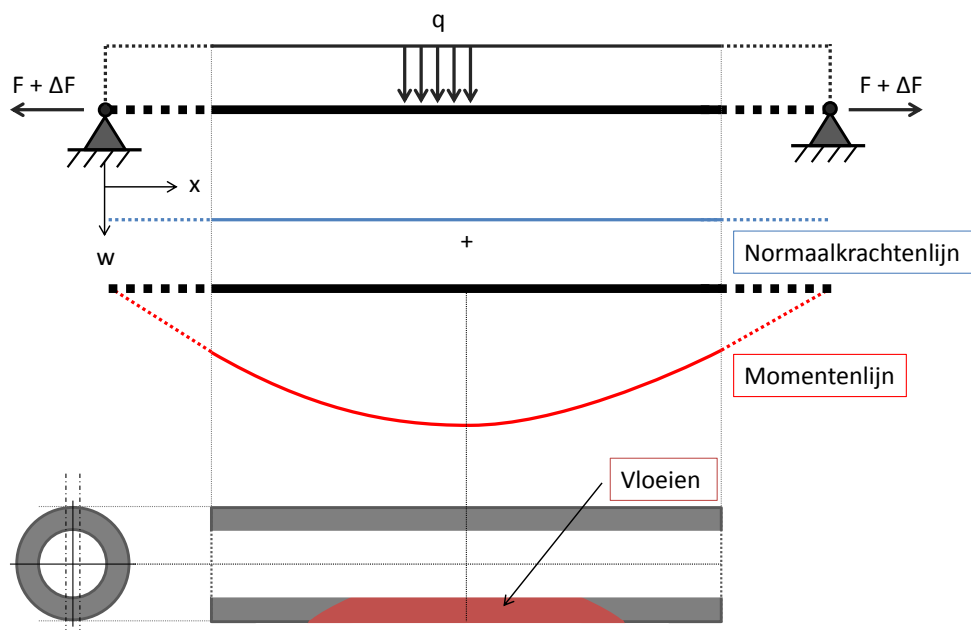
5.4 Gevolgen van plastisch deformeren

5.4.1 Overschrijding van de vloeirek

Zoals in paragraaf 5.3.2 inzichtelijk is gemaakt biedt herverdeling van de spanningen bij een overschrijding van de vloeirek extra capaciteit. In tegenstelling tot de elastische berekening kan er door plastisch te rekenen omgegaan worden met grotere zettingen. In de beschouwde referentie situatie bleek echter dat de krachten en momenten uit de zetting te groot waren om door herverdeling van de spanning plastisch te opgenomen te kunnen worden. De reden hiervoor is de overschrijding van de vloeigrens door de fictieve spanningen. Dit betekent dat de rekken in de staaf blijven toenemen en de constructie zijn stijfheid verliest. In een kracht-gestuurde situatie betekent dit het bezwijken van de constructie. De krachten nemen immers ongehinderd

toe totdat de breukrek van het materiaal wordt bereikt. Bij zakkende grond op een ankerstaaf ligt dit anders. De vervorming van de ankerstaaf is verplaatsingsgestuurd, de zetting van de grond resulteert in een belasting op de staaf. Deze verplaatsing wordt beperkt door de zetting langs de ankerstaaf. In een verplaatsingsgestuurd situatie is het wellicht mogelijk dat de maximale zetting is bereikt voordat de breukrek van het materiaal wordt overschreden.

De in paragraaf 5.3.2 beschreven situatie resulteert in een axiale ankerkracht welke exact gelijk is aan de rekenwaarde van de weerstand van de ankerkracht. Doordat het moment niet geheel door herverdeling van de spanningen kon worden opgenomen blijft het staal vloeien totdat de verplaatsingsgestuurde belasting door het bereiken van de maximale zetting stopt. Vanwege de aanwezigheid van een normaalkracht zal er niet in de gehele doorsnede vloeien van het staal optreden. In figuur 5.11 is het principe weergegeven. Als gevolg van een buigend moment wordt slechts aan de onderzijde van het materiaal de vloeigrens overschreden. Het staal in de ankerstaaf zal hierdoor slechts ten dele zijn stijfheid verliezen. In het overige deel is de vloeispanning immers nog niet bereikt. De bovengrens is een situatie waarbij over de gehele doorsnede de vloeispanning is bereikt waardoor de stijfheid tegen buiging tot nul gereduceerd wordt.



Figuur 5.11: Vloeien van het staal langs de lengte van het anker waarbij slechts een deel van de doorsnede vloeit ten gevolge van de combinatie van een normaalkrachten en momenten.

5.4.2 Kabelvergelijking

De vernieuwde rekenmethode maakt gebruik van de lineaire elasticiteitstheorie om de krachten, momenten en vervormingen van de ankerstaaf te berekenen. De mogelijkheid tot herverdeling van de spanningen is mogelijk met de resultaten van de berekening. De verandering van het materiaalgedrag als gevolg van het vloeien maakt geen onderdeel uit van de vernieuwde rekenmethode. Het verlies aan stijfheid over de doorsnede en langs de lengte van het anker en de consequenties voor de vervormingen kunnen het beste door een materiaalmodel beschreven worden.

De mogelijkheid om de maximale vervorming te bepalen als gevolg van het verlies aan stijfheid kan wel met de vernieuwde rekenmethode gesimuleerd worden. Vergelijking 5.16 geeft de gebruikte differentiaalvergelijking weer op basis waarvan de vernieuwde rekenmethode de situaties beschouwd. Het traagheidsmoment (I) in combinatie met de Young's modulus (E) maken deel uit van de buigstijfheid van het anker. Samen met de rekstijfheid (EA) wordt weerstand gegeven tegen de doorbuiging als gevolg van zakkende grond. De Young's modulus heeft een constante waarde in de vernieuwde rekenmethode, in tegenstelling tot het werkelijke materiaalgedrag bij vloeien. Op de locaties langs de ankerstaaf en over de doorsnede neemt deze immers af bij het overschrijden van de vloeirek.

$$EI \frac{d^4 w_s}{dx^4} - (H + \Delta H) \frac{d^2 w_s}{dx^2} = q \quad (5.16)$$

Het werkelijke gedrag door het vloeien kan niet gesimuleerd worden. Wel is het mogelijk om de maximale vervorming inzichtelijk te krijgen (bovengrens). Hierbij wordt gebruik gemaakt van de kabelvergelijking (zie figuur 5.17). Het plastisch deformeren als gevolg van overschrijding van de vloeirek door het buigend moment resulteert in een plastisch scharnier. Als dit langs de gehele lengte van de staaf optreedt zal het anker geen stijfheid meer bezitten. Een aaneenschakeling van plastische scharnieren is het gevolg. Dit gedrag kan met behulp van de kabelvergelijking gesimuleerd worden. Het wegvallen van de stijfheden zal normaliter resulteren in een toename van de rek totdat de breukrek wordt bereikt. Voor deze verplaatsingsbestuurde situatie wordt echter een evenwicht gevonden zodra de zettingen maximaal zijn. Tot aan de vloeigrens kan het anker een axiale ankerkracht opnemen. Zodra de vloeirek overschreden wordt als gevolg van de buiging zal dit niet resulteren in een toename van de ankerkracht. Tevens treden er in het anker geen momenten op als gevolg van het gebruik van de kabelvergelijking.

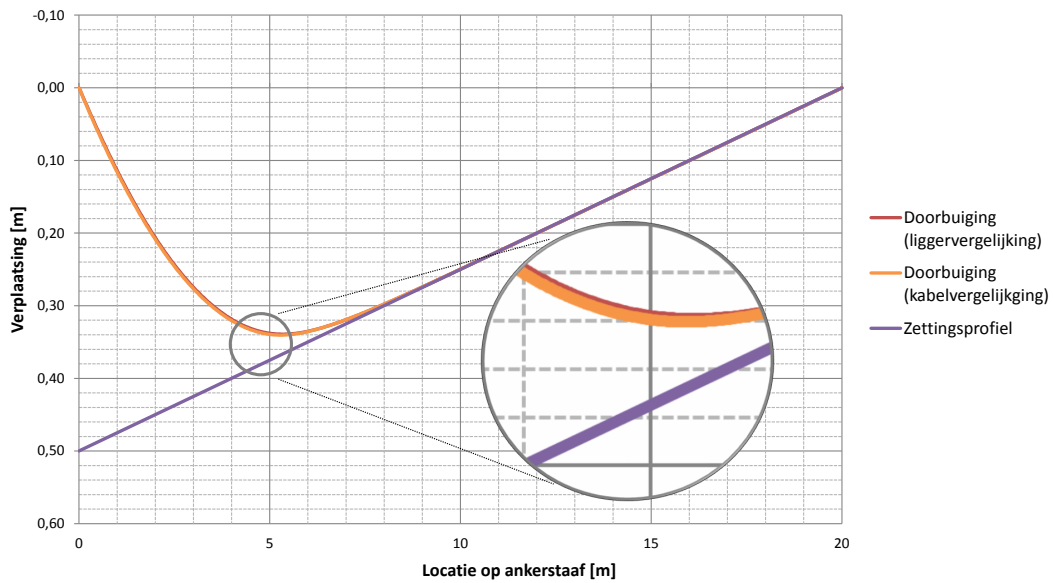
$$(H + \Delta H) \frac{d^2 w_s}{dx^2} = q \quad (5.17)$$

Ten behoeve van het inzichtelijk krijgen van de maximale vervorming als gevolg van het plastische vervormen zal een berekening met behulp van de kabelvergelijking worden gemaakt. De liggervergelijking beschouwt een ankerstaaf waarbij de volledige stijfheid van de doorsnede in rekening wordt gebracht terwijl bij de kabelvergelijking de stijfheden geen rol spelen. De werkelijke vervorming bevindt zich ergens tussen de twee beschouwde simulaties. De maximale toelaatbare ankerkracht is 667 kN. Als gevolg van het plastisch deformeren wordt als uitgangspunt genomen dat het materiaal geen buigstijfheid en rekstijfheid meer heeft nadat deze waarde is bereikt. De rekenwaarde van de ankerkracht kan hierbij niet hoger worden dan het maximum van 667 kN, de rekken nemen echter wel toe. In tabel 5.2 worden de resultaten van de liggervergelijken en kabelvergelijking vergeleken. De verschillen zijn amper zichtbaar doordat de buigstijfheid van het anker vanwege kleine diameter al zeer laag is. Dit is eveneens in figuur 5.12 ten zien. Als er geen sprake is van een verplaatsingsgestuurde berekening zouden de verschillen aanzienlijk groter zijn.

Tabel 5.2: Resultaten van de simulaties waarbij met behulp van de liggervergelijking en de kabelvergelijking de situatie is doorgerekend.

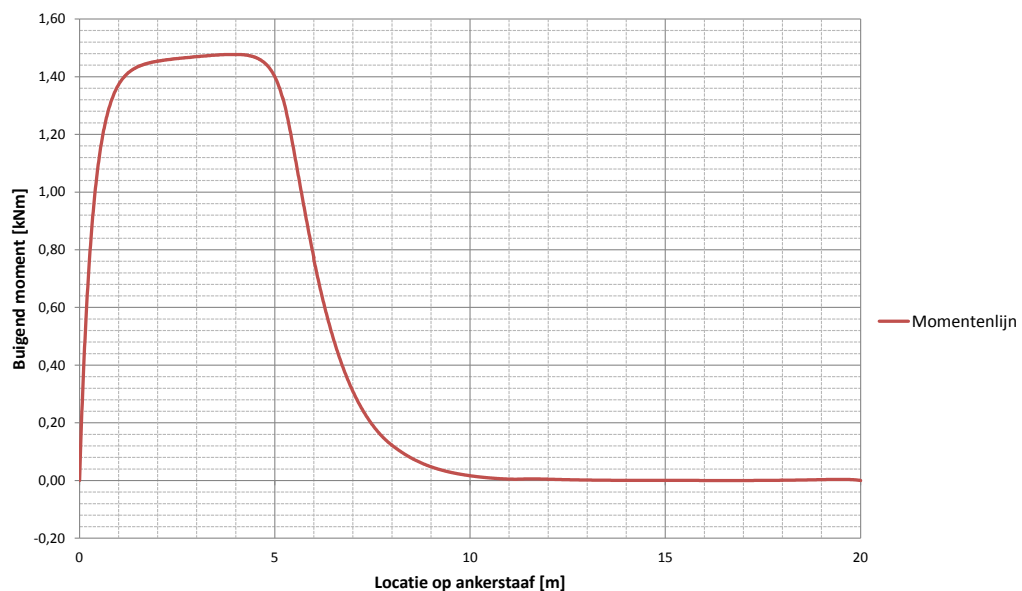
| Parameter | | Liggervergelijking | Kabelvergelijking |
|--|-------------------------|----------------------|-------------------|
| Zetting bij ankerkop | $w_{g,max}$ | 0,50 m | 0,50 m |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 534 kN | 534 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 249 kN | 249 kN |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,87 | 0,87 |
| Rekenwaarde axiale kracht ankerstaaf | $F_{staaf;d}$ | 667 kN | 667 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,34 m | 0,34 m |
| Maximale moment | M_{max} | 1,5 kNm | 0,0 kNm |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 4,3 kN | 0,01 kN |
| Rekenwaarde normaalspanning | $\sigma_{F+\Delta F;d}$ | 518 MPa | 518 MPa |
| Rekenwaarde maximale buigspanning | $\sigma_{M,max;d}$ | 131 MPa | 0,0 MPa |
| Rekenwaarde maximale spanning | $\sigma_{max;d}$ | 649 MPa ^a | 518 MPa |
| Verlenging ankerstaaf | ΔL | 18,4 mm | 18,7 mm |

^a Dit is een fictieve spanning, uitgaande van een elastische berekening. In werkelijkheid wordt deze waarde begrensd door de vloeispanning.



Figuur 5.12: Doorbuiging van de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking en kabelvergelijking.

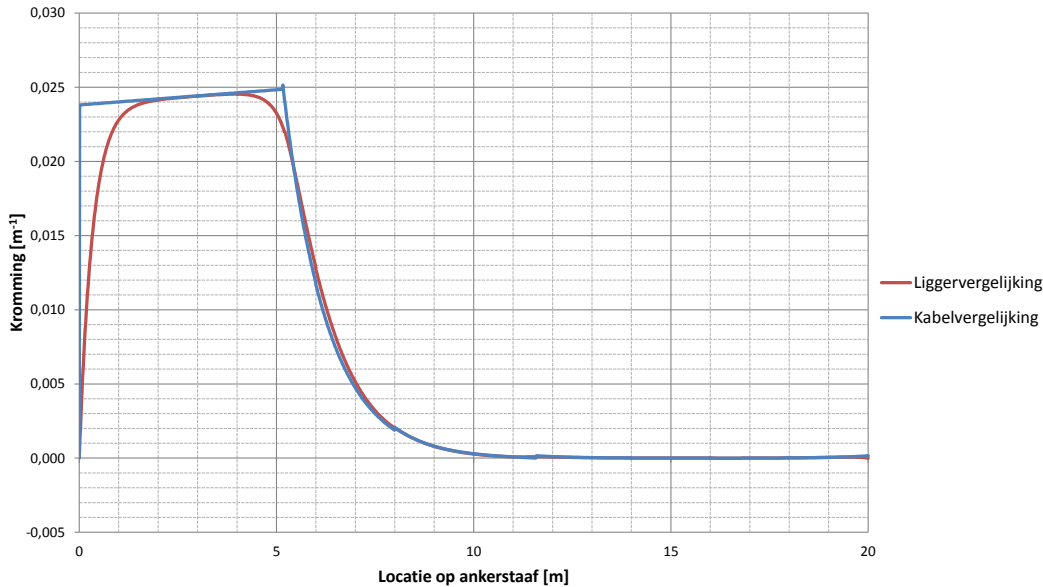
Het hebben van voldoende rotatiecapaciteit is van belang bij het plastisch deformeren van de ankerstaaf, de breukrek ϵ_u van 35‰ mag niet overschreden worden. Dit zal gecontroleerd worden door zowel de axiale rekken als de rekken door buiging te beschouwen. De gekozen conservatieve benadering, dat er als gevolg van de axiale ankerkrachten de vloeispanning wordt bereikt, heeft tot gevolg dat de toename van de verlenging slechts lokaal optreedt. De lengte van dit plastische scharnier is bepalend voor de aanvullende axiale rek. Uit tabel 5.2 blijkt dat de verlenging van de rek ten opzichte van de liggervergelijking slechts 0,3 mm bedraagt. De locaties waarbij het buigend moment positief is zal voor in conservatieve situatie zorgen voor het overschrijden van de vloeirek. In figuur 5.13 is te zien dat het buigend moment zich vooral concentreert over de eerste 10 meter van de ankerstaaf. Indien over deze lengte de toename van de rek wordt berekend resulteert dit in $\Delta\epsilon = 3 \cdot 10^{-4} / 10 = 0,03 \text{ ‰}$.



Figuur 5.13: Momentenlijn langs de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking.

De axiale rekken zijn verwaarloosbaar klein doordat de toename van de doorbuiging beperkt is gebleven. De kromming levert naar verwachting de maatgevende rekken op. In figuur 5.14 zijn de verschillen tussen

de liggervergelijking en kabelvergelijking weergegeven. Als gevolg van het niet in rekening brengen van de stijfheden van de ankerstaaf in de kabelvergelijking zal de kromming de vorm van de belasting overnemen. Uitgaande van een conservatieve situatie waarbij het rotatiepunt van de kromming als gevolg van de plastische deformatie zal verschuiven, resulteert dit in een aanvullende rek door buiging van 1,28‰ (0,025 · 0,051). De rotatie vindt hierbij plaats om de bovenzijde van de ankerbuis in plaats van rond de horizontale symmetrieas. Dit resulteert in een arm van 51 mm waardoor de rekken in de uiterste vezel zullen toenemen.



Figuur 5.14: Kromming langs de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking en de kabelvergelijking.

Voor deze situatie zijn meerdere conservatieve aannames gedaan om de maximale rekken te kunnen laten optreden. Ondanks deze uitgangspunten blijkt uit vergelijking 5.19 dat de rekken ver onder de breukrek van 35‰ blijven. Dit komt doordat er bij het belasting van grond door een ankerstaaf geen sprake is van harde punten waarom de staaf kan roteren. Indien dit wel het geval is doordat het anker bijvoorbeeld op de rand van de trompet komt te hangen zal lokaal een zeer grote kromming optreden waardoor mogelijk de breukrek wel zal worden overschreden. Voor het toelaten van plastische vervorming dient men er zeker van te zijn dat de ankerstaaf bij in de trompet voldoende rotatiecapaciteit heeft om de toename van de doorbuiging te kunnen laten plaatsvinden. Dit geldt tevens voor de mogelijkheid tot roteren bij de oplegging zelf. Een lichte verhinderde rotatie van de ankerkrop kan de kromming lokaal laten toenemen. Aangezien door de vloeirek de axiale ankerkrachten al bereikt is er geen capaciteit meer beschikbaar om het optredende buigend moment te kunnen opnemen. En door een sterke toename van de kromming kan de breukrek overschreden worden. Indien voldoende aandacht is besteed aan de detaillering van de ankerkop, trompet en eventuele mantelbuis is het toelaten van plastische deformatie bij zakkende grond op ankers mogelijk.

$$\epsilon_{\max} = \epsilon_{F;L} + \epsilon_{\Delta F;L} + \Delta\epsilon_{\Delta F;K} + \epsilon_{K;K} \tag{5.18}$$

$$\epsilon_{\max} = 1,31\text{‰} + 1,15\text{‰} + 0,03\text{‰} + 1,28\text{‰} = 3,77\text{‰} \ll 35\text{‰} \tag{5.19}$$

Waarin:

- ϵ_{\max} is de maximaal optredende rek in de ankerstaaf
- $\epsilon_{F;L}$ is de rek als gevolg van de rekenwaarde van de voorspankracht in de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking
- $\epsilon_{\Delta F;L}$ is de rek als gevolg van de verlenging van de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking
- $\Delta\epsilon_{\Delta F;K}$ is de rek als gevolg van het verlies aan stijfheid bepaald met behulp van de kabelvergelijking
- $\epsilon_{K;K}$ is de maximale rek als gevolg van de kromming van de ankerstaaf bepaald met behulp van de kabelvergelijking

5.5 Conclusie

De vernieuwde rekenmethode maakt gebruik van de lineaire elasticiteitstheorie om de krachten, momenten en vervormingen te bepalen. Indien slechts in het elastische gebied van het materiaal wordt gerekend om de optredende spanningen op te nemen wordt een deel van de beschikbare capaciteit niet benut. Zodra in één van de vezels van de doorsnede de vloeispanning optreedt heeft het materiaal in een elastische berekening de maximale capaciteit bereikt. Vanwege de doorsnedevorm van een ankerstaaf is het echter mogelijk om de spanningen her te verdelen over de doorsnede. Bij het bereiken van de vloeispanning in de uiterste vezel, als gevolg van het buigend moment, kunnen de spanningen ongehinderd herverdeeld worden over de doorsnede totdat in iedere vezel de vloeispanning heerst. De rekken zullen bij het vloeien van het staal toenemen totdat de breukrek van het materiaal wordt bereikt en de constructie bezwijkt.

Voor ankerstaven is het controleren van de rotatiecapaciteit van belang om te voldoen aan de regelgeving. De breukrek van voorspanstaal dient minimaal 35‰ te bedragen. Om het bezwijken van de verankering te voorkomen dient de optredende rek onder deze waarde te blijven. Vanwege het lage traagheidsmoment van ankerstaven is de aanvullende rek door het wegvallen van de stijfheden niet maatgevend in de bepaling van de totale rek. De optredende kromming van de ankerstaaf heeft echter wel een groot aandeel in de maximale rek. Deze kromming is bepalend voor de maximale rek indien plastisch gerekend wordt. Zolang er zich onder het anker geen obstakels bevinden die lokaal voor grote rotaties kunnen zorgen blijft de maximale rek ver onder het breukrek. De axiale ankerkracht zorgt er hierbij voor dat het anker, ondanks het wegvallen van de stijfheden, nog steeds zijn vorm behoudt. Het plastische herverdelen van de spanningen is een geschikte methode om de extra capaciteit van het anker te benutten, onder voorwaarde dat er geen rotatiebepalende obstakels aanwezig zijn.

Tevens is het mogelijk om vanwege de verplaatsingsgestuurde situatie de momenten door vervorming van de ankerstaaf te laten opnemen. Door uit te gaan van de kabelvergelijking spelen stijfheden geen rol en kan het anker normaliter onbegrensd doorbuigen. Vanwege de beperkte doorbuiging door zettingen wordt de breukrek van het anker niet bereikt. Zelfs wanneer de maximale ankerkracht optreedt is er voldoende rotatiecapaciteit beschikbaar. Het maximaliseren van de axiale ankerkracht heeft wel tot gevolg dat rekening dient te worden gehouden met de dwarskrachten. Normaal gesproken is de combinatie van de normaalkracht en het buigend moment maatgevend voor de optredende spanningen. Indien spanningen door normaalkracht de vloeispanning naderen dient in het achterhoofd te worden gehouden dat de schuifspanningen nog steeds in de doorsnede opgenomen moeten worden.

Zolang het anker bij het roteren niet beperkt wordt door de aanwezigheid van een rotatieverhinderende ankerkop, trompet of mantelbuis kunnen de spanningen door plastische deformatie opgenomen worden. Dit betekent dat slechts de axiale ankerkracht van belang is, het buigend moment kan door het vloeien van het staal opgenomen worden. De vernieuwde rekenmethode biedt ook de mogelijkheden om de gevolgen van een verhinderde rotatie bij de ankerkop inzichtelijk te maken.

6 TOEPASBAARHEID VAN EEN EMBEDDED PILE IN PLAXIS

6.1 Inleiding

6.1.1 Algemeen

Het analytische berekeningsproces dat leidt tot een doorbuiging van de ankerstaaf en de resulterende krachten en momenten, zoals omschreven in hoofdstuk 2 en hoofdstuk 3, is opgedeeld in twee onderdelen. Het eerste deel betreft het bepalen van de belasting van de ankerstaaf als gevolg van de zakkende grond. Het tweede deel gebruikt deze waarde als invoer om de vervorming van de ankerstaaf te bepalen. Een embedded pile integreert beide onderdelen in één element. In Plaxis kan dit element worden toegepast en wordt op numerieke wijze de vervorming bepaald. Het is momenteel nog niet mogelijk om de gevolgen van zakkende grond op een anker op een praktische en nauwkeurige wijze vast te stellen in Plaxis. In dit hoofdstuk zal onderzocht worden wat de mogelijkheden zijn van dit element.

6.1.2 Embedded pile element

De traditionele manier om een verankerings-element in Plaxis toe te passen is door het gebruik van een node-to-node anker in combinatie met geogrid of embedded pile. Hierbij wordt de vrij ankerlengte (node-to-node anker) geschematiseerd tot een elastische veer waarbij de uiteinden gekoppeld dienen te worden aan bijvoorbeeld een damwand of een ankerlichaam. Een node-to-node anker is een pendelstaaf met een rekstijfheid en kan tevens voorgespannen worden. Tussen de twee oplegpunten maakt een node-to-node anker geen contact met de doorkruisende grondlagen. Aangezien de staaf slechts in axiale richting belast kan worden, en er geen interactie met de grond plaatsvindt, biedt een node-to-node anker niet voldoende opties om de gevolgen van zakkende grond mee te benaderen. Hierbij spelen loodrechte belastingen, momenten en dwarskrachten een bepalende rol.

De interactie met de grond kan in Plaxis meegenomen worden door gebruik te maken van een embedded pile. Dit element staat los van het gegenereerde mesh in plaats van dat het er onderdeel van uit maakt, in tegenstelling tot bijvoorbeeld een volume element. Met behulp van speciale interface elementen wordt de interactie tussen de grond en het embedded element tot stand gebracht, zoals in figuur 6.1 is weergegeven. De waarden van R_N , R_S en K_F vertegenwoordigen de stijfheden in respectievelijk de axiale richting (vergelijking 6.1), de laterale richting (vergelijking 6.2) en van de paalvoet (vergelijking 6.3). Deze stijfheden kunnen als veren gezien worden waarbij de grootte van de kracht per richting afhankelijk is van het verschil tussen de verplaatsingen van de paal/anker en de grond. Hierbij kan de kracht in axiale richting en voor de paalvoet handmatig begrensd worden, voor de laterale richting is dit afhankelijk van het bezwijken van de grond.

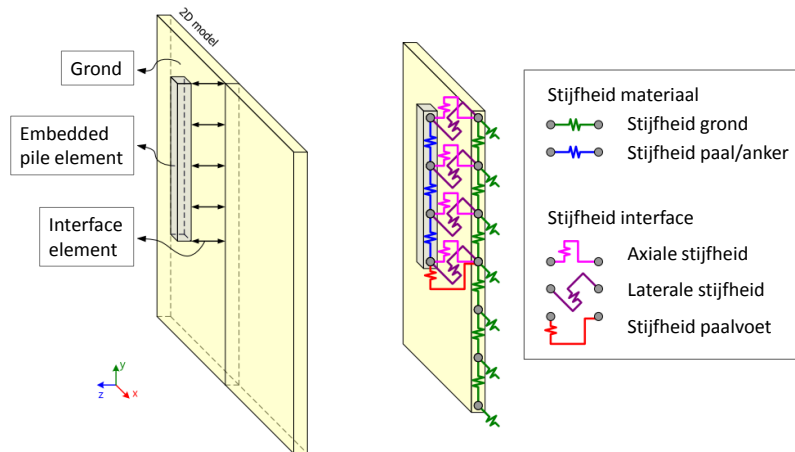
$$R_S = ISF_{RS} \frac{G_{soil}}{L_{spacing}} \quad (6.1)$$

$$R_N = ISF_{RN} \frac{G_{soil}}{L_{spacing}} \quad (6.2)$$

$$K_F = ISF_{KF} \frac{G_{soil} R_{eq}}{L_{spacing}} \quad (6.3)$$

Waarin:

| | |
|---------------|--|
| R_S | is de stijfheid in axiale richting in $kN/m^2/m$ |
| R_N | is de stijfheid in laterale richting in $kN/m^2/m$ |
| K_F | is de stijfheid van de paalvoet in $kN/m^2/m$ |
| ISF_{RS} | is de interface stiffness factor in axiale richting in $kN/m^2/m$ |
| ISF_{RN} | is de interface stiffness factor in laterale richting in $kN/m^2/m$ |
| ISF_{KF} | is de interface stiffness factor van de paalvoet in $kN/m^2/m$ |
| G_{soil} | is de glijdingsmodulus van de grond in kPa |
| $L_{spacing}$ | is de h.o.h. afstand van de ankers in een embedded pile row in m |
| R_{eq} | is de equivalente straal van de staaf in m $R_{eq} = D_{eq}/2$ |
| D_{eq} | is de equivalente diameter van de staaf in m $D_{eq} = \sqrt{12EI/EA}$ |



Figuur 6.1: Achtergrond van een embedded pile element waarbij de interactie tussen de grond en de paal/anker door middel van speciale interface elementen plaatsvindt (bewerkte versie van (Sluis, 2012)).

Zoals aangegeven in (Plaxis, 2015) is een embedded pile bedoeld om te gebruiken voor statische belastingen in axiale richting. De standaardinstellingen van een embedded pile in Plaxis 2D zijn hierop gebaseerd. In (Sluis, 2012) zijn voor verschillende belastingssituaties de mogelijkheden van het gebruik van een embedded pile onderzocht. Hierbij is tevens gekeken naar het lateraal belasten van palen voor verschillende h.o.h. afstanden. Voor de situatie waarbij zakkende grond een ankerstaaf belast spelen zowel de axiale als de laterale krachten een rol, deze combinatie is in (Sluis, 2012) niet onderzocht. De technieken en conclusies van de overige situaties kunnen wel als uitgangspunt worden gebruikt om deze situatie te beschouwen.

De interface stiffness factor (ISF) is een onderdeel van de stijfheidsvergelijkingen van een embedded pile. Deze kan in Plaxis 2D handmatig worden aangepast, voor het overige deel van de vergelijking is dit niet mogelijk. Vergelijkingen 6.4, 6.5 en 6.6 geven de achtergrond van de ISF's weer. De waarden 2,5, 25 en -0,75 zijn bepaald op basis van een best fit. Hierbij is gebruik gemaakt van palen welke in verhouding tot ankerstaven en relatief grote diameter hebben. Voor op trek belaste ankerstaven is de stijfheid van de paalvoet niet van belang. De krachten in axiale en laterale richting leveren echter wel een bepalende bijdrage aan het vervormen van de ankerstaaf.

$$ISF_{RS} = 2,5 \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (6.4)$$

$$ISF_{RN} = 2,5 \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (6.5)$$

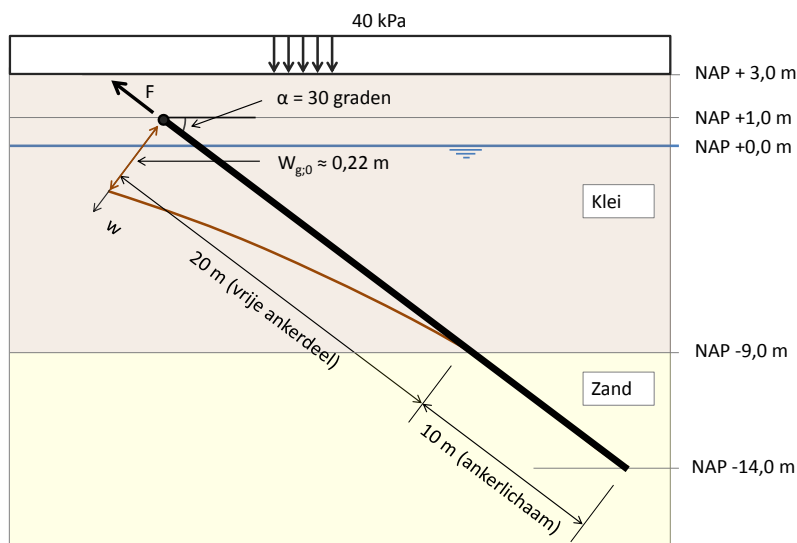
$$ISF_{KF} = 25 \left(\frac{L_{spacing}}{D_{eq}} \right)^{-0,75} \quad (6.6)$$

6.1.3 Belastingssituatie

Naast de tijds winst in rekenproces, biedt een embedded pile in Plaxis 2D tevens de mogelijkheid om 3D aspecten zoals de h.o.h. afstand mee te nemen. Ook kunnen de krachten, momenten en verplaatsingen bepaald worden als gevolg van de zakkende grond. Omdat een embedded pile element niet bedoeld is om lateraal te worden belast is de nauwkeurigheid van de uitkomsten onzeker. Mede hierom zal een relatief eenvoudige situatie worden gebruikt waarin de ankerstaaf slechts één grondlaag doorkruist en hierbij wordt belast door zakkende grond zoals in figuur 6.2 is weergegeven. Deze situatie zal zowel in 2D als 3D gesimuleerd worden, de begrenzing van het model is niet van invloed op het resultaat. Het verankerings-element zal bestaan uit één embedded pile element. Zowel het vrije ankerdeel als het ankerlichaam zal door dit ene element worden benaderd. Door het aanbrengen van een bovenbelasting van 40 kPa zal een realistische zetting van de kleigrond optreden. Nabij de ankerkop is de verticale zetting circa 0,22 meter. Met de diepte neemt deze licht parabolische af tot nagenoeg 0 meter aan de top van de zandlaag. De ontstane verplaatsingen opzichte van de vervorming van de ankerstaaf is vanwege de speciale interface elementen bepalend voor

6. Toepasbaarheid van een embedded pile in Plaxis

de vervorming van de ankerstaaf. De standaard ankerstaaf voor deze situatie is een schroefgroutanker met een buisdiameter van 51 mm en een wanddikte van 10 mm.



Figuur 6.2: Opzet van het model voor Plaxis 2D en Plaxis 3D waarbij een embedded pile als verankeringsselement wordt toegepast.

Nadat de voorspanning is aangebracht zal de bovenbelasting voor een zetting van de grond zorgen. Slechts de kleilaag zal de staaf in laterale richting belasten. De dieper liggende zandlaag dient de resulterende axiale kracht door schachtwrijving naar de omliggende grond af te dragen. De eigenschappen van de grond zijn in tabel 6.1 weergegeven. In verband met de beperkte zakingsnelheid in combinatie met de doorlatendheid van de kleilaag en de buisdiameter kan het grondgedrag als gedraineerd beschouwd worden. Zelfs indien uitgegaan wordt van een relatief snelle bodemdaling van gemiddeld circa 2 cm per jaar is sprake van gedraïneerd gedrag. Met behulp van bijlage B en vergelijking 6.7 kan worden vastgesteld dat de genormaliseerd snelheid (V) van circa 0,028 veel lager is dan de beschreven grens van 0,1 voor gedraïneerd gedrag. Op basis hiervan kan worden gesteld dat voor deze situatie gedraïneerd grondgedrag van toepassing is.

Tabel 6.1: Inputgegevens van de toegepaste grondsoorten in Plaxis.

| Parameter | | | Kleigrond | Zandgrond |
|--|-------------------------------|-----------------|---------------------|-----------|
| Drainage type | - | - | Drained | Drained |
| Droog volumiek gewicht | γ_{unsat} | kN/m^3 | 16 | 18 |
| Nat volumiek gewicht | γ_{sat} | kN/m^3 | 16 | 19 |
| Parameters | | | | |
| Secant stijfheid | E_{50}^{ref} | kN/m^2 | 4.000 | 40.000 |
| Oedometer referentie stijfheid | $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | kN/m^2 | 2.000 | 40.000 |
| Ontlastings- / herbestingsstijfheid | $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ | kN/m^2 | 12.000 | 120.000 |
| Macht (m) | - | - | 1 | 0,5 |
| Cohesie | c' | kN/m^2 | 5 | 0,1 |
| Effectieve hoek van inwendige wrijving | ϕ' | $^{\circ}$ | 20 | 30 |
| Dilatantiehoek | ψ' | $^{\circ}$ | 0 | 0 |
| Ontlastings / herbelastingsdwars-contractiecoëfficiënt | ν_{ur} | - | 0,2 | 0,2 |
| Stromingsparameters | | | | |
| Doorlatendheid in x-richting | k_x | m/dag | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | 1 |
| Doorlatendheid in y-richting | k_y | m/dag | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | 1 |
| Verticale doorlatendheid | k_z | m/dag | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | 1 |

$$V = \frac{v \cdot D}{c_v} \quad (6.7)$$

In tegenstelling tot een node-to-node anker is het niet mogelijk om een embedded pile een voorspanning te geven als invoerparameter. Het is echter wel mogelijk om op het verbindingpunt een opgelegde kracht aan te brengen. Door dit voorafgaand aan het zettingsproces uit te voeren kan een embedded pile toch voorgespannen worden, dit heeft echter wel consequenties welke later behandeld zullen worden. De axiale kracht in het anker zal grotendeels door middel van schachtwrijving door het ankerlichaam worden opgenomen. Deze bevindt zich in de zandlaag welke nagenoeg niet zet als gevolg van de bovenbelasting. De zakkende kleigrond zorgt voor een axiale en laterale belasting van de ankerstaaf als gevolg van de relatieve verplaatsing. Om de grond maximaal te kunnen mobiliseren zal het ankerlichaam normaliter een grotere diameter hebben dan het vrije ankerdeel. Aangezien er één embedded element gebruikt dient te worden voor het gehele verankeringselement hebben beide onderdelen dezelfde diameter, buigstijfheid en rekstijfheid. Met het oog op het inzichtelijk krijgen van de gevolgen zakkende grond is het vrije ankerdeel het interessants om te beschouwen en zal deze diameter toegepast worden. De houdkracht van het ankerlichaam wordt hierdoor onderschat. Dit zal gecompenseerd worden door een lengte van 10 meter toe te passen waardoor de prop nagenoeg gefixeerd wordt en de resultaten van het vrije ankerdeel minimaal beïnvloeden. Dit heeft wel tot gevolg dat het krachten van het ankerlichaam wellicht niet een realistisch beeld van de werkelijkheid geven. Tevens dient in het achterhoofd te worden gehouden dat de uitvoeringsmethode behorend bij het ankersysteem niet meegenomen kan worden.

In zowel Plaxis 2D als Plaxis 3D zullen verschillende simulaties worden uitgevoerd. Ten behoeve van de overzichtelijkheid is op voorhand in tabel 6.2 weergegeven welke situaties gesimuleerd zijn en op welke wijze deze variëren ten opzichte van de standaard gegevens. T_{\max} geeft hierbij de maximale schuifwrijving weer in kN/m langs het vrije ankerdeel. De waarde $\ll 1 \cdot 10^4$ kN/m betekent dat de begrenzing van de schuifkracht in axiale richting zal worden bepaald op basis van de werkelijk optredende spanningen in de grond. Deze zullen lineair toenemen met de diepte en lager uitvallen dan de onbegrensde waarde van $1 \cdot 10^4$ kN/m waarbij Plaxis zelf de schuifkrachten bepaalt.

Tabel 6.2: Uit te voeren simulaties waarbij de verschillen per situatie zijn weergegeven.

| Simulaties | Voorspanning | L _{spacing} | ISFRN | T _{max} | Buisdiameter |
|------------|--------------|----------------------|-----------------------------|-------------------------|--------------|
| Plaxis 2D | | | | | |
| Situatie 1 | 500 kN | 2,5 m | 0,1349 kN/m ² /m | $1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |
| Situatie 2 | 500 kN | 10 m | 0,0477 kN/m ² /m | $1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |
| Situatie 3 | 500 kN | 20 m | 0,0284 kN/m ² /m | $1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |
| Situatie 4 | 500 kN | 20 m | 0,2837 kN/m ² /m | $1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |
| Situatie 5 | 500 kN | 20 m | 0,5674 kN/m ² /m | $1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |
| Plaxis 3D | | | | | |
| Situatie 6 | 500 kN | - | - | $1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |
| Situatie 7 | 500 kN | - | - | $\ll 1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |
| Situatie 8 | 500 kN | - | - | $\ll 1 \cdot 10^4$ kN/m | 82,5 mm |
| Situatie 9 | 250 kN | - | - | $\ll 1 \cdot 10^4$ kN/m | 51 mm |

6.2 Embedded pile row in Plaxis 2D

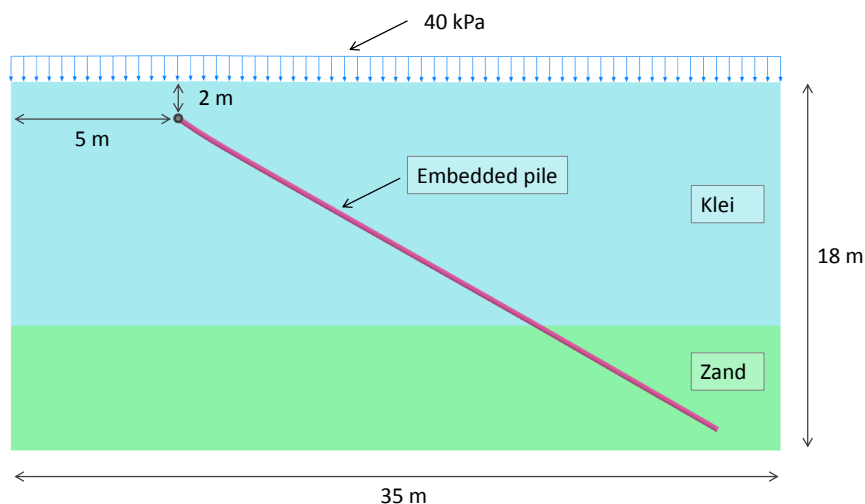
De krachten in een embedded pile zijn afhankelijk van de verplaatsing van de grond ten opzichte van de ankerstaaf. In werkelijkheid heeft de grond de mogelijkheid om langs het anker te zakken waardoor een relatieve verplaatsing ontstaat. In een 2D simulaties kan dit echter niet goed meegenomen worden. Bij het toepassen van een embedded pile in 2D wordt een rij palen gecreëerd, een embedded pile row. Gezien de beperkte diameter van de ankerstaven zal de groepswerking die ontstaat als gevolg van een rij palen zeer waarschijnlijk niet optreden. Met behulp van de opgegeven h.o.h. afstand wordt de gemiddelde zakkings van de grond bepaald welke weer van invloed is op het krachtenspel. De h.o.h. afstand of L_{spacing} is één van de eigenschappen van een embedded pile row welke handmatig aangepast kan worden. Om de invloed van deze parameter inzichtelijk te krijgen zijn drie simulaties in Plaxis 2D uitgevoerd. Op basis van deze

6. Toepasbaarheid van een embedded pile in Plaxis

resultaten kan worden bepaald of de vastgestelde standaard ISF's resulteren in betrouwbare verplaatsingen, krachten en momenten in de ankerstaaf. Gezien de invloed van de vervorming van de ankerstaaf op het resultaat zal de *updated mesh* optie toegepast worden. Tabel 6.3 toont de eigenschappen van de embedded pile row/ankerstaaf, hierbij is de axiale schachtwrijving niet begrensd. Voor het bepalen van de ISF's zijn de standaard vergelijkingen uit paragraaf 6.1 toegepast, de in tabel 6.3 weergegeven waarden komen overeen met een $L_{spacing}$ van 10 meter. Figuur 6.3 toont de opzet van het model zoals deze in Plaxis 2D is toegepast.

Tabel 6.3: Eigenschappen van de embedded pile row in Plaxis 2D voor $L_{spacing} = 10\text{m}$.

| Parameter | Embedded pile row | | |
|---|-------------------|----------------------|------------------------|
| Young's modulus | E | kN/m ² | $2,1 \cdot 10^8$ |
| Soortelijk gewicht | γ | kN/m ³ | 78,5 |
| Buisdiameter | D | m | 0,051 |
| Wanddikte | t | m | 0,01 |
| Doorsnede oppervlak | A | m ² | $1,288 \cdot 10^{-3}$ |
| Traagheidsmoment | I | m ⁴ | $0,2868 \cdot 10^{-6}$ |
| Maximale schachtwrijving top | $T_{top,max}$ | kN/m | $10 \cdot 10^3$ |
| Maximale schachtwrijving voet | $T_{bot,max}$ | kN/m | $10 \cdot 10^3$ |
| Interface stiffness factor in axiale richting | ISF _{RS} | kN/m ² /m | 0,0477 |
| Interface stiffness factor in laterale richting | ISF _{RN} | kN/m ² /m | 0,0477 |



Figuur 6.3: Opzet van het Plaxis 2D model waarbij de afmetingen zijn weergegeven.

6.2.1 Invloed van de hart op hart afstand

De $L_{spacing}$ is een embedded pile parameter waarmee een 3D probleem in 2D gesimuleerd kan worden. Voor een relatief grote h.o.h. afstand van de ankerstaven dient de invloed op het resultaat verwaarloosbaar te zijn, er is immers geen sprake van groepswerking/boogwerking. Een afzonderlijk anker binnen een rij wordt op gelijke wijze belast als een losstaand anker indien geldt $L_{spacing}/D > 8$ (zie bijlage B). Vanwege de relatief beperkte staafdiameter in vergelijking tot de h.o.h. afstand zou een $L_{spacing}$ van 1 meter al voldoen. (Sluis, 2012) constateert dat voor lateraal belaste palen een embedded pile row geen fit toont met 3D simulaties voor grote h.o.h. afstanden. Voor de situatie waarbij zowel sprake is van lateraal als axiale belasting voor kleine staafdiameters ten opzichte van de onderzochte diameters zal de invloed inzichtelijk worden gemaakt. Hierbij zal naast een gangbare h.o.h. afstand van 2,5 meters ook gekeken naar twee grote afstand van 10 meter en 20 meter om de gevoeligheid van deze parameter op het resultaat vast te stellen.

De resultaten zullen onderling vergeleken worden door te kijken naar de doorbuiging van de ankerstaaf, de axiale kracht, de maximale dwarskracht en het maximale moment. Tevens wordt de locatie van de maxima beschouwd.

Het gebruik van één embedded pile voor het gehele verankeringselement brengt enkele aandachtspunten met zich mee. De schachtwrijving in Plaxis 2D kan slechts aan de kop en de voet begrenst worden, hiertussen wordt de waarde lineair geïnterpoleerd. Om het ankerlichaam voldoende capaciteit te geven is er geen maximum gesteld aan de schachtwrijving. Dit heeft tot gevolg dat tevens de axiale schuifkracht langs het vrije ankerdeel de resultaten kan beïnvloeden. De houdkracht van het ankerlichaam is afhankelijk van de stijfheid in axiale richting in combinatie met de relatieve verplaatsing. Vanwege het voorspannen van het anker treedt er naast een verlenging van de staaf tevens een verplaatsing van het ankerlichaam op. Ondanks de aangebrachte voorspanning van 500 kN bij de ankerkop blijkt er na het spannen een deel van deze kracht verloren te zijn gegaan. Een mogelijke reden voor deze reductie is de verplaatsing van ankerstaaf als gevolg van de voorspankracht. Zelfs relatief beperkte verplaatsingen zijn van invloed op de voorspankracht vanwege de rekstijfheid van het ankermateriaal.

Om de aanvullende axiale ankerkracht als gevolg van de zakkende grond vast te stellen zal naast de beoogde voorspankracht tevens de ankerkracht voorafgaand aan het zettingsproces vermeld worden. Het verschil is immers een goede indicatie de om juistheid van de simulaties mee vast te stellen.

Tabel 6.4 toont de resultaten van de drie Plaxis 2D simulaties waarbij de h.o.h. afstand binnen een embedded pile row is gevarieerd. Op basis van de beperkte staafdiameter kan verwacht worden dat er bij de gekozen $L_{spacing}$ geen merkbaar verschil is tussen de resultaten van de simulaties. Deze verschillen zijn echter wel aanwezig. De optredende momenten, krachten en verplaatsingen zijn allen van elkaar afhankelijk. De onderlinge verhoudingen per situatie tonen geen onrealistische uitkomsten. De verschillen tussen de toename van de axiale kracht per situaties zijn echter wel opmerkelijk. Bij een afnemende h.o.h. afstand is redelijkerwijs te verwachten dat de belasting op de ankerstaaf gereduceerd wordt als gevolg van groepswerking. Dit betekent een afname van de doorbuiging, momenten en krachten in de ankerstaaf. De resultaten van de simulaties tonen echter het tegenovergestelde.

Tabel 6.4: Resultaten van de Plaxis 2D simulaties waarbij een embedded pile row is toegepast met een variërende $L_{spacing}$.

| Parameter | | Situatie 1: $L_{spacing} = 2,5\text{m}$ | Situatie 2: $L_{spacing} = 10\text{m}$ | Situatie 3: $L_{spacing} = 20\text{m}$ |
|--|-------------|--|---|---|
| Beoogde initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 500 kN |
| Werkelijke initiële axiale kracht | - | 492 kN | 470 kN | 443 kN |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 662 kN | 591 kN | 525 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 170 kN | 121 kN | 82 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,12 m | 0,11 m | 0,10 m |
| Locatie maximale doorbuiging t.o.v. ankerkop | - | 4,1 m | 5,0 m | 5,5m |
| Maximale moment | M_{max} | 2,1 kNm | 1,2 kNm | 0,8 kNm |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 0,7 m | 0,9 m | 1,0 m |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 9,4 kN | 4,6 kN | 3,1 kN |

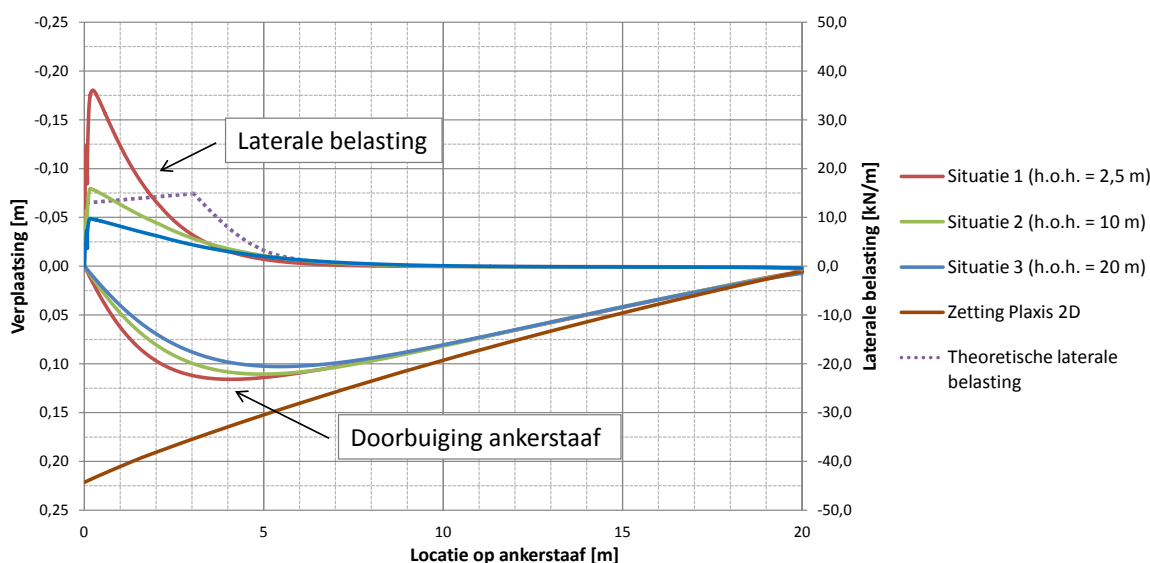
Een embedded pile maakt in Plaxis 2D onderdeel uit van een rij, een embedded pile row. Hiermee kan het groepeffect dat ontstaat bij een beperkte $L_{spacing}/D$ worden gesimuleerd. In (Plaxis, 2014) is aangegeven dat voor waarden van $L_{spacing}/D$ lopend van 1,5 tot 5 een embedded pile een goede benadering geeft van het gedrag dat hoort bij groepswerking van een rij palen. Gezien de beperkte diameter van ankerstaven treden $L_{spacing}/D$ ratio's van 1,5 tot 5 redelijkerwijs niet op. Een anker maakt onderdeel uit van een rij, maar dient voor de berekening als losstaand geschematiseerd te worden, wat pas vanaf een $L_{spacing}/D$ van 8 het geval is (zie bijlage B). Bij het simuleren van deze waarden met behulp van Plaxis 2D wordt in (Plaxis, 2014) gesteld dat de resultaten slechts een eerste ruwe benadering geven van de werkelijkheid. Een h.o.h afstand van 2,5 meter in combinatie met een buisdiameter van 51 mm resulteert in een $L_{spacing}/D$ van circa 49, deze waarde ligt ver buiten het gebied waarvoor een embedded pile row getest/geschikt is. Naast dat een embedded pile niet

bedoeld is om lateraal belast te worden is geven de resultaten nog geen betrouwbare waarden bij realistische h.o.h. afstanden van ankerstaven.

6.2.2 Aandachtspunten bij het gebruik van een embedded pile in Plaxis 2D

De grootte van de belasting op de ankerstaaf zoals in hoofdstuk 2 is vastgesteld wordt door Plaxis berekend, het is geen invoerparameter. Voor de verschillende situaties zou deze niet mogen variëren, de schuifsterkte en de staafdiameter blijven immers constant. Figuur 6.4 geeft de belasting in laterale richting weer als gevolg van de zakkende grond. Hierbij is ook de doorbuiging uitgezet vanwege sterke correlatie met de belasting. Het zettingsprofiel langs de ankerstaaf, welke ontstaat als gevolg van de bovenbelasting, is eveneens van invloed op de vorm van de doorbuiging. Uit figuur 6.4 komt echter naar voren dat de ankerstaaf en het zettingsprofiel elkaar niet kruisen terwijl dit wel te verwachten is. De getoonde zetting langs de ankerstaaf treed op indien het embedded element niet aanwezig is. Wanneer de simulaties met een embedded element worden uitgevoerd blijkt deze de zetting rondom de ankerstaaf te beïnvloeden. Bij een afnemende L_{spacing} en een resulterende toename van de ISF_{RN} neemt de grondverplaatsing langs de staaf af. De invloed van de ISF's op het resultaat zal in paragraaf 6.3 beschouwd worden.

Ondanks dat een embedded element niet bedoeld is om lateraal belast te worden, komt de vorm van de belasting redelijk overeen met de theoretische belasting uit hoofdstuk 3. Er is echter geen sprake van een evenwichtstoestand waarbij de relatieve verplaatsing maximaal is, dit zou zich immers kenmerken door een toename van de belasting met de diepte vanaf de ankerkop. In hoofdstuk 2 is beschreven dat de belasting op de ankerstaaf begrensd wordt door plastische vervorming van de grond. Dit aspect wordt in Plaxis 2D niet meegenomen waardoor de kracht blijft toenemen met de relatieve verplaatsing. De onderlinge grootte van de belasting verschilt sterk, terwijl deze nagenoeg constant zou moeten zijn. Eveneens blijkt de laterale belasting op het anker toe te nemen terwijl de h.o.h. afstand afneemt, dit komt niet overeen met de verwachtingen. De ISF_{RN} is hier verantwoordelijk voor. Deze kan handmatig worden aangepast zodat de loodrechte component van de belasting redelijk overeen komt met de theorie, dit verandert echter niets aan de constatering dat de doorbuiging te laag is.



Figuur 6.4: Doorbuiging van de ankerstaaf als gevolg van de laterale belasting door de zakkende grond voor een variërende hart op hart afstand. Per situatie/kleur is zowel de belasting als de buiging uitgezet.

In verband met de zeer lage buigstijfheid van het verankeringselement is deze, naast de grootte van de belasting sterk, ook afhankelijk van het zettingsprofiel. Na een bepaalde afstand zal de ankerstaaf in tegen-gestelde richting door de grond belast worden. Dit heeft tot gevolg dat de ankerstaaf het zettingsprofiel gaat volgen. Figuur 6.4 toont echter een doorbuiging welke karakteristiek is voor een element met een hogere buigstijfheid.

Het toepassen van een embedded pile row in Plaxis 2D zorgt bij het variëren van de h.o.h. afstand voor een zeer grote spreiding in de resultaten. De toename van de axiale ankerkracht varieert sterk ondanks dat deze slechts beperkt dient te veranderen, hierbij kijkend naar de doorbuiging van de ankerstaaf. Hieruit kan geconcludeerd worden dat de axiale schachtwrijving een grote impact heeft op de toename van de axiale ankerkracht. Deze waarde varieert ook met de h.o.h. afstand terwijl de afmetingen van de ankerstaaf niet veranderen. In tabel 6.5 is de grootte van de schachtwrijving inzichtelijk gemaakt. Hieruit valt op te maken dat deze zeer groot is voor een ankerstaaf met diameter van slechts 51 mm. De axiale kracht langs de ankerstaaf neemt hierdoor ook sterk af, het vrije ankerdeel neemt zagezegd de taak van het ankerlichaam over. De werkelijke toename van de axiale ankerkracht zonder het aandeel van de schachtwrijving mee te nemen is in Plaxis 2D niet mogelijk. De schachtwrijving kan slechts lineair begrensd worden tussen de ankerkop en de voet van het ankerlichaam.

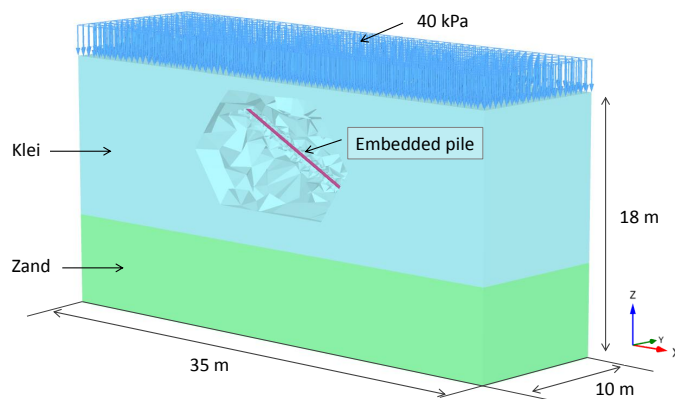
Tabel 6.5: Axiale krachten in de ankerstaaf waarbij de invloed van de schachtwrijving inzichtelijk wordt gemaakt bij een variërende staafdiameter.

| Parameter | | Situatie 1: | Situatie 2: | Situatie 3: |
|---|----------------|-----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | $L_{spacing} = 2,5\text{m}$ | $L_{spacing} = 10\text{m}$ | $L_{spacing} = 20\text{m}$ |
| Totale axiale kracht ankerstaaf bij de ankerkop | $F_{staaf;0}$ | 662 kN | 591 kN | 525 kN |
| Totale axiale kracht ankerstaaf bij de top van het ankerlichaam | $F_{staaf;20}$ | 331 kN | 373 kN | 371 kN |
| Toename axiale kracht bij de ankerkop | ΔF_0 | 170 kN | 121 kN | 82 kN |
| Schachtwrijving bij de ankerkop | $T_{skin;0}$ | 25 kN/m | 14 kN/m | 9 kN/m |
| Schachtwrijving bij de top van het ankerlichaam | $T_{skin;20}$ | 5 kN/m | 4 kN/m | 4 kN/m |

Op basis van de doorbuiging van de ankerstaaf wordt de verlenging en de resulterende toename van de axiale kracht bepaald. Door de ISF_{RN} te variëren kan een realistische doorbuiging worden gecreëerd met bijbehorende axiale kracht en buigend moment. Hierdoor wordt inzichtelijk op welke wijze de ISF_{RN} toegepast kan worden om een doorbuiging te krijgen welke overeenkomt met de verwachtingen. Deze optie zal in paragraaf 6.3 vergeleken worden met een 3D simulatie. In tegenstelling tot de standaard wijze waarop de ISF's worden bepaald dient een toename van de ISF bij een afnemende $L_{spacing}$ zorgen voor een lagere laterale belasting op de ankerstaaf.

6.3 Embedded pile in Plaxis 3D

Tussen het toepassen van een embedded pile in Plaxis 3D en het gebruik ervan in Plaxis 2D zitten verschillen. De h.o.h. afstand van de ankers is geen invoerparameter van het embedded element in Plaxis 3D, ook is de optie om de ISF's handmatig aan te passen niet meer aanwezig. Door het wegvallen van deze variabelen is het mogelijk om een losstaand anker te beschouwen zonder dat deze beïnvloed wordt door h.o.h. afstand. Uit paragraaf 6.2 kan geconcludeerd worden dat de axiale schachtwrijving over het vrije ankerdeel een significatieve bijdrage levert aan de toename van de axiale ankerkracht. De mogelijkheden om deze kracht te begrenzen zijn in Plaxis 2D te beperkt. In Plaxis 3D kan de axiale schuifkracht door middel van de multi-lineaire optie worden begrensd. Hierdoor kan over het vrije ankerdeel een realistische waarde worden ingevoerd terwijl voor het ankerlichaam nog steeds voldoende capaciteit beschikbaar wordt gesteld voor de houdkracht. Figuur 6.5 toont de opzet van het model zoals deze in Plaxis 3D is toegepast. De afmetingen van het model zijn voldoende om randeffecten te kunnen verwaarlozen. De ankerkop bevindt zich in x en y richting op 5 meter van de rand.



Figuur 6.5: Opzet van het Plaxis 3D model waarbij de afmetingen zijn weergegeven.

6.3.1 Axiale schachtwrijving in Plaxis 3D

Om de invloed van de axiale schachtwrijving op de toename van de axiale ankerkracht inzichtelijk te krijgen zullen twee simulaties in Plaxis 3D worden uitgevoerd, met en zonder begrenzing van de schuifkracht in axiale richting. Hierbij wordt dezelfde situatie toegepast als de 2D simulatie. De eigenschappen van de embedded pile element zijn eveneens gelijk aan de 2D simulatie zoals in tabel 6.6 is weergegeven. Indien de schuifkracht niet wordt begrensd door de invoerparameters zal een waarde van $1 \cdot 10^4$ kN/m worden toegepast.

Tabel 6.6: Eigenschappen van de embedded pile in Plaxis 3D.

| Parameter | | | Embedded pile |
|---|---------------|-------------------|------------------------|
| Young's modulus | E | kN/m ² | $2,1 \cdot 10^8$ |
| Soortelijk gewicht | γ | kN/m ³ | 78,5 |
| Buisdiameter | D | m | 0,051 |
| Wanddikte | t | m | 0,01 |
| Doorsnedeoppervlak | A | m ² | $1,288 \cdot 10^{-3}$ |
| Traagheidsmoment | I_3 | m ⁴ | $0,2868 \cdot 10^{-6}$ |
| Traagheidsmoment | I_2 | m ⁴ | $0,2868 \cdot 10^{-6}$ |
| Maximale schachtwrijving top vrije ankerdeel | $T_{top,max}$ | kN/m | 0,93 ^a |
| Maximale schachtwrijving voet vrije ankerdeel | $T_{bot,max}$ | kN/m | 2,74 ^a |
| Maximale schachtwrijving top ankerlichaam | $T_{top,max}$ | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |
| Maximale schachtwrijving voet ankerlichaam | $T_{bot,max}$ | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |

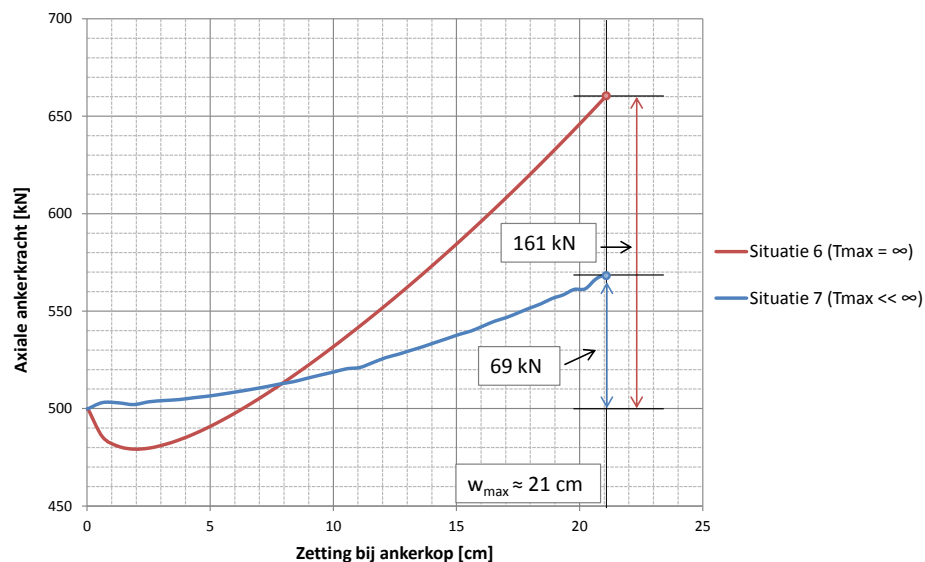
^a Bij het vaststellen van de maximale schachtwrijving over het vrije ankerdeel is een fout gemaakt waardoor de axiale schuifkracht wordt onderschat. In bijlage G is referentieberekening weergegeven met de correcte waarden waaruit geconcludeerd kan worden dat het effect van de onjuistheid verwaarloosbaar klein is.

De resultaten van de simulaties, als weergegeven in tabel 6.7, tonen grote verschillen met de 2D simulaties. Op nagenoeg alle punten wijken de 3D resultaten af, dit is mogelijk te wijten aan incorrecte waarden van de ISF's. Doordat de schuifkracht in axiale richting op multi-lineaire wijze begrensd is kan de invloed van deze kracht inzichtelijk worden gemaakt. Uit de resultaten kan opgemaakt worden dat bij een onbegrensde schuifkracht het aandeel van de schachtwrijving zeer hoog is ten opzichte van de doorbuiging van de ankerstaaf. Uit situatie 7 (3D) komt naar voren dat de over het vrije ankerdeel de schachtwrijving maximaal is gemobiliseerd. De grootte ervan als aandeel van het totaal kan echter niet vastgesteld worden omdat vanaf een bepaalde lengte de wrijving gezien kan worden als onderdeel van de houdkracht van het anker in plaats van als een deel dat bijdraagt aan de toename van de axiale kracht. Op basis van de in hoofdstuk 3 uitgevoerde berekeningen kan gesteld worden dat de bepaalde axiale kracht een realistische waarde geeft. Een $\Delta F/F$ tussen de circa 0,10 en 0,25 is een indicatie dat de invloed van de laterale belasting op de axiale ankerkracht op correcte wijze wordt meegenomen.

Tabel 6.7: Resultaten van de Plaxis 3D simulaties waarbij een embedded pile is toegepast met een variërende maximale axiale schachtwrijving. Ter referentie zijn de resultaten voor situatie 3 ($L_{\text{spacing}} = 20\text{m}$) uit Plaxis 2D toegevoegd.

| Parameter | | Situatie 6 (3D) | Situatie 7 (3D) | Situatie 3 (2D) |
|--|--------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Maximale axiale schuifkracht | T_{max} | ∞ kN | $\ll \infty$ kN | ∞ kN |
| Beoogde initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 500 kN |
| Werkelijke initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 443 kN |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 661 kN | 569 kN | 525 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 161 kN | 69 kN | 82 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,15 m | 0,14 m | 0,10 m |
| Locatie maximale doorbuiging t.o.v. ankerkop | - | 3,3 m | 3,3 m | 5,5 m |
| Maximale moment | M_{max} | 4,0 kNm | 4,3 kNm | 0,8 kNm |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 1,0 m | 1,0 m | 1,0 m |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 92 kN | 83 kN | 3,1 kN |

Indien de schachtwrijving over het vrije ankerdeel niet wordt begrensd blijkt deze eveneens van invloed te zijn op de ankerkracht op het moment dat de zetting van de grond start. Na het voorspannen van het anker zit er een trekkracht van 500 kN in het element. Met het zakken van de grond over de eerste centimeters neemt de ankerkracht af in plaats van toe voor situatie 6 (zie figuur 6.6). De reden hiervoor ligt mogelijk in de gemobiliseerde axiale schachtwrijving over het vrij ankerdeel. Vanwege het niet begrenzen van deze waarde neemt het vrije ankerdeel een groot deel van de voorspanning op. Zodra de grond gaat zetten verplaatst deze zich in tegenovergestelde axiale richting dan bij het voorspannen, dit heeft een reductie van de axiale ankerkracht tot gevolg. Met de zetting neemt de ankerkracht echter weer toe als gevolg van de doorbuiging en de schachtwrijving. Indien de axiale schachtwrijving niet begrensd wordt resulteert dit in grotere verschillen tussen de ankerkrachten bij de ankerkop.

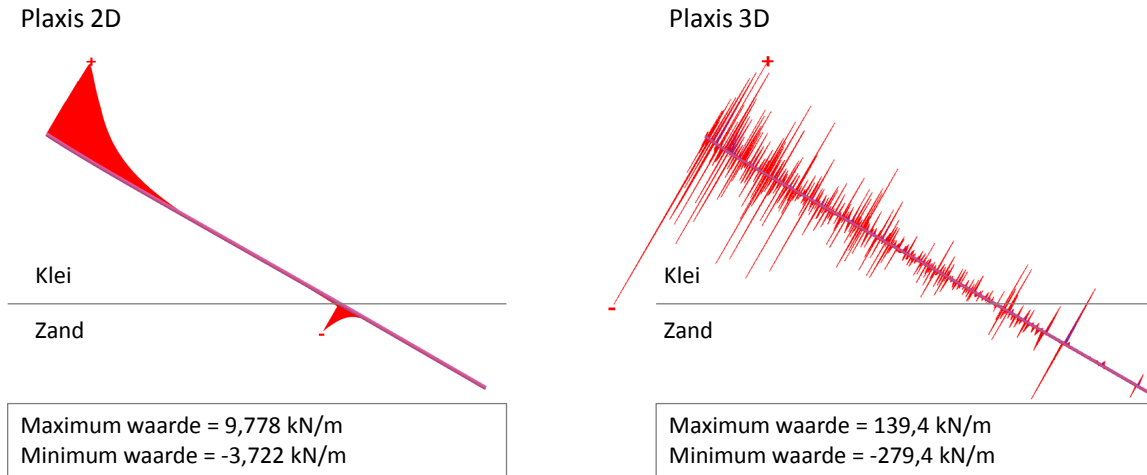


Figuur 6.6: Axiale ankerkracht bij de ankerkop als gevolg van de zetting. Onderscheid is gemaakt tussen begrensde (blauw) en onbegrensde (rode) axiale schachtwrijving. De zetting bij de ankerkop als gevolg van een bovenbelasting van 40 kPa bedraagt circa 0,21 m.

In tegenstelling tot de axiale krachten zijn de optredende dwarskrachten en momenten groter dan verwacht. Een mogelijke verklaring voor deze afwijkende waarden is de grootte van de laterale belasting op de ankerstaaf. Zoals beschreven in 6.2 blijkt de latere belasting te variëren met de h.o.h afstand van de ankers, maar de vorm van de belasting komt relatief goed overeen met de theoretische vorm. Voor zowel de axiale

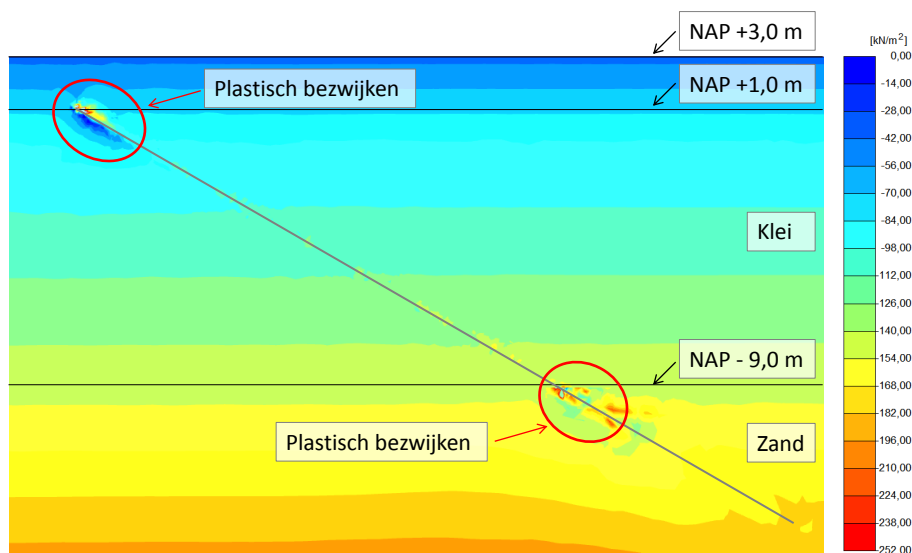
6. Toepasbaarheid van een embedded pile in Plaxis

als laterale krachten langs de ankerstaaf geven 3D simulaties geen bruikbare resultaten. In plaatst van een vloeiend verloop van de belastingscurve worden slechts pieken vertoont in zowel positieve als negatieve richting met extreme waarden die vele malen hoger zijn dan de verwachten uitkomsten (zie figuur 6.7). De belastingsgrootte kan hierdoor niet vergeleken worden met de theorie en de 2D simulaties. Het begrenzen van de axiale schuifkracht zoals in situatie 7 (3D) levert wel een correcte weergave op. De axiale kracht over het vrije ankerdeel loopt van 0,93 kN bij de ankerkop op tot ca. 2 kN bij de voet van het vrije ankerdeel.



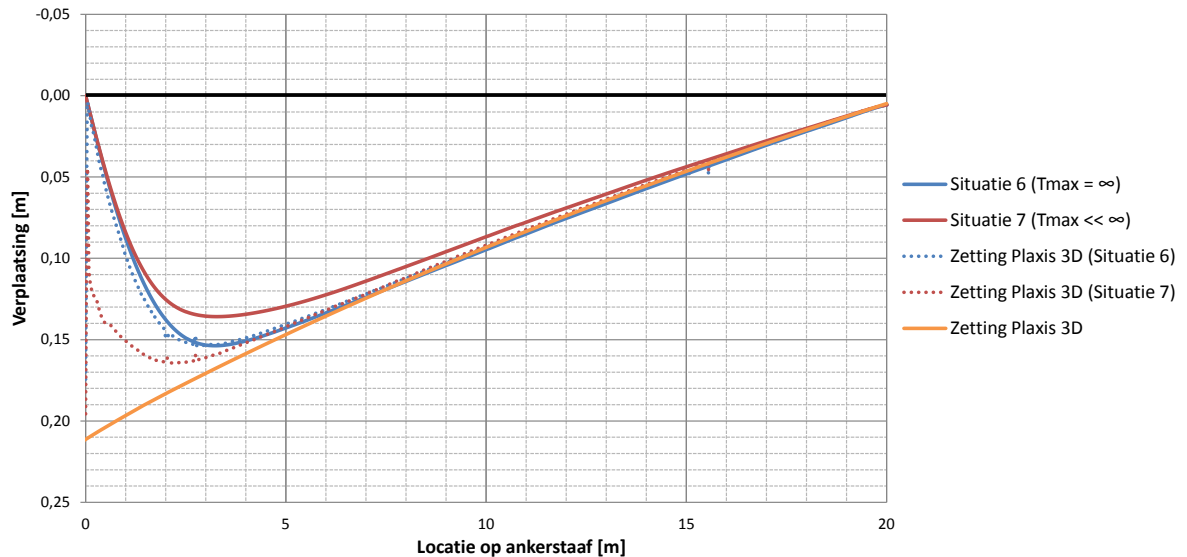
Figuur 6.7: Laterale schuifkracht langs een embedded pile voor Plaxis 2D en Plaxis 3D. In theorie zouden beide simulaties dezelfde vorm en krachten moeten tonen.

Het simuleren in 3D heeft als voordeel dat het bezwijkgedrag van de grond rondom het anker inzichtelijk kan worden gemaakt. Figuur 6.8 toont een lengtedoorsnede van de 3D simulaties waarbij de effectieve verticale spanningen zijn weergegeven nadat de zetting van de grond heeft plaatsgevonden. Boven het anker nemen de spanningen als gevolg van de grondbelasting toe. Tevens blijkt over het eerste deel van de ankerstaaf de grond te bezwijken, dit plastische gedrag komt overeen met de constatering uit hoofdstuk 3. Indien de relatieve verplaatsing groter is dan w_p zal de grond plastische vervormen waardoor de laterale belasting begrensd wordt. Dit gedrag wordt ook geconstateerd bij de overgang van de kleilaag naar de zandlaag. De reden hiervoor is het verschil in w_p tussen de twee grondsoorten.



Figuur 6.8: Effectieve verticale spanning in Plaxis 3D voor situatie 7. Als gevolg van de verplaatsing van de grond ten opzichte van het anker bezwijkt de grond bij de ankerkop en bij het ankerlichaam.

Het zettingsprofiel langs de ankerstaaf is van grote invloed op de vorm van de doorbuig van het anker. In figuur 6.9 is de doorbuiging weergegeven voor de situatie waarbij de axiale schuifkracht niet is begrensd en voor een situatie waarbij een realistisch maximum aan de waarde is gekoppeld. Tevens zijn de bijbehorende zettingsprofielen onder het anker weergegeven. Deze verschillen sterk van de zetting zonder aanwezigheid van een embedded element. Bij een begrensde axiale schachtwrijving zal een kleiner deel van de axiale belasting door het anker opgenomen worden, dit heeft tot gevolg dat de zetting langs het anker groter is dan wanneer er sprake is van onbegrensde axiale schachtwrijving.



Figuur 6.9: Doorbuiging van de ankerstaaf waarbij de bijbehorende zetting onder de ankerstaaf per situatie is weergegeven. Het zettingsprofiel zonder de aanwezigheid van een embedded pile (bruin) verschilt over het eerste deel sterk.

6.3.2 Invloed van de Interface Stiffness Factor in laterale richting (ISF_{RN})

De doorbuiging van de ankerstaaf en de resulterende toename van de ankerkracht zijn in combinatie met het optredende moment bepalend voor de spanning in de ankerstaaf. Met behulp van het variëren van de ISF_{RN} kan de doorbuiging van het anker in Plaxis 2D toenemen of afnemen zodat deze overeen komt met de 3D simulaties. Hiervoor zullen de gegevens van de embedded pile row van situatie 3 (2D) worden toegepast waarbij de standaard ISF_{RN} waarden zijn gebruikt. Ten opzicht van deze standaard waarde zal voor situatie 4 en 5 de ISF_{RN} respectievelijk 10 keer en 20 keer hoger liggen. In tegenstelling tot (Sluis, 2012) zal hierbij niet gelden $ISF_{RS} = ISF_{RN}$, dit omdat het aandeel van de schachtwrijving in Plaxis 2D al hoger ligt dan verwacht. Indien deze waarde eveneens zou toenemen, omdat de axiale schachtwrijving niet begrensd kan worden, leidt dit naar verwachting tot onrealistische resultaten. Ter referentie zal de 3D simulatie worden toegepast waarbij evenals in Plaxis 2D de axiale schuifkrachten langs de ankerstaaf niet begrensd zijn. De resultaten zijn in tabel 6.8 weergegeven. Een verhoging van de ISF_{RN} resulteert in een toename van de verplaatsingen, krachten en momenten. De locatie van deze maximale krachten verandert eveneens.

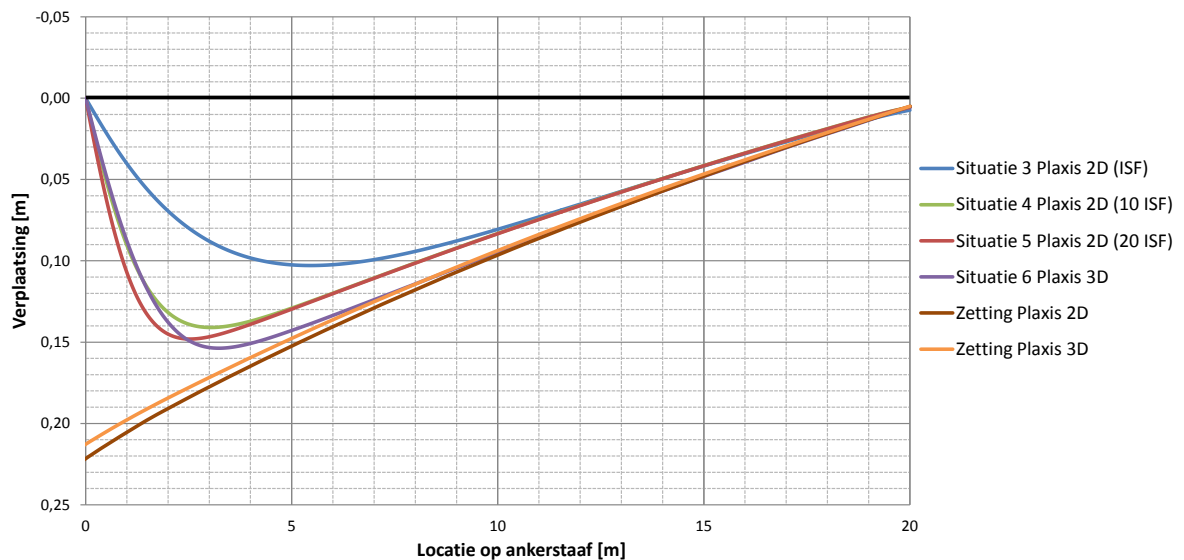
6. Toepasbaarheid van een embedded pile in Plaxis

Tabel 6.8: Resultaten van de Plaxis 2D simulaties vergeleken met een Plaxis 3D simulatie. De ISF_{RN} van de 2D simulaties neemt hierbij toe ten opzichte van de standaard waarde.

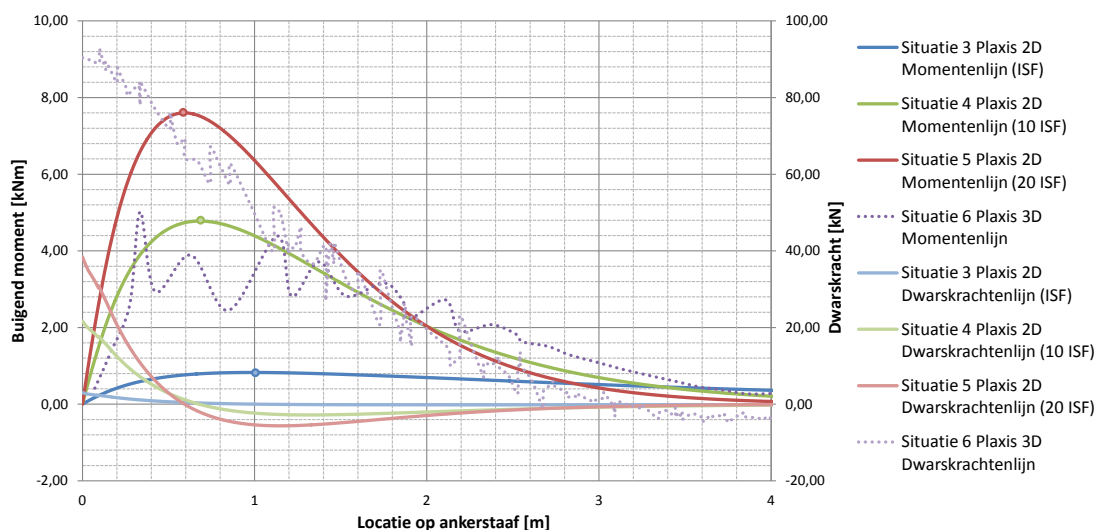
| Parameter | | Situatie 3 (2D): ISF_{RN} | Situatie 4 (2D): 10 ISF_{RN} | Situatie 5 (2D): 20 ISF_{RN} | Situatie 6 (3D): $T_{max} = \infty$ |
|--|-------------|-----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---|
| Interface stiffness factor | - | ISF_{RN} | 10 ISF_{RN} | 20 ISF_{RN} | - |
| Maximale axiale schuifkracht | T_{max} | ∞ kN | ∞ kN | ∞ kN | ∞ kN |
| Beoogde initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 500 kN | 500 kN |
| Werkelijke initiële axiale kracht | - | 443 kN | 443 kN | 443 kN | 500 kN |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 525 kN | 558 kN | 574 kN | 661 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 82 kN | 115 kN | 131 kN | 161 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,10 m | 0,14 m | 0,15 m | 0,15 m |
| Locatie maximale doorbuiging t.o.v. ankerkop | - | 5,5 m | 3,0 m | 2,5 m | 3,3 m |
| Maximale moment | M_{max} | 0,8 kNm | 4,8 kNm | 7,6 kNm | 4,0 kNm |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 1,0 m | 0,7 m | 0,6 m | 1,0 m |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 3,1 kN | 21,7 kN | 38,4 kN | 92 kN |

Naast de grootte van de verplaatsingen, krachten en momenten is tevens de locatie van deze maxima van belang. Het verhogen van de ISF_{RN} zorgt voor een betere benadering van de waarde van de verplaatsingen, krachten en momenten met de 3D simulatie. De vorm wijkt echter af zoals in figuur 6.10 en figuur 6.11 is weergegeven. Aangezien de momenten en dwarskrachten nagenoeg alleen optreden over het eerste deel van het anker is slechts de eerste vier meter ankerstaaf getoond. Vooral de verschillen tussen de verhouding in de optredende dwarskrachten en momenten voor Plaxis 2D en 3D zijn opvallend. Het toenemen van de ISF_{RN} heeft eveneens gevolgen voor de grootte van de belasting, deze is sterk geconcentreerd over het eerste deel van de ankerstaaf en bereikt voor 20 ISF_{RN} zelfs een piek van 160 kN/m. Dit is van invloed op de vorm van de doorbuiging, het maximum komt hierdoor dichterbij de ankerkop te liggen. Een grotere kromming van de staaf en een hoger moment zijn het gevolg. De ISF_{RN} verhogen om de verplaatsingen, krachten en momenten van Plaxis 3D beter te benaderen is mogelijk een goede optie. Er zijn echter wel enkele kanttekeningen bij te plaatsen. In figuur 6.11 komt de vorm van de 3D momentenlijn relatief goed overeen met de momentenlijn van de 10 ISF_{RN} situatie. Wanneer echter wordt gekeken naar de doorbuiging en de dwarskrachten zijn de verschillen groot.

Het toevoegen van een multi-lineaire begrenzing voor de laterale schuifkrachten resulteert naar verwachting in een betere benaderingen van Plaxis 3D. Hiermee kan het plastische deformerende van de grond worden gesimuleerd zodat de laterale belasting geen onrealistisch hoge waarden toont. Dit leidt tot een flauwere doorbuiging wat zijn weerslag heeft op het momenten en dwarskrachtenverloop langs de ankerstaaf.



Figuur 6.10: Doorbuiging van de ankerstaaf voor Plaxis 2D en 3D waarbij de ISF_{RN} per situatie verandert.



Figuur 6.11: Momentenlijn en dwarskrachtenlijn van de ankerstaaf voor Plaxis 2D en 3D waarbij de ISF_{RN} per situatie verandert. Hierbij is slechts de eerste 4 meter ankerstaaf weergegeven.

6.3.3 Invloed van de buisdiameter en de voorspankracht

De invloed van de eigenschappen van het embedded element zelf zijn inzichtelijk geworden, evenals de verschillen tussen het gebruik ervan in Plaxis 2D en Plaxis 3D. Het voorspannen en variëren van de buisdiameter dient echter ook inzichtelijk te worden gemaakt om na te kunnen gaan in hoeverre een embedded pile toepasbaar is als verankerings-element. Vanwege de ontbrekende mogelijkheid om de grootte van de laterale belasting te begrenzen en het niet kunnen nagaan van de werkelijke laterale belasting kan de juistheid van de resultaten niet vastgesteld worden. Het onderling vergelijken van de simulaties is wel mogelijk.

Ten opzichte van de situatie waarbij de axiale schachtwrijving is begrensd tot realistische waarden wordt de buisdiameter en de voorspankracht aangepast. Een toename van de buisdiameter tot 82,5 mm dient volgens de theorie te resulteren in een sterke verhoging van het buigend moment als gevolg van de toename van de buigstijfheid. Door de voorspankracht te reduceren tot 250 kN zal de doorbuiging toenemen. In hoeverre een embedded pile voldoet aan de verwachting is in tabel 6.9 getoond. De reductie van de voorspankracht tot 250

6. Toepasbaarheid van een embedded pile in Plaxis

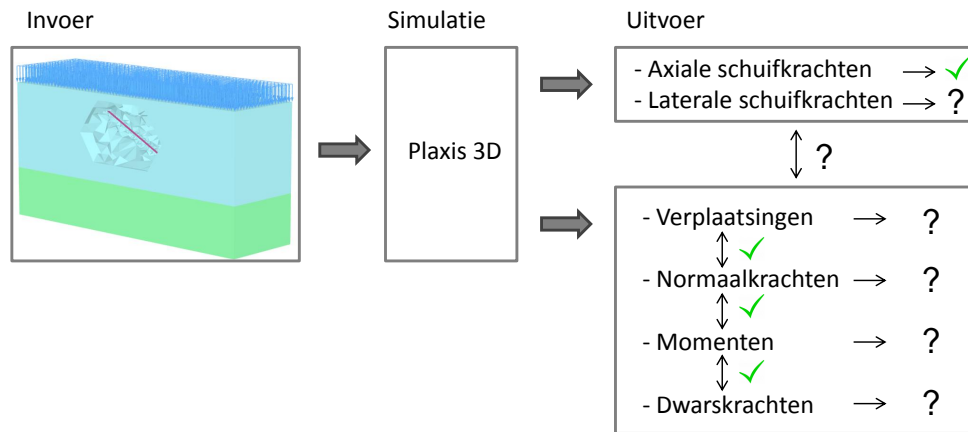
kN is in situatie 8 gesimuleerd. Situatie 9 schetst de gevolgen van het toepassen van een $\varnothing 82,5$ mm ankerstaaf met wanddikte van 22 mm. De axiale schachtwrijving is hierbij begrensd tot 1,5 kN/m bij de ankerkop en 4,0 kN/m bij de voet van het vrije ankerdeel.

Het verlagen van de voorspankracht naar 250 kN leidt tot resultaten welke voldoen aan de verwachtingen. De grotere doorbuiging leidt tot een beperkte toename van de axiale ankerkracht, eveneens neemt hierdoor het moment toe. Ook het toepassen van een grotere staafdiameter lijkt correct door Plaxis 3D te worden gesimuleerd. De verhoging van de axiale ankerkracht is significant, dit hangt samen met de toename van de rekstijfheid van de staaf. Het grote buigend moment is het gevolg van de buigstijfheid van het anker.

Tabel 6.9: Resultaten van de Plaxis 3D simulaties waarbij een embedded pile is toegepast met een variërende buisdiameter en voorspankracht. Ter referentie zijn de resultaten voor situatie 7 ($T_{\max} \ll \infty$) uit Plaxis 3D toegevoegd.

| Parameter | | Situatie 7 (3D) | Situatie 8 (3D) | Situatie 9 (3D) |
|--|--------------------|----------------------|----------------------------|----------------------|
| Maximale axiale schuifkracht | T_{\max} | $\ll \infty$ kN | $\ll \infty$ kN | $\ll \infty$ kN |
| Buisdiameter | \varnothing | 51 mm | 82,5 mm | 51 mm |
| Doorsnede oppervlak | A | 1288 mm ² | 4181 mm² | 1288 mm ² |
| Beoogde initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 250 kN |
| Werkelijke initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 250 kN |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 569 kN | 665 kN | 339 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 69 kN | 165 kN | 89 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{\max} | 0,136 m | 0,136 m | 0,142 m |
| Locatie maximale doorbuiging t.o.v. ankerkop | - | 3,3 m | 3,6 m | 2,8 m |
| Maximale moment | M_{\max} | 4,3 kNm | 17,4 kNm | 5,7 kNm |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 1,0 m | 1,2 m | 1,0 m |
| Maximale dwarskracht | V_{\max} | 83 kN | 97 kN | 67 kN |

Op basis van de resultaten van tabel 6.9 lijkt een embedded element rekening te houden met alle parameters die van invloed zijn bij laterale belasting. De werkelijke grootte van de waarden kan niet gecontroleerd worden omdat de laterale gemeten belasting in Plaxis 3D geen bruikbare resultaten levert. De laterale schuifkracht/belasting kan hierdoor niet gekoppeld worden aan de resultaten. In figuur 6.12 wordt op visuele wijze aangegeven welke onderdelen realistische resultaten geven (groen vinkje) en welke zaken nader onderzocht dienen te worden (vraagteken). De verandering van de resultaten als gevolg van het variëren van de parameters geeft wel inzicht in de wijze waarop het embedded element hiermee omgaat. Deze resultaten zijn conform de verwachtingen, met uitzondering van de optredende dwarskrachten. De dwarskracht bij de ankerkop wordt sterk beïnvloed door de laterale belastingen. Indien deze zeer groot is resulteert dit in een zeer grote dwarskracht, wat kenmerkend is voor alle 3D simulaties. Een reductie hiervan naar realistischere waarden is mogelijk door de laterale schuifkracht multi-lineair te begrenzen, zoals voor de axiale schuifkrachten reeds het geval is. De waarde van de uitvoer kan niet herleid worden naar invoerparameters omdat de uitvoer van de laterale schuifkracht onbekend is. De mogelijkheid tot het begrenzen van de laterale schuifkracht geeft controle over de resultaten. Zodra dit het geval is kan worden vastgesteld in hoeverre de waarde van de verplaatsing, normaalkrachten, momenten en dwarskrachten correct is gesimuleerd. Momenteel kan slechts worden geconcludeerd dat de onderlinge verhoudingen kloppen en dat Plaxis 3D variaties in de invoer op een juiste wijze verwerkt in de resultaten.



Figuur 6.12: Simulatieproces van Plaxis 3D waarbij de onzekerheden in de uitvoer zijn gevisualiseerd. Een groen vinkje impliceert hierbij dat de simulaties correcte resultaten levert. Indien de resultaten onjuist of onbekend zijn is dit door middel van een vraagteken weergegeven.

6.4 Conclusie

Het gebruik van een embedded pile in Plaxis biedt de mogelijkheid om de anker-grond interactie mee te nemen bij het bepalen van de ankerkrachten. Hiervoor worden speciale interface elementen gebruikt welke de embedded pile verbinden met de grond. De embedded pile staat hierbij los van gegenereerd mesh. Tussen het gebruik ervan in Plaxis 2D en Plaxis 3D bestaan echter wel grote verschillen.

In Plaxis 2D wordt met behulp van de h.o.h. afstand tussen de palen een 3D model gecreëerd in een 2D simulatie. De embedded piles maken onderdeel uit van een rij welke loodrecht op het model staat. De onderlinge h.o.h. afstand is van invloed op de stijfheden in axiale richting, laterale richting en de paalvoet. Het gebruik van een embedded pile row in Plaxis 2D leidt tot de volgende constatering:

- In tegenstelling tot werkelijke verankerings-elementen dient bij het gebruik van een embedded pile het vrije ankerdeel en het ankerlichaam dezelfde buisdiameter, rekstijfheid en buigstijfheid te hebben. Het gevolg is dat de schachtwrijving over het vrije ankerdeel een onrealistisch aandeel van de totale kracht naar zich toe trekt.
- Het begrenzen van de axiale schachtwrijving is in Plaxis 2D mogelijk door een maximum te stellen aan de top en voet van het embedded element, hiertussen worden de schuifkrachten lineair geïnterpoleerd. Het is hierdoor niet mogelijk om over het vrij ankerdeel een ander maximum te stellen dan voor het ankerlichaam, dit in tegenstelling tot Plaxis 3D. De toename van de axiale ankerkracht is door deze tekortkoming zeer hoog.
- De laterale schachtwrijving kan niet begrensd worden. Hierdoor blijft de belasting van de grond toenemen met de relatieve verplaatsing. Het toevoegen van laterale begrenzing van de schuifkracht heeft tot gevolg dat hiermee de plastische vervorming gesimuleerd kan worden wat wellicht leidt tot realistischere resultaten.
- De $L_{spacing}$ is een belangrijke parameter in Plaxis 2D. Indien geldt $(L_{spacing}/D) > 8$ zou de h.o.h. afstand het eindresultaat niet mogen beïnvloeden, dit is echter wel het geval. Tevens wordt het zettingsprofiel langs de ankerstaaf op deze waarde gebaseerd, dit leidt een te lage doorbuiging en incorrecte resultaten.
- Het is niet mogelijk om een embedded pile row als onderdeel van de invoerparameters voor te spannen. Met behulp van een opgelegde kracht bij de ankerkop kan dit wel gerealiseerd worden. Hierbij ontstaat in Plaxis 2D echter wel een reductie van de ankerkracht nadat deze voorgespannen is.
- Een verhoging van de ISF_{RN} resulteert in een betere benadering van de 3D resultaten, maar vanwege het ontbreken van de mogelijkheid om de laterale schachtwrijving te begrenzen schuiven de maximale waarden richting de ankerkop. Hierdoor is het slechts mogelijk om de verhoudingen en de gevolgen van de variatie te beschouwen in plaats van de werkelijke waarden.
- Al met al zijn er grote beperkingen aan het gebruik van een embedded pile in Plaxis 2D voor het simuleren van zakkende grond op ankers. Vanwege deze constatering zal in het vervolg van het rapport geen gebruik worden gemaakt van embedded piles in Plaxis 2D.

In Plaxis 3D wordt een embedded pile op dezelfde wijze gekoppeld aan de grond, maar hierbij wordt geen gebruik gemaakt van ISF's of de h.o.h. afstand tussen de palen/ankers. De invloed van een losstaande paal/anker kan hierdoor beter beschouwd worden. De volgende constatering is gedaan bij het gebruik van een embedded pile als verankerings-element:

- In tegenstelling tot de Plaxis 2D simulaties is het in Plaxis 3D niet mogelijk om een beeld te krijgen van de grootte van de laterale belasting langs de ankerstaaf. In plaats van een vloeiende curve worden er slechts pieken getoond waar geen waarde aan ontleend kan worden. Uit de axiale schachtwrijving blijkt dat het begrenzen wel resulteert in een vloeiende curve. Indien deze begrenzing van de schachtwrijving eveneens in laterale richting mogelijk is kan de grootte van de belasting inzichtelijk en controleerbaar worden gemaakt.
- De axiale schachtwrijving heeft een belangrijk aandeel in het bepalen van de ankerkracht. Zonder het toepassen van een begrenzing past Plaxis een te hoge schuifkracht langs de ankerstaaf toe. Dit kan mede veroorzaakt worden doordat, evenals in Plaxis 2D, het gehele verankerings-element door één embedded pile is geschematiseerd. Het begrenzen van de axiale schuifkracht is nodig om realistische waarden uit de simulatie te krijgen.

- Het voorspannen van een embedded element door middel van een opgelegde kracht resulteert bij Plaxis 3D niet in een reductie nadat de ankerkop wordt gefixeerd. De toegevoegde axiale krachten worden in de simulatie op correcte wijze meegenomen. De aanwezige voorspanning beïnvloedt de resultaten zoals op basis van de theorie verwacht kan worden.
- Uit de simulaties is gebleken dat Plaxis 3D op correcte wijze het variëren van de buisdiameter meeneemt in de resultaten. Dit is echter geconstateerd door de onderlinge verplaatsingen, krachten en momenten te vergelijken. De juistheid van de absolute (werkelijke) waarden kunnen niet vastgesteld worden in verband met het niet inzichtelijk hebben van de belasting op de ankerstaaf.

Geconcludeerd kan worden dat vanwege de grote verhouding van de h.o.h. afstand tot de diameter ervoor zorgt dat een embedded pile row in Plaxis 2D als verankerings-element niet geschikt is. De ISF's dienen niet te veranderen zodra $L_{\text{spacing}}/D > 8$ geldt. Zolang dit niet het geval is blijven de resultaten verschillen per h.o.h. afstand terwijl dit niet correct is. Tevens is het toevoegen van multi-lineaire begrenzings in zowel axiale als laterale richting van belang om de schuifkrachten te controleren en begrenzen, zij zijn immers groter dan op basis van hoofdstuk 2 verwacht werd.

Ook voor de Plaxis 3D simulaties is het noodzakelijk om de begrenzings van de schuifkracht in axiale en laterale richting toe te voegen. Zonder deze optie is het niet mogelijk om inzicht te krijgen in de werkelijk optredende belastingen. De vorm van de doorbuiging en de verticale verplaatsingen van het anker kan wel gebruikt worden, dit geldt tevens voor de axiale ankerkracht. De laterale belasting wordt naar verwachting overschat, dit resulteert in een verschuiving van de maxima van de krachten en momenten richting de ankerkop. De verhoudingen tussen de resultaten lijken op correcte wijze rekening te houden met de variaties in buisdiameter en voorspankracht. De exacte waarden kunnen echter niet met zekerheid vastgesteld worden vanwege het ontbreken van de laterale belasting waarmee in Plaxis 3D de simulaties worden uitgevoerd.

Toevoeging aan conclusie voor embedded piles in Plaxis 2D

Na het voltooien van de simulaties is gebleken dat in de laatste versie van Plaxis 2D (Plaxis 2D 2015.1) enkele van de geconstateerde tekortkomingen/aanbevelingen zijn doorgevoerd. In bijlage H is met behulp van de laatste versie inzichtelijk gemaakt wat de nieuwe mogelijkheden zijn. Geconcludeerd kan worden dat de toepasbaarheid van een embedded pile row is verbeterd, de resultaten zijn veelbelovend. De axiale en laterale schuifkrachten kunnen op multi-lineaire wijze begrensd worden tot realistische waarden. Het gevolg is dat in de simulaties gebruik wordt gemaakt van natuurgetrouwe belastingen door zakkende grond. De berekende dwarskrachten en momenten tonen hierbij grote overeenkomsten met resultaten van de vernieuwde rekenmethode. De axiale ankerkracht en de vervorming van de ankerstaaf komen echter niet overeen. De rede hiervoor ligt mogelijk in het niet goed kunnen benaderen van de zettingen langs de ankerstaaf in een 2D simulatie.

In het resterende deel van het rapport is gebruik gemaakt van deze nieuwe mogelijkheden van een embedded pile in Plaxis 2D (Plaxis 2D 2015.1).

7 VERSCHILLEN TUSSEN REKENMETHODEN

7.1 Toepasbaarheid van de rekenmethoden

In het rapport zijn drie verschillende rekenmethode uiteengezet; de vigerende rekenmethode van de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en het gebruik van embedded piles in Plaxis. De rekenmethoden verschillen naast de wijze waarop de krachten, vervormingen en momenten worden bepaald ook door de toepasbaarheid ervan. Gezien de verschillen tussen het gebruik van embedded piles in Plaxis 2D en Plaxis 3D zullen deze twee methoden apart behandeld worden. Per rekenmethode wordt de toepasbaarheid ervan uiteengezet. Het doel van dit hoofdstuk is om door de onderlinge vergelijking tevens de vernieuwde rekenmethode te verifiëren. Hierdoor wordt inzichtelijk of deze methode op correcte wijze de gevolgen van zakkende grond op een anker benaderd. Tevens zal de invloed van een plastische berekening ten opzichte van een elastische berekening beschouwd worden.

7.1.1 CUR 166

De CUR 166 is voornamelijk gericht op situaties waarbij zakkende grond een horizontaal anker belast. Dit is te herleiden naar de beschreven vier gevallen (zie bijlage B), het gebruik van een lineaire lijnlast als belasting en een constant zettingsprofiel langs de ankerstaaf. Ook het incalculeren van de buigstijfheid van de oplegging door het gebruik van damwanden is gericht op het toepassen van de rekenmethode voor kistdammen. Zowel de belastingscomponent als de vervormingscomponent van de methode kunnen analytisch worden opgelost. De mogelijkheid om vervormingen van onder een hoek geplaatste ankers te beschrijven wordt geboden door slechts de loodrechte component van de belasting in rekening te brengen. Er zijn echter meer aspecten die optreden bij het belasten van schuine ankers welke van invloed zijn op de vervorming. Indien de CUR 166 hiervoor toegepast wordt dienen er door de gebruiker op basis van 'engineering judgement' geschikte invoerwaarden te worden bepaald.

7.1.2 Vernieuwde rekenmethode

De vernieuwde rekenmethode is opgezet om de leemten van de rekenmethode van de CUR 166 op te vullen. Zoals het meenemen van zettingsverschillen langs de ankerstaaf, het doorkruisen van meerdere bodemlagen en een variabele belasting afhankelijk van de locatie langs de ankerstaaf. Hierbij is de belastingscomponent analytisch oplosbaar en dient als invoerwaarde voor het vaststellen van de vervorming van de ankerstaaf. Deze vervormingscomponent bestaat uit een reeks vergelijkingen welke iteratief opgelost dienen te worden, de noodzaak tot het gebruik van een numerieke berekening is het gevolg. Het afhankelijk maken van de belasting van het zettingsprofiel is de basis van de rekenmethode. Het uitdrukken van de zetting in een polynoom welke afneemt met de lengte langs het anker maakt de methode geschikt voor schuine ankers. Met de diepte neemt de zetting immers af waardoor eveneens de belasting op het anker wordt beïnvloed. Het uitdrukken van vervormingen van het anker in een vergelijking maakt het mogelijk om naast de axiale ankerkracht en het moment tevens de rotaties en de dwarskrachten langs het anker te bepalen. Het vaststellen van de locatie van de maxima is hierdoor mogelijk.

Er zijn echter wel randvoorwaarden verbonden aan het gebruik van deze methode. De opleggingen van het anker zijn zowel in horizontale als verticale richting gefixeerd. Het gedrag van het ankerlichaam is buiten beschouwing gelaten. De gevolgen van bijvoorbeeld het kruipen van de groutprop of doorbuiging van een verbonden damwand kunnen niet worden meegenomen in de vernieuwde rekenmethode. Dit zal echter naar verwachting ook niet maatgevend zijn ten opzichte van de optredende krachten en doorbuigen over het vrije ankerdeel. De methode is toepasbaar voor ankerstaven onder alle hoeken, hierbij dient wel rekening te worden gehouden met het feit dat slechts de loodrechte belasting bepalend is voor de vervorming. Axiale schuifkrachten worden niet in rekening gebracht. Voor een extreme situatie zoals beschreven in paragraaf 3.5 blijkt echter dat de invloed van de schuifkracht een verwaarloosbaar aandeel heeft in de maximale spanning.

7.1.3 *Embedded pile row in Plaxis 2D*

Met behulp van het eindige elementen programma Plaxis 2D wordt zowel de belastingscomponent als de vervormingscomponent van het anker geïntegreerd in één embedded element. Een embedded pile neemt de interactie tussen de grond en het anker mee, het is echter niet bedoeld om lateraal belast te worden. Het gevolg is dat het momenteel nog niet als verankeringselement toegepast kan worden.

In Plaxis 2D is het mogelijk om zowel de axiale als laterale schuifkracht langs de staaf te begrenzen. Hierdoor ontstaat er controle over de waarden waarmee gerekend wordt. Het nadeel aan het simuleren van een 3D situatie in 2D is de invloed van de h.o.h afstand. Deze beïnvloedt de zetting langs het anker en maakt eveneens onderdeel uit van de ISF's. Ondanks deze beperkingen lijkt een embedded pile de momenten en dwarskrachten op een goede wijze te benaderen, dit geldt echter niet voor de doorbuiging en de axiale ankerkrachten.

7.1.4 *Embedded pile in Plaxis 3D*

In Plaxis 3D is het gebruik van een embedded pile vergelijkbaar met 2D, de h.o.h. afstand wordt echter niet meegenomen en tevens wordt er geen gebruik gemaakt van ISF's die handmatig aangepast kunnen worden. De grootte van de momenten en dwarskrachten kan niet herleid worden naar de belasting omdat deze niet inzichtelijk is, de laterale schuifkracht kan immers niet begrenst worden. De toename van de axiale ankerkracht als gevolg van de doorbuiging lijkt echter wel correct meegenomen te worden. Aangezien deze parameter bepalend is voor toename van de spanning in het anker zal deze rekenmethode wel vergeleken worden met de overige methodes. Als enige van de drie methodes wordt de invloed van het ankerlichaam eveneens meegenomen in de berekening. Dit is momenteel nog een noodzakelijk kwaad omdat het dezelfde diameter heeft als het vrije ankerdeel.

In potentie biedt het gebruik van een embedded pile als verankeringselement grote mogelijkheden. Naast de loodrechte belasting kan tevens de belasting in axiale richting worden meegenomen. Hiernaast biedt de interactie met een verbonden damwand en de invloed van het ankerlichaam op de vervorming van het vrije ankerdeel de kans om deze aspecten ook mee te nemen in de berekening. Momenteel is dit echter nog toekomstmuziek waardoor slechts de toename van de axiale ankerkracht als gevolg van zetting van de grond resulteert tot relatief betrouwbare resultaten.

7.1.5 *Overzicht*

Ten behoeve van de overzichtelijkheid is in tabel 7.1 weergegeven voor welke onderdelen de rekenmethoden momenteel geschikt zijn. Dit is aangegeven met behulp van een vinkje (✓). Indien de methode ongeschikt is of het onderdeel niet bepaald kan worden zal dit met een streepje (-) aangeduid worden. Wanneer onbekend is in hoeverre de aspecten correct worden meegenomen of wanneer het momenteel nog onmogelijk is om het onderdeel mee te nemen zal een vraagteken (?) worden getoond.

De CUR 166 is een relatief eenvoudige analytische rekenmethode wat terug te zien is in de mogelijkheden. Met behulp van de vernieuwde rekenmethode (analytische en iteratieve methode) kunnen meer onderdelen beschouwd worden. Er zijn echter wel randvoorwaarden aan gesteld om dit mogelijk te kunnen maken. Dit levert beperkingen op die in tabel 7.1 zijn weergegeven. Voor het gebruik van een embedded pile (numerieke methode) in Plaxis 2D en 3D is het momenteel voor enkele onderdelen nog onzeker in welke mate de resultaten correct zijn. Indien een embedded element aangepast wordt zoals in paragraaf 6.3 is aangegeven dan biedt het meer mogelijkheden om relevante onderdelen te analyseren.

7. Verschillen tussen rekenmethoden

Tabel 7.1: Mogelijkheden van de drie rekenmethoden waarbij gekeken is naar de toepasbaarheid ervan voor verschillende onderdelen. Hierbij betekent "✓" dat het onderdeel wordt meegenomen, "-" dat het niet wordt meegenomen en "?" dat de momenteel nog ongeschiktheid of dat het nog onduidelijk is of het meegenomen kan worden.

| Onderdeel | | CUR 166 | Vernieuwde rekenmethode | Embedded pile | |
|------------------------------|--------------------------|----------------|-------------------------|---------------|-----------|
| | | | | Plaxis 2D | Plaxis 3D |
| Toename axiale kracht | ΔF | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| Axiale schuifkracht | - | - | - | ? | ✓ |
| Doorbuiging langs ankerstaaf | $w(x)$ | - | ✓ | ✓ | ✓ |
| Maximale doorbuiging | w_{\max} | ✓ | ✓ | ? | ✓ |
| Moment langs ankerstaaf | $M(x)$ | - | ✓ | ✓ | ✓ |
| Maximale moment | M_{\max} | ✓ | ✓ | ✓ | ? |
| Dwarskracht langs ankerstaaf | $V(x)$ | - | ✓ | ✓ | ✓ |
| Maximale dwarskracht | V_{\max} | - | ✓ | ✓ | ? |
| Rotatie bij ankerkop | ϕ_{ankerkop} | - | ✓ | ✓ | ✓ |
| Meerdere grondlagen | - | - | ✓ ^a | ? | ? |
| Schuine ankers | - | - ^b | ✓ | ✓ | ✓ |
| Invloed damwand | - | ✓ | - | ? | ? |
| Invloed ankerlichaam | - | - | - | ? | ? |

^a Er kunnen maximaal drie grondlagen beschouwd worden.

^b Wel mogelijk, maar niet geschikt om te gebruiken.

Figuur 7.1 toont op welke wijze de drie rekenmethoden onderling vergeleken zullen worden. Voor situatie 1 zal de Plaxis 3D simulatie gebruikt worden om de vernieuwde rekenmethode te verifiëren voor de toename van de axiale kracht, de doorbuiging en de vorm. Deze situatie betreft een anker welke door één zakkende kleilaag wordt belast. De Plaxis 2D simulaties worden gebruikt voor het buigend moment en de dwarskracht. De mogelijkheden van de rekenmethode van de CUR 166 zijn beperkt, op basis van de beschikbare resultaten zoals de toename van de axiale kracht, de maximale doorbuiging en het maximale moment kan de methode vergeleken worden. Situatie 2 betreft een veel voorkomende situatie waarbij een inklinkende kleilaag zich tussen zandlagen bevindt. Hierbij zal het zettingsprofiel een complexere vorm hebben.

| | CUR 166 | | Vernieuwde rekenmethode | | Plaxis | |
|------------|------------|---|-------------------------|-----|------------|------|
| Situatie 1 | ΔF | ↔ | ΔF | ↔ ✓ | ΔF | (3D) |
| | w_{\max} | ↔ | $w(x)$ | ↔ ✓ | $w(x)$ | (3D) |
| | M_{\max} | ↔ | $M(x)$ | ↔ ✓ | $M(x)$ | (2D) |
| | | | Vorm | ↔ ✓ | Vorm | (3D) |
| | | | $V(x)$ | ↔ ✓ | $V(x)$ | (2D) |
| Situatie 2 | ΔF | ↔ | ΔF | ↔ ? | ΔF | |
| | w_{\max} | ↔ | $w(x)$ | ↔ ? | $w(x)$ | |
| | M_{\max} | ↔ | $M(x)$ | ↔ ? | $M(x)$ | (2D) |
| | | | Vorm | ↔ ✓ | Vorm | |
| | | | $V(x)$ | ↔ ? | $V(x)$ | (2D) |

Figuur 7.1: Overzicht van drie rekenmethoden op basis waarvan zij in de twee situatie vergeleken worden.

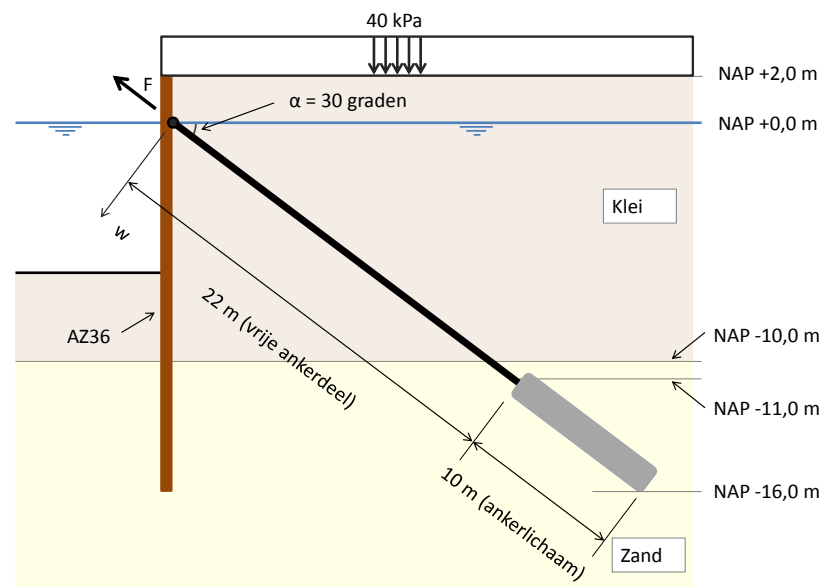
7.2 Verschillen tussen de rekenmethoden

Om de verschillen tussen het gebruik van de rekenmethode van de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en embedded piles in Plaxis 2D/3D inzichtelijk te maken zal wederom gebruik worden gemaakt van een realistische standaard situatie. Hierbij zal een verankeringselement (schroefgroutanker) schuin worden aangebracht en aan de kop worden verbonden met een damwand. Voor een overzicht van de eigenschappen van het verankeringselement, de eigenschappen van de grondsoorten en de materiaaleigenschappen van de embedded piles wordt verwezen naar bijlage I.

Het gebruik van een embedded pile als verankeringselement is aan restricties gebonden. Het element is momenteel nog niet geschikt om alle aspecten van zakkende grond op ankers correct te benaderen. Zoals omschreven in hoofdstuk 6, resulteert in Plaxis 3D het gebruik van een embedded pile slechts gedeeltelijk in realistische resultaten. De axiale ankerkrachten in combinatie met de doorbuiging kunnen vergeleken worden met de overige rekenmethoden. In Plaxis 2D lijkt een embedded element juist de momenten en dwarskrachten goed te benaderen. Vanwege deze constatering zullen in situatie 1 de resultaten van zowel de Plaxis 2D als de Plaxis 3D simulatie beschouwd worden.

7.2.1 Situatie 1

Om de rekenmethoden onderling op een correcte wijze te kunnen vergelijken wordt in situatie 1 slechts één bodemlaag doorkruist (zie figuur 7.2). Voor alle methoden is het mogelijk om, al dan niet door het maken van aannames, voor de meeste onderdelen een relatief betrouwbaar resultaat te genereren. Op basis van de grondeigenschappen, materiaaleigenschappen en de geometrie van de situatie kunnen de Plaxis simulaties en de berekening van de vernieuwde rekenmethode direct uitgevoerd worden. Voor het gebruik van de CUR 166 zijn dienen echter eerst enkele aannames gemaakt te worden om de rekenmethode voor deze situatie toepasbaar te maken.



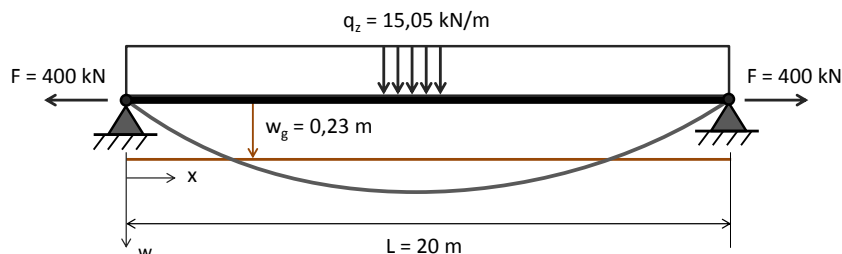
Figuur 7.2: Standaard situatie (situatie 1) van een damwandverankerung ten behoeve van het vergelijken van de drie rekenmethoden.

De zetting bij de ankerkop is bepaald met behulp van de Plaxis 3D berekening en bedraagt circa 0,23 m. Deze waarde zal in de CUR 166 berekening constant zijn langs het anker. Aangezien sprake is van bedding door de grond zal geval 2 uit de CUR 166 toegepast worden. Figuur 7.3 toont de wijze waarop de situatie 1 door de CUR 166 geschematiseerd wordt. De ankerlengte van 20 meter is genomen in plaats van 22 meter omdat slechts de lengte van de ankerkop tot bovenzijde zandlaag wordt meegenomen. Tevens dient de ongedraineerde schuifsterkte c_u bepaald te worden voor de grootte van de belasting. Met behulp van de geldende spanningstoestand in het midden van de 20 meter ankerstaaf resulteert dit in een waarde van 29,5 kPa. In combinatie met een invloedsfactor f_1 van 9 en een staafdiameter van 51 mm wordt de verticale belasting

7. Verschillen tussen rekenmethoden

15,05 kN/m. Hierbij dient in het achterhoofd te worden gehouden dat dit een gemiddelde constante waarde is langs de ankerstaaf en dat deze aanpak sterk verschilt ten opzichte van de vernieuwde rekenmethode.

In verband met de aanwezigheid van de damwand (AZ36) is de buigstijfheid van dit profieltype eveneens van belang om de aanvullende axiale kracht te bepalen. De horizontale beddingsconstante van de kleilaag bedraagt 2.000 kN/m³ en is met behulp van CUR 166 deel 1 (CUR, 2012a) vastgesteld.



Figuur 7.3: Geval 2 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zakking van de grond over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging.

De verschillen tussen de rekenmethoden zijn groot zoals in tabel 7.2 zichtbaar is. De toename van de axiale ankerkracht is met behulp van de rekenmethode van de CUR 166 hoger uitgevallen ten opzichte van de overige methodes. De reden hiervoor is vermoedelijk de constante zetting langs de ankerstaaf met een waarde van 0,23 meter. De Plaxis 3D simulatie toont vergelijkbare resultaten als de vernieuwde rekenmethode kijkend naar de doorbuiging en de toename van de axiale ankerkracht. Wanneer echter de momenten en dwarskrachten vergeleken worden zijn deze onrealistisch hoog. Dit in tegenstelling tot de Plaxis 2D simulatie waarbij juist de momenten en dwarskrachten goed overeen komen.

De vloeispanning van dit ankertype bedraagt 550 N/mm². Indien gekeken worden naar de veiligheid (FOS) blijkt dat alleen een berekening op basis van de vernieuwde rekenmethode resulteert in een maximale spanning lager dan de vloeispanning. De andere methoden voldoen niet door of een te hoge axiale ankerkracht of door een te hoog buigend moment. De spanning van de Plaxis 2D simulatie is eveneens lager dan de FOS, maar dit komt doordat de axiale ankerkracht onjuist wordt benaderd. Voor de verificatieberekeningen van de in tabel 7.2 weergegeven resultaten wordt verwezen naar bijlage J.

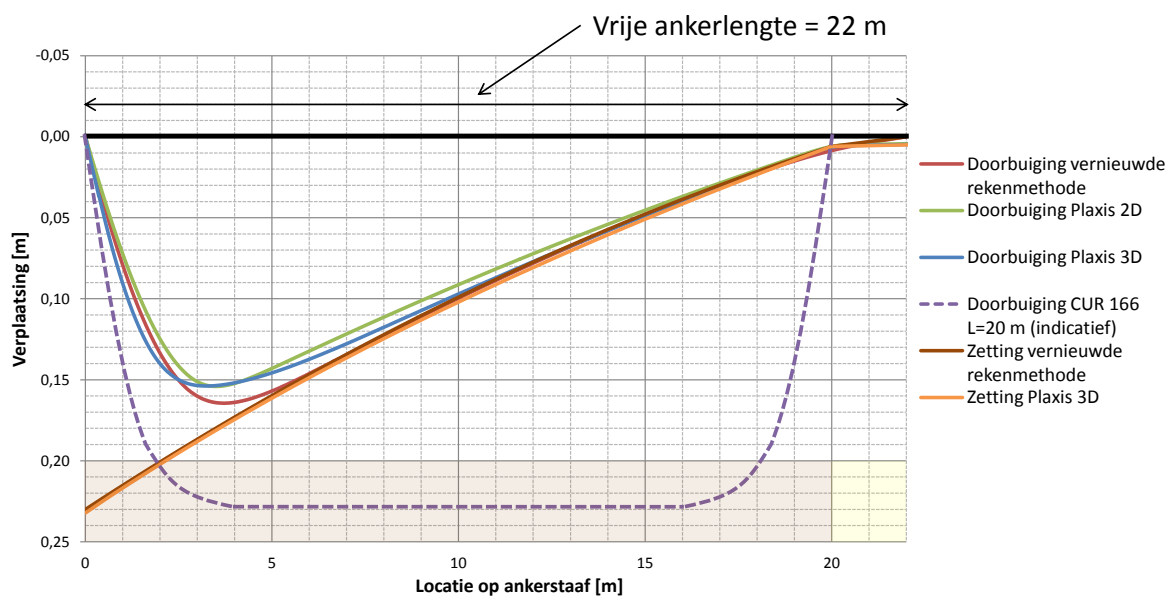
Tabel 7.2: Resultaten van situatie 1 doorgerekend met behulp van de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D en 3D.

| Parameter | | CUR 166 (L=20m) | Vernieuwde rekenmethode | Plaxis 2D | Plaxis 3D |
|--|-----------------------|--------------------|----------------------------|-----------|-----------|
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 536 kN | 472 kN | 411 kN | 489 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 136 kN | 72 kN | 73 kN | 89 kN |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,34 | 0,18 | 0,22 | 0,22 |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,23 m | 0,165 m | 0,154 | 0,154 |
| Maximale moment | M_{max} | 2,17 kNm | 1,70 kNm | 1,85 kNm | 4,1 kNm |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | - | 4,6 kN | 5,4 kN | 18 kN |
| Maximale spanning | σ_{max} | 610 MPa | 518 MPa | 484 MPa | 744 MPa |
| Factor of Safety (FOS) | - | 0,90 | 1,06 | 1,14 | 0,74 |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 32% | 29% | 34% | 50% |

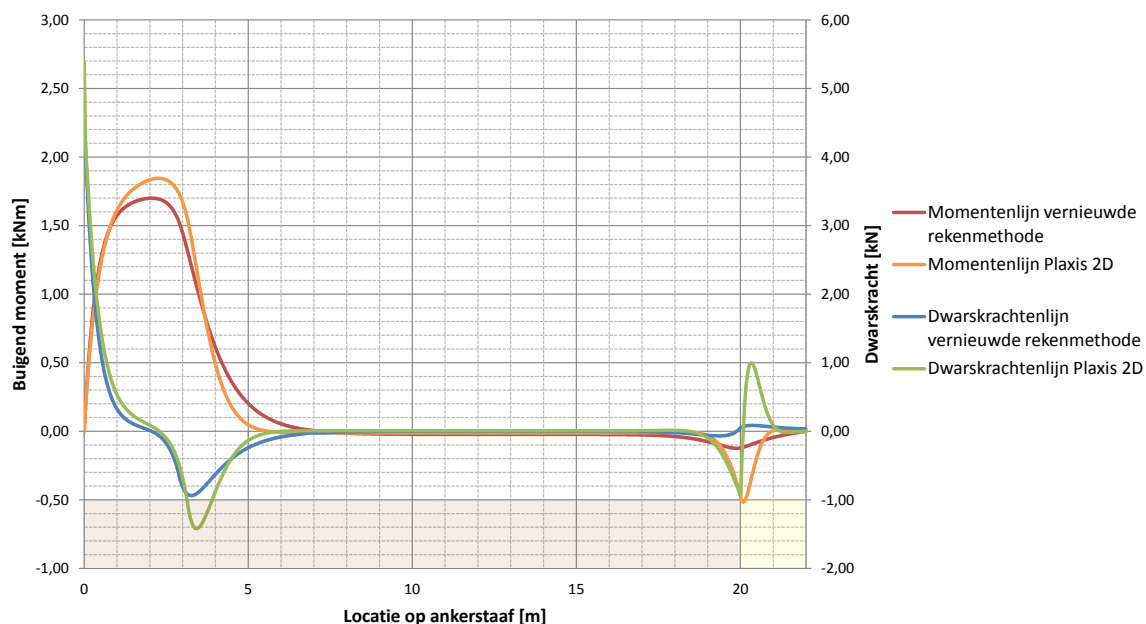
Indien de doorbuiging van de ankerstaaf van de vernieuwde rekenmethode wordt vergeleken met de Plaxis 3D simulaties zijn er slechts beperkte verschillen zichtbaar (figuur 7.4). De indicatief weergegeven doorbuiging op basis van de rekenmethode van de CUR 166 toont echter wel een geheel andere doorbuiging doordat er gerekend wordt met een constant zettingsprofiel. De zettingsprofielen van de vernieuwde rekenmethode

en Plaxis 3D zijn nagenoeg gelijk, een discrepantie in de doorbuiging is hier niet aan te wijten. Als gevolg van het niet correct kunnen simuleren van de laterale belasting op het anker in Plaxis 3D wijken de doorbuigingen licht af. Door een verwachte hogere belasting nabij de ankerkop in Plaxis 3D trekt de doorbuiging deze richting op. De onderlinge verschillen zijn echter klein. Er kan gesteld worden dat de vernieuwde rekenmethode de doorbuiging als gevolg van zakkende grond en de resulterende toename van de axiale kracht goed benaderd. Dit geldt tevens voor de momenten en de dwarskrachten zoals in figuur 7.5 zichtbaar is. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen de vernieuwde rekenmethode en de embedded pile in Plaxis 2D. De verschillen in vorm tussen de momentenlijn en de dwarskrachtenlijn zijn beperkt. Beide methoden tonen echter wel lichte versterking op het grensvlak tussen de grondlagen. Dit is te wijten aan de abrupte verandering van grondeigenschappen.

Ondanks de beschouwde vrije ankerlengte van 22 meter blijkt de vervorming van de staaf over de eerste meters bepalend te zijn voor het resultaat. Bij zowel de vernieuwde rekenmethode als Plaxis treden de maatgevende momenten en dwarskrachten op in de eerste circa 7 meter van de staaf. Ook lijkt de invloed van de grondeigenschappen over de rest van de ankerstaaf op het resultaat slechts beperkt. De ankerstaaf volgt het zettingsverloop waardoor de relatieve verplaatsingen sterk gereduceerd zijn.



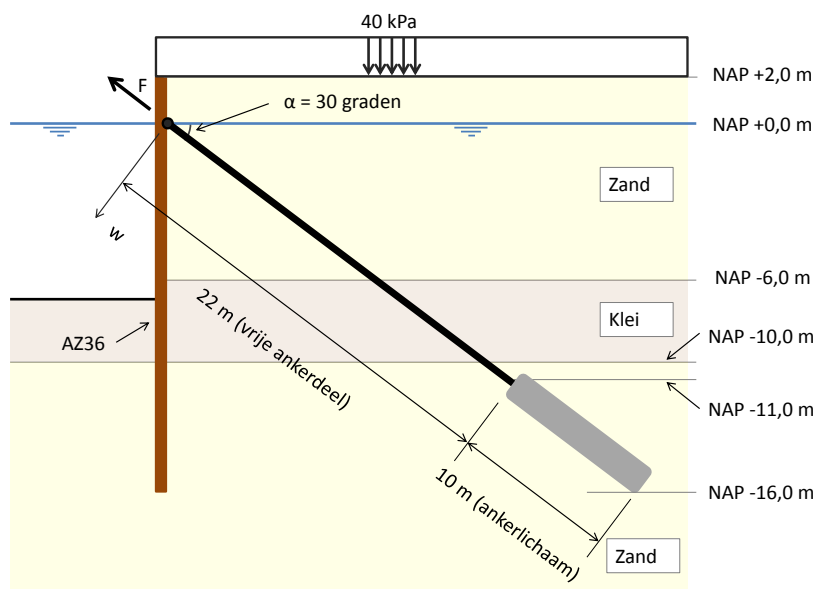
Figuur 7.4: Doorbuiging over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en embedded piles in Plaxis 2D en 3D.



Figuur 7.5: Momenten en dwarskrachten over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D.

7.2.2 Situatie 2

Voor het beschouwen van situatie 2 (zie figuur 7.6) zal er geen gebruik worden gemaakt van een embedded pile in Plaxis 3D. Dit element is niet bedoeld om lateraal belast te worden. Voor een relatief eenvoudige situatie waarbij slechts één grondlaag doorkruist wordt toont de doorbuiging en de axiale ankerkracht een betrouwbaar resultaat. Voor de complexere situatie waarbij zetting optreedt door een inklinkende kleilaag welke zich tussen twee zandlagen bevindt zullen de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D onderling vergeleken worden.



Figuur 7.6: Standaard situatie (situatie 2) van een damwandverankering ten behoeve van het vergelijken van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode.

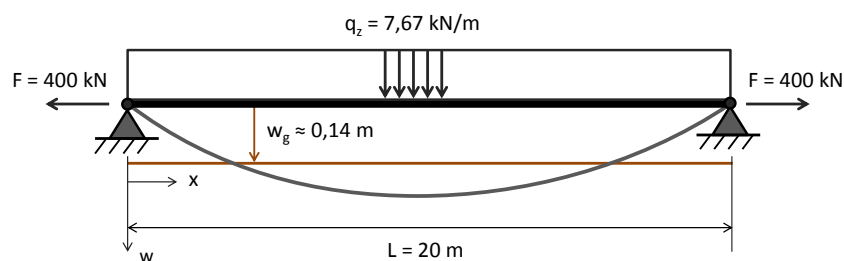
Om een correcte belasting vast te stellen met behulp van de rekenmethode van de CUR 166 is in deze specifieke situatie 'engineering judgement' vereist. Indien sprake is van slechts één doorkruisende homogene grondlaag neemt de belasting lineair toe met de diepte. Als gevolg van het schuine anker en de meerdere homogene grondlagen zal de belasting multi-lineair variëren met de diepte. Voor de berekening van de CUR 166 is een gemiddelde waarde nodig. Hiervoor zal wederom het midden van de lengte van de ankerstaaf gebruikt worden waarmee de CUR 166 rekt. Dit resulteert in een effectieve verticale spanning van 121 kPa op een diepte van NAP -5 m. De wijze waarop de belasting op het anker wordt bepaald als gevolg van zakkende zandgrond staat beschreven in de bijlage B. Op basis van vergelijking 7.1 is de gemiddelde constante belasting langs het anker vastgesteld. Het model waarmee de CUR 166 de situatie doorrekent is in figuur 7.7 weergegeven, hierbij rekening houdend met een zetting bij de ankerkop van circa 0,14 meter.

Opvallend hieraan is dat de belasting slechts 7,67 kN/m bedraagt terwijl in situatie 1 het anker door 15,05 kN/m belast werd. Het verschil ontstaat doordat in situatie 2 de belasting door zettende zandgrond wordt veroorzaakt. Ondanks dat voor beide gevallen sprake is van gedraineerde gedrag is de belasting van zandgrond in de CUR 166 relatief laag vergeleken met de kleigrond. De CUR 166 lijkt de belasting door zakkende zandgrond te onderschatten indien deze vergeleken wordt met kleigrond.

$$q_z = \sigma'_{v;z} \cdot D_0 \left[1 + \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \tan \delta' \right] \quad (7.1)$$

Waarin:

- q_z verticale belasting op de ankerstaaf in kN/m
- $\sigma'_{v;z}$ is de effectieve verticale korrelspanning in kPa
- D_0 is de diameter van de ankerstaaf of -streng in m
- K_0 is de neutrale gronddrukcoëfficiënt
- δ' is de effectieve wandwrijvingshoek in °



Figuur 7.7: Geval 2 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zakkings van de grond over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging.

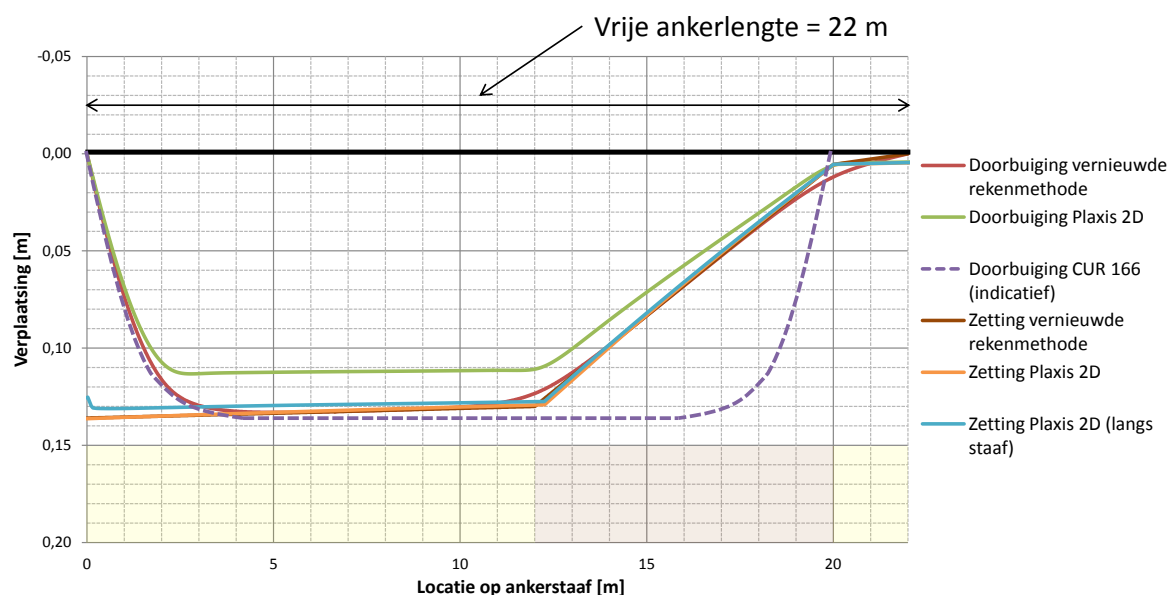
Kijkend naar de resultaten in tabel 7.3 lijken de verschillen tussen de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode klein wanneer gelet wordt op de toename van de axiale kracht en de maximale doorbuiging. De reden hiervoor is dat de zetting langs de ankerstaaf over het eerste deel slechts beperkt afneemt als gevolg van de zandlaag. Deze nagenoeg constante zetting komt overeen met de wijze waarop de methode van de CUR 166 rekt. Zodra de kleilaag wordt bereikt ontstaan de verschillen zoals in figuur 7.8 is weergegeven. Bij de vernieuwde rekenmethode is de vervorming van de ankerstaaf sterk afhankelijk van het optredende zettingsprofiel. Na circa 5 meter is de maximale doorbuiging bereikt en volgt het anker de zetting, dit in tegenstelling tot de rekenmethode van de CUR 166. In deze specifieke situatie leidt dit slechts tot een beperkte verschil in de berekende ankerkracht.

De doorbuiging van de ankerstaaf in Plaxis 2D verschilt sterk met de doorbuiging van de vernieuwde rekenmethode. Ondanks dat de zetting in Plaxis 2D langs de staaf lager is dan het zettingsprofiel zonder staaf is dit geen volledige verklaring voor de verminderde doorbuiging. Voor de verificatieberekeningen van de in tabel 7.3 weergegeven resultaten wordt verwezen naar bijlage K.

7. Verschillen tussen rekenmethoden

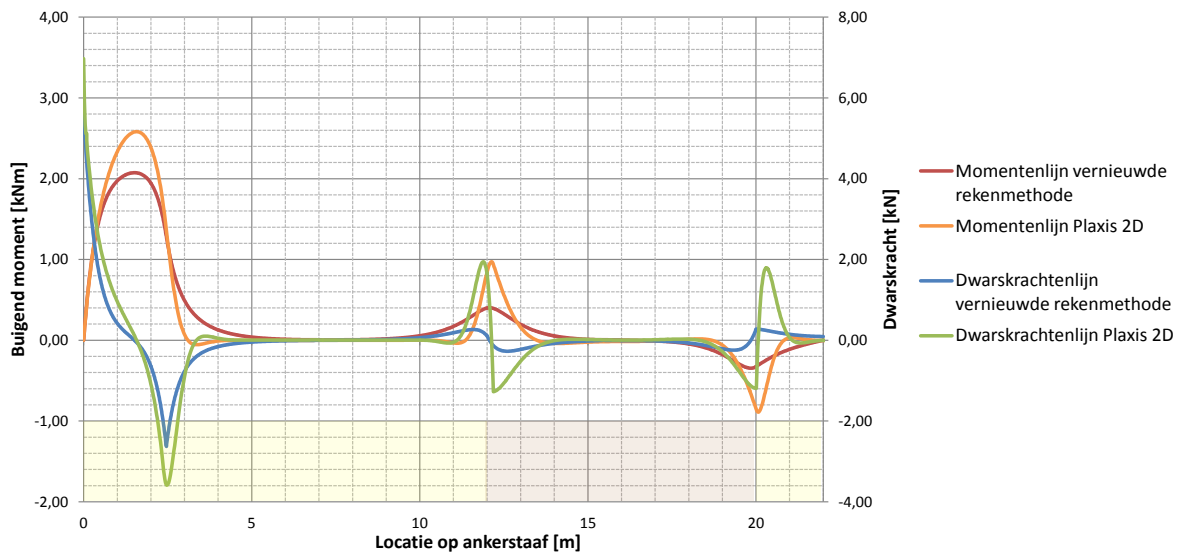
Tabel 7.3: Resultaten van situatie 2 doorgerekend met behulp van de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en een embedded pile in Plaxis 2D.

| Parameter | | CUR 166 | Vernieuwde rekenmethode | Plaxis 2D |
|--|-----------------------|----------|-------------------------|-----------|
| totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 461 kN | 457 kN | 334 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 61 kN | 57 kN | 72 kN |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,15 | 0,14 | 0,28 |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,136 m | 0,133 m | 0,113 m |
| Maximale moment | M_{max} | 1,13 kNm | 2,07 kNm | 2,58 kNm |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | - | 5,6 kN | 7,0 kN |
| Maximale spanning | σ_{max} | 458 MPa | 539 MPa | 489 MPa |
| Factor of Safety (FOS) | - | 1,20 | 1,02 | 1,13 |
| Aandeel moment in maximale spanning | - | 22% | 34% | 47% |



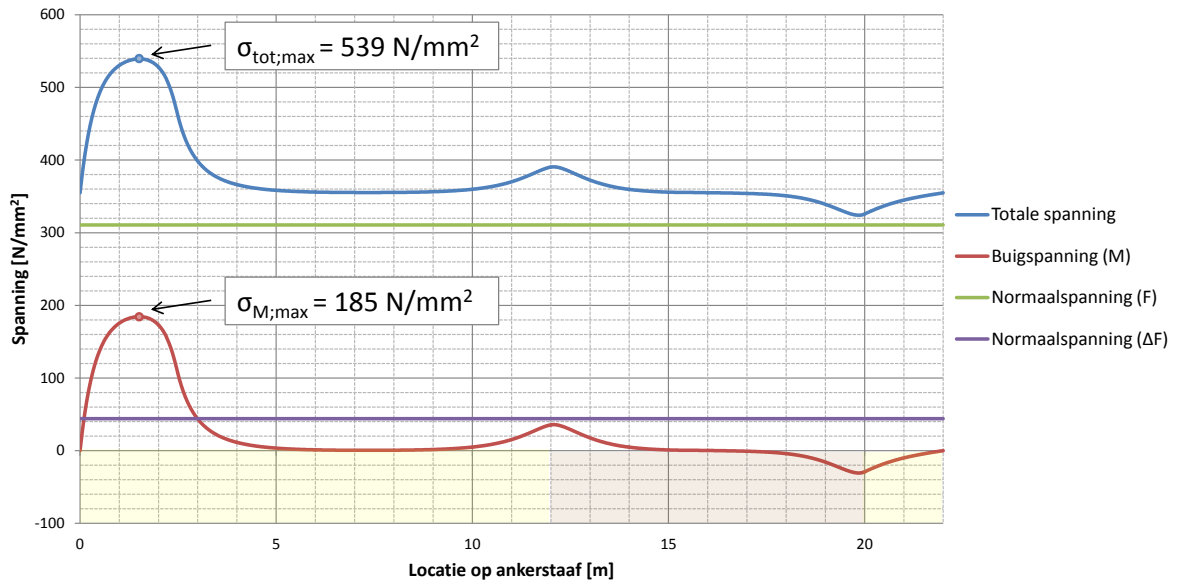
Figuur 7.8: Doorbuiging over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D.

Het bepalende verschil tussen de vernieuwde rekenmethode en de CUR 166 is zichtbaar door de maximale momenten te vergelijken (zie figuur 7.9). In de CUR 166 bedraagt deze 1,13 kNm en treedt op in het midden van de staaf, op 10 meter afstand van de ankerkop. Het moment bepaald door de vernieuwde rekenmethode is op circa 1,5 meter afstand van de ankerkop maximaal. De waarde is eveneens groter dan op basis van de CUR 166 is berekend. De oorzaak hiervan is direct terug te herleiden naar de belasting op het anker. Indien de rekenmethode van de CUR 166 voor zandgronden wordt toegepast resulteert dit in een lagere waarde dan voor kleigronden het geval is, ondanks dat in beide gevallen sprake is van gedraineerd gedrag. De vernieuwde rekenmethode maakt gebruik van een gedraineerde schuifsterkte waarbij op basis van de spanningstoestand in de grond in combinatie met een cohesie en een hoek van inwendige wrijving de belasting wordt bepaald (zie bijlage D). De maximale belasting komt hiermee op circa 17 kN terwijl de CUR 166 slechts een belasting van 7,67 in rekening brengt. Dit verschil resulteert in een hoger buigende moment en een hogere maximale spanning in het anker. De verschillen tussen vernieuwde rekenmethode Plaxis 2D zijn beperkt wanneer gekeken wordt het verloop van de momentenlijn en dwarskrachtenlijn (zie figuur 7.9). Hieruit kan opgemaakt worden dat de vernieuwde rekenmethode de dwarskrachten en momenten op een goede wijze benaderd.



Figuur 7.9: Momenten en dwarskrachten over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D.

De bijdrage van de axiale ankerkrachten in de totale spanning is constant langs de ankerstaaf (zie figuur 7.10). De vorm ervan wordt bepaald door de momentenlijn, de kromming is immers direct van invloed op de optredende buigspanningen. Het aandeel van het moment / buigspanning van het totaal is voor deze situatie circa 34%. De normaalspanning (F) en de normaalspanning (ΔF) hebben een aandeel van respectievelijk circa 58% en 8%.



Figuur 7.10: Spanningen over de vrije ankerlengte als gevolg van het buigende moment (M), de toename van de axiale ankerkracht (ΔF) en de axiale ankerkracht (F) bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode.

7.3 Optimalisatie door berekening met plastische deformatie

In een elastische berekening dient de combinatie van normaalspanningen en buigspanningen lager te zijn dan de vloeispanning van het ankerstaal. Door het toelaten van plastische deformatie wordt het buigend moment door het vloeien van het staal opgenomen. Door het vloeien van het staal is slechts de normaalspanning van belang. Dit betekent dat er mogelijk een ander ankertype met een kleiner doorsnede oppervlak toegepast kan worden voor dezelfde situatie.

Om inzicht te krijgen in de optimalisatie die ontstaat zal een situatie doorgerekend worden op basis van de elastische en de plastische methode. Beide berekeningen gaan uit van een gelijke benodigde ankerkracht (285 kN) welke uit bijvoorbeeld een damwandberekening volgt. Zodra de aanvullende krachten als gevolg van zakkende grond bekend zijn kan het bijbehorende ankertype worden vastgesteld. Op basis van NEN-EN 1993-5 (Normcommissie, 2008) dient de rekenwaarde van de totale axiale ankerkracht niet groter te zijn dan de rekenwaarde van de weerstand tegen de normaalkracht (zie vergelijking 7.2).

$$N_{Rd} = k_t \frac{f_{ua} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (7.2)$$

De materiaaleigenschappen van het anker en de grondeigenschappen van de situatie staan in paragraaf 5.3 weergegeven. Ten behoeve van het inzichtelijk maken van de verschillen tussen een elastische en een plastische methode zal exact dezelfde situatie zal doorgerekend worden, slechts de maximale zetting verschilt, deze bedraagt 0,20 meter. In tabel 7.4 zijn de resultaten weergegeven. Indien een elastische berekeningen wordt gebruikt om het benodigde ankertype te bepalen resulteert dit in een staafdiameter van 51 mm met een wanddikte van 10 mm. Voor de plastische berekening wordt uitgegaan van een ankerstaaf zonder buigstijfheid, vanwege het vloeien van het staal door het buigend moment. Slechts de axiale krachten spelen een rol. Het benodigde doorsnede oppervlak valt hierdoor lager uit. Een ankertype met een staafdiameter van 42,4 mm en een wanddikte van 8 mm is het gevolg. Voor beide ankertypes geldt dat de axiale ankerkracht niet groter mag zijn dan de rekenwaarde van de weerstand tegen deze normaalkracht. In de elastische berekening dient de rekenwaarde van de maximale spanning lager te zijn dan de vloeispanning. Dit geldt tevens voor de plastische berekening, hier zijn echter alleen de normaalspanningen van belang. Voor de verificatieberekeningen van de in tabel 7.4 weergegeven resultaten wordt verwezen naar bijlage L.

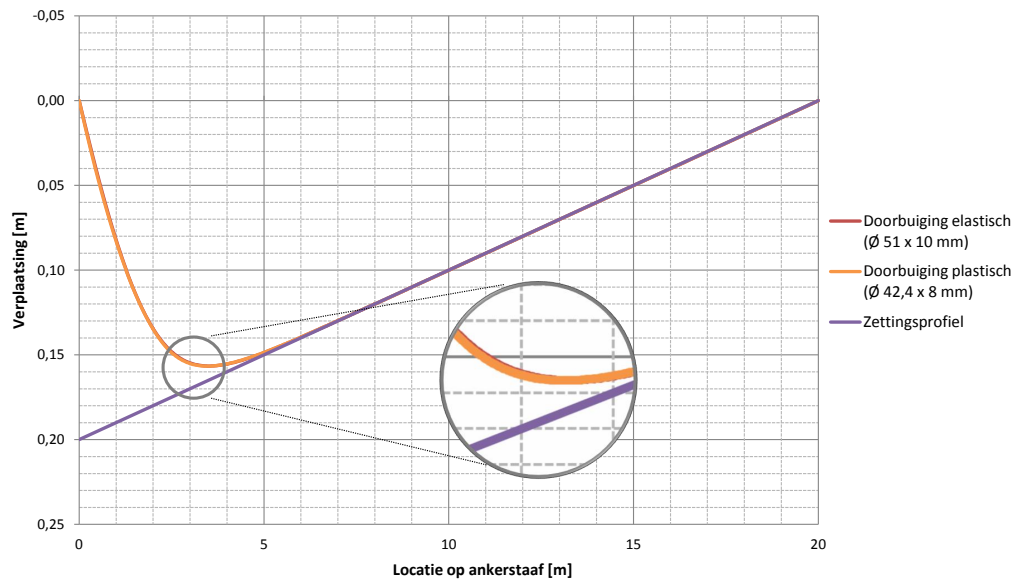
Tabel 7.4: Resultaten van de simulaties waarbij gebruik is gemaakt van een gelijke situatie welke op basis van een elastische en een plastische methode is doorgerekend.

| Parameter | | Elastische berekening | Plastische berekening |
|--|-------------------------|--------------------------|---------------------------|
| Zetting bij ankerkop | $w_{g,max}$ | 0,20 m | 0,20 m |
| Ankertype | - | \varnothing 51 x 10 mm | \varnothing 42,4 x 8 mm |
| Doorsnede oppervlak | A | 1288 mm ² | 865 mm ² |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 364 kN | 338 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 79 kN | 53 kN |
| Toename axiale kracht / totale axiale kracht | α | 0,28 | 0,19 |
| Rekenwaarde axiale kracht ankerstaaf | $F_{staaf;d}$ | 455 kN | 423 kN |
| Rekenwaarde weerstand axiale kracht ankerstaaf | $F_{R;d}$ | 667 kN | 448 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,16 m | 0,16 m |
| Maximale moment | M_{max} | 2,0 kNm | 0,0 kNm |
| Rekenwaarde normaalspanning | $\sigma_{F+\Delta F;d}$ | 353 MPa | 489 MPa |
| Rekenwaarde maximale buigspanning | $\sigma_{M;max;d}$ | 182 MPa | - |
| Rekenwaarde maximale spanning | $\sigma_{max;d}$ | 535 MPa | 489 MPa |
| Vloeispanning | σ_y | 550 MPa | 550 MPa |

De axiale kracht in het anker zorgt voor een opwaarts gerichte belasting (bedding). Voor zowel de elastische als de plastische berekening is deze kracht in dezelfde orde grootte. Aangezien deze waarde een belangrijke rol heeft in het vaststellen van de doorbuiging van het anker zijn de verschillen tussen de elastische en

plastische vervorming beperkt. Dit is in figuur 7.11 weergegeven. Vanwege het zeer lage traagheidsmoment beïnvloedt deze de vervorming amper.

Het verschil in doorsnede oppervlak tussen de ankertypes is echter wel significant. Indien de situatie met behulp van een plastische methode wordt berekend is er circa 33% minder staal oppervlak nodig. De momenten worden immers door het vloeien opgenomen. De staaf dient hierbij wel voldoende rotatiecapaciteit te bezitten. Met behulp van de plastische berekening is vastgesteld dat de toename van de rek door kromming van de staaf circa 1,35‰ bedraagt. In combinatie met de rekken door de axiale verlenging resulteert dit in een maximaal optredende rek van 3,2‰ (1,86 + 1,35). Deze waarde blijft ver onder de toelaatbare breukrek van 35‰. Door gebruik te maken van de plastische methode is het mogelijk om het ankerontwerp te optimaliseren. Een ankertype van een lagere klasse volstaat om de optredende kracht door zakkende grond te kunnen opnemen.



Figuur 7.11: Doorbuiging van de ankerstaaf bepaald met behulp van een elastische en plastische berekening.

7.4 Conclusie

Het belasten van een anker als gevolg van zakkende grond wordt in dit rapport met behulp van drie rekenmethoden bepaald. De huidige berekeningsmethode uit de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en tevens is de mogelijkheid om een embedded pile in Plaxis toe te passen zijn beschouwd. De wijze waarop de doorbuiging, krachten en momenten door de methoden worden bepaald verschillen echter. Met behulp van twee standaard situaties zijn de verschillen inzichtelijk gemaakt.

Het gebruik van de rekenmethode van de CUR 166 gaat uit van een constante belasting op het anker als gevolg van zakkende grond in combinatie met een constante zetting langs het anker. Indien schuine ankers worden toegepast is 'engineering judgement' nodig om een benadering van de werkelijkheid te geven. Dit kan echter niet voorkomen dat de doorbuiging van het anker sterk afwijkt van hetgeen er verwacht wordt. Dit het tevens gevolgen heeft voor de waarde van het maximale buigend moment.

De vernieuwde rekenmethode maakt gebruik van een zettingsafhankelijke belasting om de vervorming van het anker mee te bepalen. Het resultaat is een ankerstaaf dat als gevolg van zakkende grond het zettingsprofiel volgt. Dit leidt tot een lagere toename van de axiale ankerkracht in vergelijking tot de rekenmethode van de CUR 166. Indien de toename van de axiale kracht en de doorbuiging van het anker vergeleken wordt met een embedded pile in Plaxis 3D zijn de verschillen klein. Het gebruikte embedded element lijkt eveneens een zettingsafhankelijke vervorming te tonen waardoor de doorbuiging nagenoeg gelijk is aan het resultaat van de vernieuwde rekenmethode. De voortvloeiende toename van de axiale ankerkracht is hierdoor ook vergelijkbaar. Dit impliceert de correctheid waarmee de vernieuwde rekenmethode de toename van de axiale kracht en de doorbuiging bepaald. Met behulp van de Plaxis 2D simulaties zijn de momenten en dwarskrachten vergeleken met de vernieuwde rekenmethode. De verschillen zijn beperkt waardoor tevens voor de momenten en dwarskrachten kan worden gesteld dat de vernieuwde rekenmethode deze op correcte wijze benaderd. De vernieuwde rekenmethode en een embedded pile hebben tevens als voordeel dat de optredende krachten, momenten en vervormingen langs het anker inzichtelijk kunnen worden gemaakt. De locatie van de optredende maxima kan hierdoor beter vastgesteld worden.

Een embedded pile in Plaxis 2D en Plaxis 3D is momenteel echter nog niet geschikt om als verankerings-element toe te passen. Slechts in een relatief eenvoudige situatie lijkt de doorbuiging en axiale ankerkracht een betrouwbaar resultaat te geven voor de 3D simulaties. Voor de optredende momenten en dwarskrachten kan deze conclusie nog niet getrokken worden. Hiervoor lijkt echter het gebruik van Plaxis 2D te leiden tot een goede benadering. Het correct simuleren van alle van belang zijnde variabelen in één model door een embedded pile is nog niet mogelijk. Er zijn nog enkele aspecten die nader onderzocht dienen te worden zoals in hoofdstuk 6 is beschreven. De mogelijkheden dat een embedded element biedt om het vervormingsgedrag van een ankerstaaf te benaderen zijn er wel.

Bij het doorrekenen van meer complexe situaties zijn de verschillen in axiale ankerkracht beperkt, doordat de zakkende zandlaag voor een nagenoeg constant lineair zettingsprofiel zorgt. De lagere buigspanning bij de rekenmethode van de CUR 166 wordt veroorzaakt door het verschil in belasting waarmee gerekend is. De vernieuwde rekenmethode heeft als toegevoegde waarde dat de exacte locatie van het buigende moment en de resulterende maximale spanning bekend is. Tevens kan de optredende rotatie bij de ankerkop en de dwarskracht worden vastgesteld.

Het gebruik van de rekenmethode van de CUR 166 overschat de toename van de axiale ankerkracht ten opzichte van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 3D omdat de ankerstaaf de zetting niet volgt. De grootte van deze overschatting is afhankelijk van het zettingsprofiel. Het buigend moment is ook een onderdeel van de maximale spanning en deze treedt bij de CUR 166 altijd op in het midden van de ankerstaaf. Dit komt bij schuine ankers niet overeen met de realiteit. Bij de vernieuwde rekenmethode is deze per situatie verschillend, wat een realistischere benadering tot gevolg heeft. Vanwege de zettingsafhankelijke doorbuiging van de staaf bij zowel de vernieuwde rekenmethode als Plaxis kan gesteld worden dat de maatgevende krachten, momenten en vervormingen over het eerste deel van de ankerstaaf optreden. Door gebruik te maken van de zettingsafhankelijkheid van de belasting ontstaat een nauwkeurigere benadering van de werkelijkheid dat afhankelijk van de situatie resulteert in een groter of kleiner verschil op kracht en/of moment met de rekenmethode van de CUR 166. In het algemeen lijkt de CUR 166 op basis van de beschouwing in dit rapport aan de conservatieve kant.

De verschillen tussen het gebruik van een elastische en plastische berekening zijn significant. Indien plastische deformatie toegelaten wordt kan dit leiden tot het realiseren van een 'economischer' ontwerp, het doorsnede oppervlak van het staal kan worden gereduceerd.

8 DETAILLERING EN UITVOERINGSASPECTEN

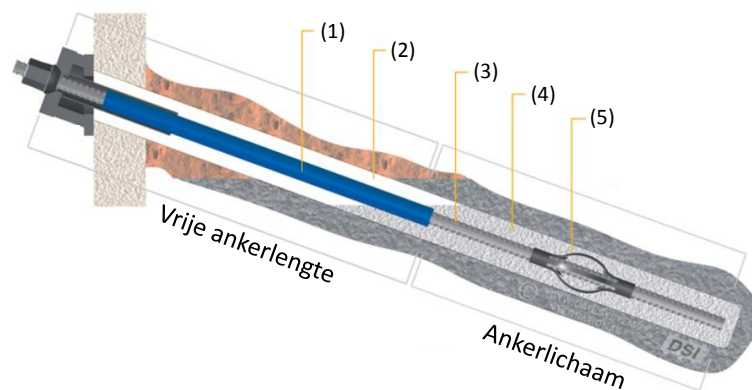
8.1 Invloed uitvoeringsmethode op het vervormingsgedrag van ankerstaven

Voor het beschouwen van zakkende grond op ankers is in dit rapport een prismatische staaf als uitgangspunt genomen, de materiaaleigenschappen van de staaf variëren hierbij niet met de lengte. Tevens zijn de gevolgen van de uitvoeringsmethode niet in rekening gebracht. Deze theoretische benadering heeft de basis gelegd voor het vervormingsgedrag van de ankerstaaf. In bijlage B is inzichtelijk gemaakt dat de verscheidenheid aan verankeringsystemen groot is. Dit heeft zijn weerslag op de uniformiteit van de rekenmethode. Per ankersysteem met bijbehorende uitvoeringsmethode zijn er, kijkend naar zakkende grond op ankers, verschillende aspecten waarmee rekening gehouden dient te worden. Het doel van dit hoofdstuk is om inzicht te krijgen in de verschillende ankertypes en uitvoeringsmethoden en wat de invloed ervan is op de berekeningsmethoden.

8.1.1 Toename van de maatgevende diameter

Zoals beschreven in paragraaf 5.3 is het doorsnede oppervlak en indirect de diameter van de ankerstaaf een bepalende parameter voor het berekenen van de trekkracht in het anker. Voor het vaststellen van de belasting op de staaf door zakkende grond is de diameter eveneens van belang. Beide diameters hoeven niet dezelfde waarde te hebben en zijn afhankelijk van de uitvoeringsmethode van het verankeringsysteem. Onderscheid zal gemaakt worden tussen groutankers, zelfborende ankers en schroefgroutankers/schroefinjectieankers (zie bijlage B).

Bij het gebruik van groutankers wordt het verankeringselement pas geplaatst nadat de boorbuis de gewenste diepte heeft bereikt. In figuur 8.1 zijn enkele onderdelen van een groutanker met een staaf als verankerings-element weergegeven. De GEWI-staven of voorspanstrengen worden in de boorbuis aangebracht waarna deze getrokken wordt. Hierbij zal gelijktijdig een groutmengsel in de boorbuis worden geperst om het verankeringslichaam te creëren. Door het trekken van de boorbuis ontstaat over de vrije ankerlengte een open ruimte welke opgevuld kan worden door grout onder hydrostatische druk aan te brengen. Hierdoor wordt over het vrije ankerdeel eveneens een groutomhulling rondom de ankerstaaf gerealiseerd. Indien het aanbrengen van grout over de vrije ankerlengte wordt toegepast heeft dit tot gevolg dat de diameter waarover de grond het anker belast sterk zal toenemen. De grootte van de belasting is hierdoor niet meer afhankelijk van de staafdiameter maar van de diameter van de groutomhulling wat leidt tot een toename van de belasting. Tevens zal de bedding van de grond toenemen als zal dit effect minder merkbaar zijn dan de belastingsverhoging. Aangezien er geen druk op het grout wordt gehouden tijdens het trekken van de boorbuis over het vrije ankerdeel is de exact diameter van de groutomhulling niet bekend. Het grout zoekt de weg van de minste weerstand wat kan leiden tot een ongelijkmatige verdeling langs de staaf.

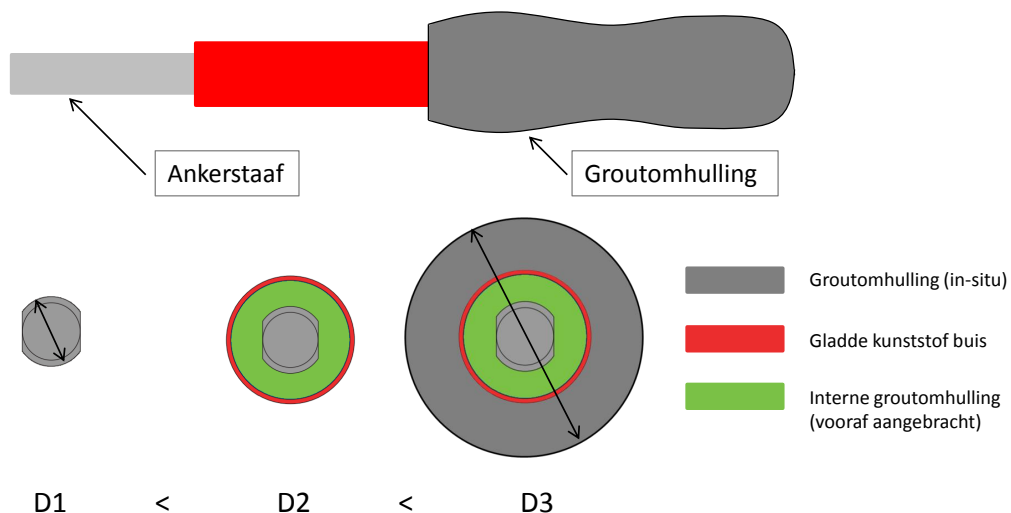


Figuur 8.1: Groutanker met een staaf als verankerings-element. (1) is de gladde kunststof buis, (2) is de open ruimte welke onder hydrostatische druk uitgevuld kan worden (3), is de massieve ankerstaaf, (4) is het afgeperste groutlichaam, (5) is een afstandhouder (bewerkte versie van (DSI, 2015)).

Zelfs wanneer er geen hydrostatische uitvulling over het vrije ankerdeel plaatsvindt dient er rekening te worden gehouden met hogere diameter dan de staaf diameter. Ten behoeve van corrosiebescherming kan over de vrije ankerlengte van de staven een gladde kunststof worden buis aangebracht. Voor strengankers wordt per streng een PE buis toegepast en indien dubbele corrosie bescherming benodigd is zullen de strengen weer door een HDPE buis worden omgeven. Dit betekent voor groutankers dat in alle gevallen de diameter waarmee de belasting wordt bepaald groter is dan de diameter van de ankerstaaf of -streng. De groutomhulling van een groutanker, afhankelijk van de boorbuisdiameter, voor een merkbare toename van de diameter zorgen. De kunststof buis welke aanwezig is over de vrije ankerlengte van de staafankers zal eveneens voor een toename van de diameter zorgen.

Bij zelfborende ankers en schroefgroutankers (SG-anker) / schroefinjectieankers (SI-anker) blijven de gebruikte dikwandige stalen buizen achter in de grond en maken onderdeel uit van het verankerings-element. Tijdens het indraaien wordt over het vrije ankerdeel met grout, water of bentoniet geïnjecteerd om de staaf op diepte te krijgen. De watercementfactor kan hierbij hoog zijn zodat slechts een schil van grout rondom de staaf ontstaat. Zodra de gewenste diepte is bereikt wordt de druk verhoogd en met grout geïnjecteerd, de watercementfactor kan worden verlaagd om het ankerlichaam te realiseren. Het roterenderwijs aanbrenge-n zorgt voor een goede vermenging met de omliggende grond. Indien over de vrije ankerlengte met grout geïnjecteerd wordt ontstaat een grotere diameter waardoor de belasting door zakkende grond toeneemt. Bij het gebruik van water of bentoniet speelt dit naar verwachting niet, wat een voordeel is voor de grootte van de laterale belasting op het anker. Een nadeel is echter dat het water of bentoniet ten behoeve van het ankerlichaam door grout dient te worden vervangen. In hoeverre dit over het eerste deel van het groutlichaam ook het geval is en wat de kwaliteit hiervan is kan echter lastig vastgesteld worden.

Zoals figuur 8.2 inzichtelijk maakt is de maatgevende diameter afhankelijk van de uitvoeringsmethode en het ankersysteem. Indien bijvoorbeeld een kunststof buis om de ankerstaaf is aangebracht (D2), of er over de vrije ankerlengte is afgevuld met grout (D3), zal dit leiden tot een grotere maatgevende diameter. De uitvoeringsmethode en het gekozen ankersysteem beïnvloedt de diameter en hierdoor ook de grootte van de belasting op het anker door zakkende grond. De diameter waarmee gerekend dient te worden om de belasting te bepalen is afhankelijk van de uitvoeringsmethode en het verankerings-systeem. De opwaartse kracht als gevolg van bedding door de grond zal eveneens toenemen. Het effect van de belasting is echter veel sterker merkbaar. De belasting over het eerste deel van de ankerstaaf is maatgevend voor de vervorming. Indien deze kan toenemen door een grotere rekenwaarde van de diameter dan zal dit het krachten-spel in het anker beïnvloeden.



Figuur 8.2: Doorsnede over de vrije ankerlengte met een massieve staaf als verankerings-element waarbij de verschillende lagen zijn weergegeven. Uitvoeringsmethode en ankersysteem zijn bepalend voor de maatgevende diameter waarop de belasting werkt (bewerkte versie van (DSI, 2002).

8.1.2 Mobilisatie van de grond

Voor het aanbrengen van groutankers kan gebruik worden gemaakt van spoelboren of verbuisd boren. De wijze waarop het mengsel van grond en water wordt verwijderd verschilt hierbij. Door verbuisd te boren kan het mengsel tussen de boorbuis en de binnenbuis worden afgevoerd. Indien spoelboren wordt toegepast zal dit langs de buitenzijde van de boorbuis plaatsvinden. Het gevolg is dat ontspanning van de grond optreedt. Vanwege de open verbinding met het maaiveld is het echter niet mogelijk om door middel van een verhoogde groutdruk de ontspanning ongedaan te maken. Bij verbuisd boren is er eveneens sprake van het verwijderen van grond, maar doordat dit tussen de boorbuis en de binnenbuis geschied is sprake van een neutrale grondverdringing (SBR, 2010).

Bij zelfborende ankers of SI-ankers / SG-ankers wordt er geen grond verwijderd, maar zal de grond met het grout worden vermengd. Doordat er sprake is van grondverdringing zal er bij zakkende grond een groter aandeel gemobiliseerd worden. De belasting op het anker door zakkende grond zal bij grondverdringende uitvoeringsmethoden hoger zijn dan voor neutrale of grond ontspannende methoden.

8.1.3 Strengankers

In tegenstelling tot GEWI-ankers of SG-ankers bestaat bij strengankers het verankeringsstaal uit een bundeling van strengen. De grootte van de buigstijfheid is hierbij afhankelijk van de schuifkracht tussen de strengen en het aangebrachte grout. Iedere streng is omhuld door een PE buis, binnen deze buis zijn de strengen ingevet. Tussen de gladde PE buizen bevindt zich grout. Alleen bij een perfecte samenwerking tussen het grout en de PE buis kan gerekend worden met de totale diameter van de strengen om bijdrage leveren aan het traagheidsmoment en de buigstijfheid. Het is niet realistisch om aan te nemen dat deze samenwerking perfect zal zijn gezien het gebruik van gladde PE buizen.

In hoofdstuk 4 is uiteengezet dat zelfs voor dikwandige stalen buizen de buigstijfheid slechts een zeer beperkte invloed heeft op de doorbuiging van het anker. De axiale krachten zijn dominant en in combinatie met de laterale belasting zijn zij maatgevend voor de vervorming van de ankerstaaf. Het beschouwen van de werkelijke samenwerking tussen de PE buizen en de groutomhulling levert naar verwachting geen significante optimalisatie op wanneer gekeken wordt naar de doorbuiging van het verankeringsdeel. Bij de verankering aan de damwand dient wel te worden voorkomen dat grote dwarskrachten en krommingen optreden.

8.1.4 Groutomhulling vrije ankerdeel

Indien over het vrije ankerdeel een groutomhulling aanwezig is door het hydrostatisch afvullen kan dit de buigstijfheid van het anker beïnvloeden. Het traagheidsmoment zal als gevolg van hogere diameter toenemen, in combinatie met de elasticiteitsmodulus zal de resulterende buigstijfheid door het groutomhulling verhoogd worden. In (Lankreijer, 2014) wordt de bijdrage van grout aan de buigstijfheid van ankerpalen beschreven, hierbij kijkend naar de invloed van het grout op de knikkracht. Voor de op trek belaste ankerstaven speelt knik geen rol, maar in het rapport is naar voren gekomen dat de groutomhulling voor een verhoging van de buigstijfheid kan zorgen. Echter zodra het grout scheurt als gevolg van een overschrijding van de maximale rek zal buigstijfheid afnemen.

In CUR 236 (CUR, 2011) wordt het in rekening brengen van de rekstijfheid van het groutlichaam beschreven. In beginsel wordt voor hoge trekbelastingen de rekstijfheid van het anker voor het groutlichaam niet in rekening gebracht. Over de vrije ankerlengte zijn de rekken vele malen groter. Afhankelijk van de kwaliteit van het grout zal de maximale rek (trek) slechts circa 0,1‰ zijn. Aangezien de optredende rekken als gevolg van de voorspanning deze waarde al overschrijden is het grout al in sterke mate gescheurd voordat het zakkingsproces van de grond start. Redelijkerwijs is aan te nemen dat de invloed van de rekstijfheid van het grout over de vrije ankerlengte verwaarloosbaar is. Voor de buigstijfheid is het mogelijk dat als gevolg van de kromming van de ankerstaaf de bovenzijde in extreme gevallen op drukspanningen belast zal worden. Hierbij zal het gescheurde grout weer op druk belast kunnen worden en bijdragen aan de buigstijfheid van het anker, normaliter zal dit niet het geval zijn.

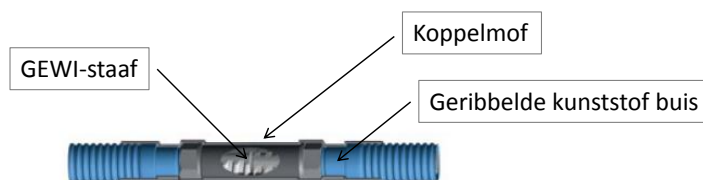
Vanwege de grote rekken in het op trek belaste element zal de mogelijk aanwezige groutomhulling scheuren. De extra buigstijfheid en rekstijfheid die bij aanvang aanwezig was wordt hierdoor grotendeels teniet gedaan. Het vaststellen van de buigstijfheid en rekstijfheid op basis van de materiaaleigenschappen van het stalen element leidt wellicht tot een overschatting van de vervorming. De groutomhulling zal immers nog steeds

aanwezig zijn. Het vaststellen van de werkelijke invloed van het grout op de buigstijfheid en rekstijfheid nadat deze gescheurd is leidt naar verwachting niet tot een significante optimalisatie van de berekening.

8.1.5 Koppelbussen

Zelfborende ankers en SI-ankers / SG-ankers bestaan uit secties van enkele meters welke aan elkaar gekoppeld dienen te worden. Indien voor groutankers het verankeringsselement is opgebouwd uit GEWI-staven geldt dit eveneens. Met behulp van koppelbussen of koppelmoffen worden de staven onderling verbonden. Voor de rekenmethode wordt als uitgangspunt een prismatische staaf genomen waarbij het de staafdiameter constant wordt geacht langs de lengte van het anker. De koppelverbindingen zijn aan de binnenzijde voorzien van schroefdraad en zorgen echter lokaal voor een verdikking van de ankerstaaf. In figuur 8.3 is het principe van een koppelverbinding voor GEWI-ankers weergegeven. In CUR 236 (CUR, 2011) wordt voor verschillende verankeringsystemen beschreven welke koppelmoffen toegepast dienen te worden. De lengte en diameter van de koppelingen verschilt per systeem. Het aanbrengen van de koppelbussen zorgt voor een verdikking waardoor lokaal de buigstijfheid en rekstijfheid zal toenemen. Het schematiseren van het verankeringsselement zonder koppeling resulteert in een onderschatting van de werkelijke buigstijfheid en rekstijfheid.

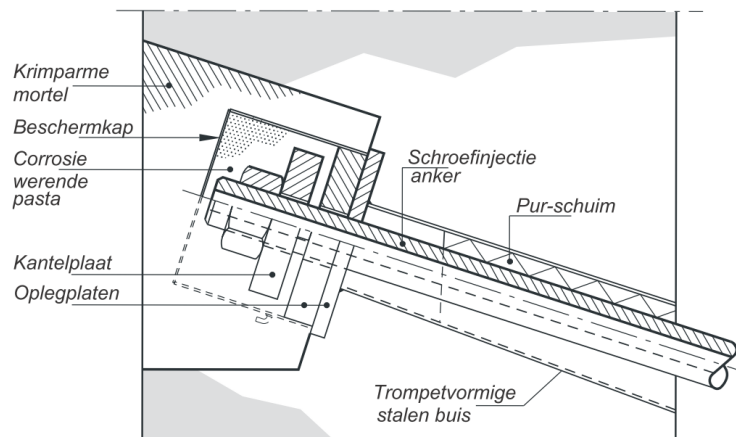
De toename van de diameter heeft tevens impact op de grootte van de belasting op de staaf. Afhankelijk van de lengte van de koppelbare delen van de staven zal de belasting lokaal naar verwachting hoger worden. Gezien de beperkte aanwezigheid van deze koppelingen ten opzichte van de verankeringslengte zal de invloed gering zijn. Het is echter wel van belang om de discrepantie tussen de theoretische berekening en de praktijk te onderkennen.



Figuur 8.3: Sectie van een GEWI-anker waarbij de staven onderling met behulp van een koppelmof aan verbonden zijn. (bewerkte versie van (DSI, 2015)).

8.2 Detaillering ankerkop

Een kritisch onderdeel van het verankeringsselement is de detaillering van de ankerkop. De koppeling van de ankerstaaf aan de constructie wordt hiermee tot stand gebracht. Vanwege de vervorming van de ankerstaaf door zetting van de grond dient deze bij de oplegging voldoende mogelijkheden te hebben om vrij te kunnen roteren. Zoals in hoofdstuk 4 is beschreven zullen de dwarskrachten en momenten bij een verhinderde rotatie sterk toenemen. Het bezwijken van het verankeringsselement kan hier een gevolg van zijn. Het vrij kunnen roteren van de staaf binnen de ankerkop kan gerealiseerd worden door een kantelplaat of conische moer toe te passen. In figuur 8.4 is een detail van een ankerkop met kantelplaat weergegeven. Het schroefinjectieanker bevindt zich in een trompet welke afdoende afmetingen dient te hebben om de ankerstaaf te kunnen laten roteren. Dit onderdeel bevindt zich binnen de betonnen constructie en zal niet belast worden door de zakkende grond.

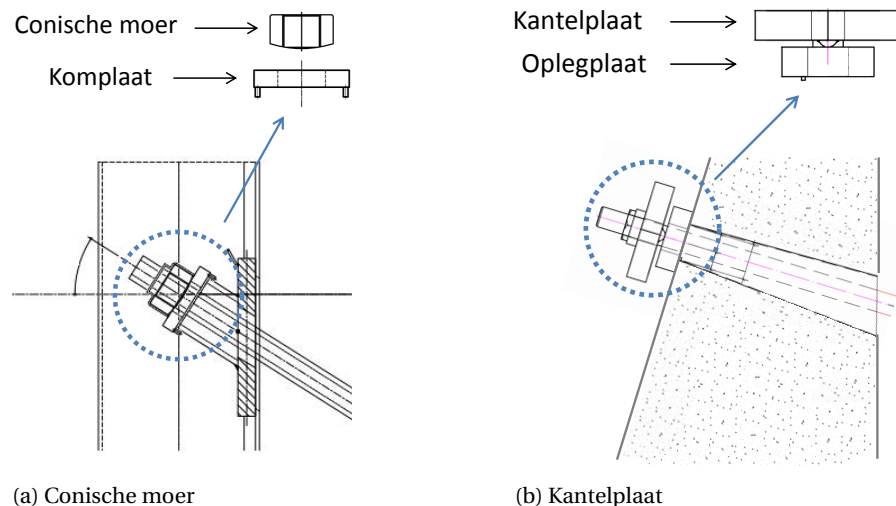


Figuur 8.4: Detail van een ankerkop met een kantelplaat ten behoeve van het vrij kunnen roteren van de ankerstaaf uit CUR 211 (CUR, 2003a).

8.2.1 Ankerplaat en conische moer

Het creëren van voldoende rotatiecapaciteit voor de ankerstaaf kan met behulp van een kantelplaat of conische moer. Indien een conische moer wordt gebruikt (zie figuur 8.5(a)) zal rotatie mogelijk zijn door een bolvormige moer welke zich in een komplaat bevindt. Door het doorbuigen van de staaf zal de conische moer mee roteren. De wrijving tussen deze moer en de komplaat dient tot een minimum beperkt te worden. Indien hoge voorspanningen worden toegepast zal dit de rotatiecapaciteit niet ten goede komen. Een verhindering van de rotatie zorgt ervoor dat het uitgangspunt van een scharnieren oplegging niet meer opgaat en dat rekening gehouden dient te worden met momenten en dwarskrachten. Een scharnierende aansluiting van een conische moer gaat op tot maximaal 5 graden.

Het toepassen van een kantelplaat biedt de mogelijkheid tot grotere rotaties dan een conische moer en het biedt meer zekerheid over de scharnierende werking. Het contactoppervlak tussen de kantelplaat en de oplegplaat wordt door het bolvormige rotatiepunt tot een minimum beperkt (zie figuur 8.5(b)). De oplegging kan hierdoor als scharnierend geacht worden.

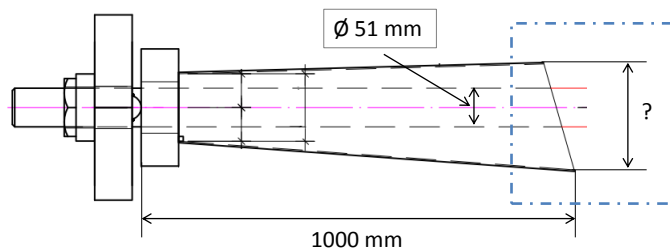


Figuur 8.5: Detail van een ankerkop waarbij onderscheid is gemaakt tussen een conische moer en een kantelplaat ten behoeve van het vrij kunnen roteren van de ankerstaaf.

8.2.2 Toleranties

Naast het creëren van een scharnierende oplegging is het tevens van belang dat de ankerstaaf binnen de trompet vrij kan roteren. Als gevolg van de zakkende grond zal de ankerstaaf doorbuigen en nabij de ankerkop voor een verplaatsing zorgen. Voor het ontwerp van de trompet dient deze aanvullende verplaatsing bekend te zijn. Indien de beschikbare diameter te beperkt is zal de staaf op de rand van de trompet opgelegd worden. Bij verdere rotatie zal hierdoor lokaal een grote kromming ontstaan met als gevolg een sterkte toename van de spanningen. Dit probleem beperkt zich niet tot de geschetste betonnen constructies, maar kan tevens optreden bij sparingsbuizen van damwanden of combiwanden. Het principe blijft echter hetzelfde, binnen de sparingsbuis of trompet dient het anker niet opgelegd te worden op de randen. Om inzicht te krijgen in de toleranties en benodigd vrije ruimte in de trompet zal een standaard situatie beschouwd worden. In figuur 8.6 is een detail van trompet weergegeven. De lengte waarover de staaf vrij dient te kunnen roteren bedraagt circa 1000 mm.

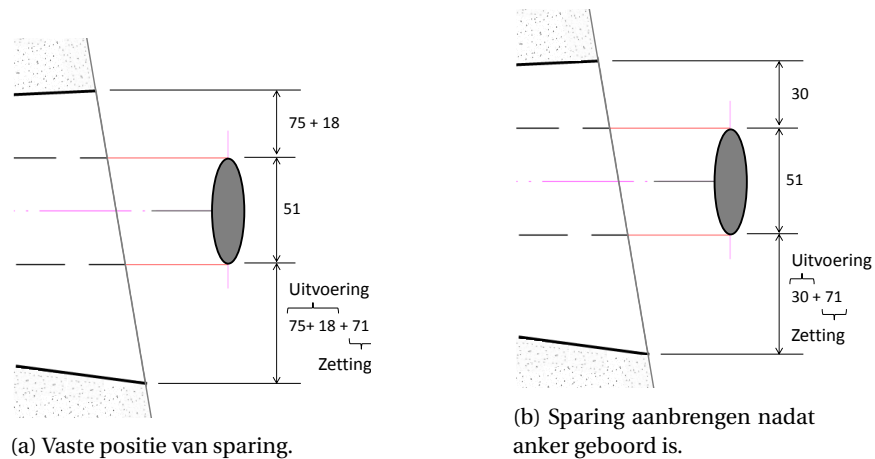
Met behulp van de vernieuwde rekenmethode kan de doorbuiging van de staaf op een afstand van 1000 mm vanaf de ankerkop worden bepaald. Over dit traject zal tevens de belasting door zakkende grond niet in rekening worden gebracht. Uitgaande van de in hoofdstuk 7 geschetste situatie 1 om de rekenmethoden te vergelijken zal de doorbuiging van de staaf worden bepaald. Hierbij wordt exact dezelfde situatie doorerekend, er zal echter rekening worden gehouden met een trompet van 1000 mm. De benodigde tolerantie aan het einde van de trompet door zetting komt hiermee op 71 mm. Een aandachtspunt bij het bepalen van de doorbuiging ten behoeve van het inzichtelijk krijgen van de toleranties van de sparingsbuis is de maatgevende ankerkracht. Een hoge ankerkracht heeft een lagere doorbuiging tot gevolg. Wellicht is de verplaatsing van het anker in de sparingsbuis bij een UGT situatie met een maximale ankerkracht niet gelijk werkelijke ankerkracht. Deze lagere kracht zorgt mogelijk voor een grotere verplaatsing aan het uiteinde van de sparingsbuis en dus met het oog op de toleranties de maatgevende waarde.



Figuur 8.6: Indicatieve detail van trompet waarvoor de afmetingen vastgesteld dienen te worden, rekening houdend met de toleranties. Het omkaderde deel van de trompet wordt in figuur 8.7 behandeld.

Naast de verplaatsing als gevolg van zakkende grond zijn er nog enkele aspecten waarmee rekening gehouden dient te worden voor het ontwerp van de trompet. Het uitvoeren van de op tekening staande verankering dient aan een zekere tolerantie te voldoen. De rotatietolerantie van het anker is de hoek waaronder het anker is aangebracht ten opzichte van de theoretische hoek. Zelfs indien het anker maximaal afwijkt vanaf de theoretische hoek dient deze nog steeds vrij te kunnen roteren. Uitgaande van een afwijkende helling van 1 graden resulteert dit aan het uiteinde van de trompet in een verplaatsing van circa 18 mm.

Tevens is de plaatsingstolerantie van het anker van belang. Hiervoor kan onderscheid gemaakt worden tussen twee mogelijkheden. Het anker kan vooraf geboord worden in combinatie met een sparing die een vaste positie dient te hebben. Dit in verband met bijvoorbeeld de omliggende wapening van de betonconstructie. De maximale afwijking waarmee rekening wordt gehouden bedraagt circa 75 mm. De tweede optie is om de sparing te plaatsen nadat de ankers zijn geboord. Het voordeel hiervan is dat het plaatsen van de sparing een lagere afwijking heeft van circa 30 mm. De buis kan centrisch over het anker heen worden aangebracht waardoor een eventuele afwijkingen in de ankerhoek teniet worden gedaan. Het resultaat is een kleinere diameter van de sparing aan zowel de kop als het uiteinde. De afmetingen en het gewicht van de oplegplaat kunnen hierdoor eveneens verlaagd worden. Dit is tevens een reden om een trompet toe te passen in plaats van een sparingsbuis. Bij een trompet neemt de diameter met de lengte toe, het gevolg is een lichtere oplegplaat. Figuur 8.7 geeft de verschillen tussen de twee opties weer.



Figuur 8.7: Vrije ruimte in de trompet als gevolg van de benodigde toleranties in mm. Onderscheid is gemaakt tussen een vaste positie van de sparring en de mogelijkheid om het anker centrisch over de staaf heen te plaatsen. De beschouwde uiteinden zijn onderdeel van de in figuur 8.6 weergegeven trompet.

De benodigde diameter van de sparingsbuis indien het anker geboord is nadat de constructie is geplaatst bedraagt mogelijk een $\varnothing 355$ PE buis. Terwijl het aanbrengen van de ankers voordat de constructie is gebouwd wellicht leidt tot een aanzienlijk kleine $\varnothing 200$ PE buis. Een grotere buis betekent een zwaardere oplegplaat, dit is ook een reden op een trompet toe te passen in plaats van een buis. Tevens is inzichtelijk gemaakt dat de verplaatsing als gevolg van de zetting een groot aandeel heeft in de totale diameter. Het correct beschouwen van de doorbuiging door zakkende grond is van belang bij het ontwerpen van de trompet. Een te kleine diameter kan immers na verloop van tijd zorgen voor een oplegging op de rand. Gezien het vervormingsproces verplaatsingsgestuurd is treedt de maximale doorbuiging pas na een lange periode op.

8.3 Conclusie

De vervorming over het eerste deel van de ankerstaaf is bepalend voor de maatgevende krachten en momenten. Het gebruik van verschillende ankertypes en uitvoeringsmethoden zal de vervorming beïnvloeden. Een toename van de maatgevende diameter door het gebruik van een omhullingsbuis of door het hydrostatische afvullen met grout over de vrije ankerlengte zorgt voor zowel een grotere belasting als bedding. Voor de vervorming is de belasting over het eerste deel van het anker maatgevend. Een ankertype of uitvoeringsmethode dat de diameter doet toenemen zal resulteren in hogere krachten en momenten in de ankerstaaf. Voor het vaststellen van de belasting door zakkende grond is het van belang om de correcte maatgevende diameter toe te passen, welke afhankelijk is van het te gebruiken ankertype met bijbehorende uitvoeringsmethode. Dit geldt eveneens voor de mate van grondverdringing van de ankers. Grondverdringende ankertypes zullen naar verwachting de grond meer mobiliseren waardoor de belasting op de staaf kan toenemen. De huidige rekenmethode geeft voor sommige ankersystemen (bijvoorbeeld spoelend ingeboorde GEWI-ankers) hierdoor een onderschatting van de werkelijke krachten, momenten en vervormingen. De methode gaat immers uit van een staafdiameter om de belasting mee vast te stellen.

Lettend op het gebruik van koppelbussen of het in rekening brengen van de invloed van het grout op de buigstijfheid zal naar verwachting de vervorming van de staaf amper beïnvloeden. Redelijkerwijs kan gesteld worden dat het niet in rekening brengen van deze aspecten leidt tot een conservatieve benadering door de vernieuwde rekenmethode. Het in rekening brengen van de buigstijfheid van het grout zou tot een lagere doorbuiging kunnen leiden. De koppelbussen zorgen lokaal voor een toename van de belasting maar tevens voor een verhoging van de buigstijfheid en rekstijfheid.

Betreffende het gebruik van een conische moer of kantelplaat is het van belang om de optredende rotaties inzichtelijk te maken. Dit geldt tevens voor het profiel van vrije ruimte binnen de trompet. Er dient voorkomen te worden dat de rotatie van de ankerstaaf wordt verhinderd of dat de staaf obstakels tegen komt tijdens het vervormen.

Aangezien het gebruik van een hogere ankerkracht kan leiden tot een lagere doorbuiging en rotatie bij de ankerkop dient de maatgevende situatie hiervoor bekend te zijn. Het is immers mogelijk dat de maatgevende ankerkracht in een UGT situatie niet resulteert in de maatgevende situatie voor de rotaties.

9 CONCLUSIE EN AANBEVELINGEN

9.1 Conclusie

De doelstelling van het afstudeerrapport is om de in CUR 166 beschreven huidige ontwerpmethodologie omtrent zakkende grond op ankers te verifiëren en indien nodig te modificeren. Het invullen geven aan deze doelstelling geschiedt middels het beantwoorden van vier deelvragen. Waaronder het inzichtelijk maken van de impact van zetting op een anker.

Voor het vaststellen van de belasting op een ankerstaaf als gevolg van nazakkende kleigrond wordt in de CUR 166 gebruik gemaakt van de ongedraineerde schuifsterkte c_u . De schuifsterkte is geen materiaaleigenschap van de grond, maar een parameter welke onder andere afhankelijk is van de belastingsnelheid. In het geval van autonome bodemdaling of kruip zijn de zettingssnelheden dermate laag dat sprake is van het gedraineerd grondgedrag rondom de ankerstaaf. Het toepassen van een ongedraineerde schuifsterkte voor gedraineerde berekeningen is vanuit praktische oogpunt een handige methode, maar theoretisch gezien niet correct.

Door de mogelijkheid tot het wegvloeien van waterspanningen is zelfs bij een gelijkblijvende initiële spanningstoestand de optredende gedraineerde schuifsterkte hoger dan de ongedraineerde schuifsterkte. Bij het vaststellen van de juiste schuifsterkte is tevens de rek waarbij, in bijvoorbeeld triaxiaalproeven, gemeten wordt van belang. Voor gedraineerde proeven is de rek waarbij de maximale schuifspanning van het materiaal wordt bereikt relatief hoog in vergelijking tot ongedraineerde proeven. Met het oog op het bezwijken van grond rondom ankers als gevolg van zettingen is het echter wel realistisch om uit te gaan van grote rekken.

De modelproeven van Deltares om de belasting door zakkende grond te bepalen zijn in Plaxis 2D gesimuleerd. Met behulp van de gemeten maximale belasting kan de bijbehorende invloedsfactor f_i worden bepaald. In de simulaties wordt gebruik gemaakt van een schuifsterkte welke afhankelijk is van de gedraineerde of ongedraineerde toestand om f_i vast te stellen. Dit leidt tot een nagenoeg constante waarde van 8 voor f_i bij zowel gedraineerde als ongedraineerde proeven. De schuifsterkte is niet constant maar afhankelijk van de belastingsnelheid. Deze bevinding verschilt echter van de in het modelonderzoek getrokken conclusie. In het modelonderzoek is voor zowel de gedraineerde als ongedraineerde proeven gebruik gemaakt van een constante ongedraineerde schuifsterkte, de resulterende f_i was variabel. De gemeten belastingen op de ankerstaaf dienen, ondanks de verschillen in opvatting, overeen te komen. De simulaties resulteren echter in een hogere maximale belasting dan de waarden uit het modelonderzoek. De bepaalde waarde voor f_i van circa 8 voor de invloedsfactor is derhalve een bovengrens.

Het beantwoorden van de deelvragen omtrent de wijze waarop het constructieve element de belasting opneemt en het beschouwen van relevante maar onderbelichte situaties van CUR 166 zijn sterk verweven met elkaar. Dientengevolge zullen zij tezamen beantwoord worden.

Doordat de rekenmethode van de CUR 166 gebonden is aan vier gevallen om het vervormingsgedrag van de ankerstaaf mee te benaderen wordt de toepasbaarheid ervan beperkt. Bijvoorbeeld de veelvoorkomende situatie waarbij een schuin anker zich in meerdere grondlagen bevindt. De opgezette vernieuwde rekenmethode maakt gebruik van één model met een aanpasbare reeks vergelijkingen waarbij op iteratieve wijze de vervorming van de ankerstaaf over de vrije ankerlengte wordt bepaald. De voornaamste leemten van de CUR 166 worden hierbij opgelost. De vernieuwde rekenmethode houdt rekening met niet-lineaire zettingsprofielen langs de ankerstaaf, het doorkruisen van meerdere grondlagen en een zettingsafhankelijke laterale belasting. Tevens is het mogelijk om per locatie langs de ankerstaaf de bijbehorende krachten, momenten en vervormingen vast te stellen. Deze onderdelen van de vernieuwde rekenmethode maken het toepasbaar voor een breder scala aan situaties dan momenteel met behulp van de CUR 166 gerealiseerd kan worden.

Het opnemen van de grondbelasting door het constructieve element is mogelijk door gebruik te maken van de lineaire elasticiteitstheorie. Voor massieve en holle ankerstaven geldt tevens dat optredende spanningen over de doorsnede herverdeeld kunnen worden als de vloeirek in de uiterste vezel is overschreden, dit gaat gepaard met plastische deformatie van de staaf. Hiervoor dient de staaf echter wel voldoende rotatiecapaciteit te bezitten. Normaliter zal vanwege de aanwezige normaalkracht aan deze voorwaarde worden voldaan en blijft de maximale rek onder de breukrek van het ankermateriaal.

Zodra de vloeirek wordt overschreden is er geen sprake meer van lineair elastisch gedrag. Het lokaal vloeien van het staal gaat gepaard met een verlies aan stijfheid, de elasticiteitsmodulus neemt af. Het gevolg

is dat de lineaire elasticiteitstheorie waarop de vernieuwde rekenmethode is gebaseerd niet meer opgaat. Het benaderen van de maximale doorbuiging (bovengrens) die ontstaat als gevolg van het verlies aan stijfheid is wel mogelijk. Door uit te gaan van een kabelvergelijking zonder buig- en rekstijfheid maar met een constante axiale ankerkracht kan de doorbuiging worden bepaald wanneer de hele staaf zou vloeien. Gezien de verplaatsingsgestuurde aard van het probleem wordt de doorbuiging begrensd door de maximale zetting van grond. Vanwege het lage traagheidsmoment van ankerstaven heeft het verwaarlozen ervan weinig impact op de maximale doorbuiging. Hierdoor is het mogelijk om, zelfs indien er geen herverdelingscapaciteit meer beschikbaar is, de belasting door het toenemen van de rekken en het vloeien van het staal te laten opnemen. De verankering dient hierdoor slechts normaalkrachten op te nemen, de buigende momenten worden door het vloeien van het staal opgenomen.

Zolang er geen sprake is van harde punten waardoor de kromtestraal van de staaf zeer sterk kan toenemen zal de maximale rek ver onder de breukrek blijven. Het op juiste wijze detailleren van de ankerkop is van belang om te voorkomen dat het anker op bijvoorbeeld de trompet gaat hangen en deze harde punten wel kunnen optreden. Hiervoor dienen naast de uitvoeringsvolgorde de rotatietoleranties, plaatsingstoleranties en zettingstoleranties bekend te zijn om het benodigde profiel van vrije ruimte in rondom de staaf in de trompet te bepalen.

De vierde deelvraag betreft het onderzoeken van de gevolgen van zakkende grond op ankers met behulp van embedded piles in een numeriek EEM programma (Plaxis) ten behoeve van het verifiëren van de vernieuwde rekenmethode. Ondanks dat de in Plaxis aanwezige embedded piles niet bedoeld zijn om lateraal belast te worden, maken de eigenschappen het in theorie tot een veelbelovend element om voor verankering toe te passen. Het gebruik ervan in Plaxis 2D en 3D, wanneer het aan belastingen door zakkende grond werd onderworpen, heeft geleid tot inzicht in de mogelijkheden en tekortkomingen. Het multi-lineair begrenzen van de schachtwrijving in zowel laterale als axiale richting is nodig om realistische resultaten te krijgen. Dit is echter in Plaxis 3D nog niet mogelijk. Enkele tekortkomingen in Plaxis 2D zijn de afhankelijkheid van de h.o.h. afstand en het ongegrond wegvloeien van voorspankrachten. Een embedded pile is momenteel ongeschikt om alle aspecten die optreden bij zakkende grond in rekening te brengen. Er is echter geconstateerd dat in Plaxis 2D de dwarskrachten en momenten correct bepaald lijken te worden. In Plaxis 3D geldt dit voor de axiale krachten en vervorming van de ankerstaaf. Vanwege het ontbreken van praktijkproeven is het fitten van de resultaten nog niet mogelijk.

Het inzichtelijk maken van de verschillen tussen de rekenmethode van de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en het gebruik van embedded piles behoort wel tot de mogelijkheden. Op deze wijze kan de opgestelde vernieuwde rekenmethode geverifieerd worden met Plaxis en de CUR 166. Bij het beschouwen van veelvoorkomende situaties, zoals schuine ankers in meerdere grondlagen, is geconstateerd dat het resultaat van de vernieuwde rekenmethode veel overeenkomsten toont met het gebruik van embedded piles. Dit impliceert dat de vernieuwde rekenmethode een goede benadering geeft van de werkelijkheid. De resultaten van de CUR 166 wijken sterk af van de overige methoden bij het beschouwen van veelvoorkomende situaties. De toename van de ankerkracht ΔF bepaald met de CUR 166 ligt hoger dan het resultaat van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis. In dit opzicht is de methode van de CUR 166 voor het bepalen van ΔF conservatief. 'Engineering judgement' is echter nodig om de CUR 166 voor deze veelvoorkomende situaties te gebruiken. Deze 'engineering judgement' is bepalend voor de grootte van ΔF en in hoeverre deze kracht conservatief is.

9.2 Aanbevelingen omtrent vervolgonderzoek

Het simuleren van het werkelijke bezwijkgedrag van zandgronden maakt geen onderdeel uit van het afstudeerrapport mede omdat in het modelonderzoek van Deltares geen zandgronden beproefd waarmee simulaties geverifieerd konden worden. In het rapport zijn echter wel situaties doorgerekend waarbij zandgronden een ankerstaaf belasten. Dit is mogelijk doordat de schuifsterkte waarmee gerekend wordt onder andere afhankelijk is van een c' en een ϕ' . Het vermoeden is dat dit een correcte benadering van de werkelijkheid is, dit kan echter niet bevestigd worden. Het uitvoeren van proeven waarbij zandgronden ($c' = 0$ i.c.m. hoge ϕ') een ankerstaaf belasten dienen uitgevoerd te worden om de werkelijke belasting te kunnen bepalen.

Het vervormingsgedrag van ankerstaven is met behulp van verschillende rekenmethoden bepaald. Voordat de resultaten gefit kunnen worden dienen er praktijkproeven uitgevoerd te worden waarbij de werkelijke vervormingen zijn gemeten en de theorie bevestigd kan worden. Momenteel is het slechts mogelijk om op basis van 'engineering judgement' een inschatting te maken van de juistheid van het vervormingsgedrag.

De mogelijkheden voor het gebruik van een embedded pile als verankeringselement zijn veelbelovend. Doordat de interactie met het element wordt meegenomen zou het vervormingsgedrag nauwkeurig benaderd kunnen worden door één element. Dit is echter nog toekomstmuziek. Een eerste aanzet is gedaan om de elementen toepasbaar te maken als verankeringselement. Vervolgonderzoek is noodzakelijk om realistische resultaten uit het belasten van embedded piles te krijgen. Het in acht nemen van de constatering en aanbeveling is hierbij van belang.

De nadruk voor de te gebruiken verankeringselementen ligt in dit rapport op massieve staven en holle buizen. Bij de vervorming van strengankers spelen meerdere aspecten een rol die in dit rapport niet behandeld zijn. Hierbij doelend op onder andere de interactie tussen het grout en de strengen. Om een realistische benadering van de krachten, momenten en vervormingen van strengankers te krijgen dient deze interactie inzichtelijk gemaakt te worden.

De vernieuwde rekenmethode is toepasbaar voor het vrije ankerdeel. De invloed van de groutprop is niet in rekening gebracht. Redelijkerwijs kan gesteld worden dat het wel incalculeren van de invloed van het ankerlichaam een reducerend effect zal hebben op de ankerkracht. Bij een toename van de ankerkracht kan deze immers gaan kruipen. De huidige opzet is derhalve een conservatieve aanpak. Het inzichtelijk maken van het werkelijke gedrag van het groutlichaam bij toenemende ankerkracht is lonend.

Het zakken van grond resulteert in een verplaatsingsgestuurde situatie. De mogelijkheden tot plastische deformatie en het opnemen van momenten nadat het vloeien van het staal optreedt zijn hierdoor mogelijk. De werkelijke vervormingen en optredende krachten door het deels vloeien van het staal zijn niet beschouwd. Het inzichtelijk maken van de werkelijke vervorming door de combinatie van normaalkracht en buiging dient uitgevoerd te worden met behulp van een materiaalmodel.

9.3 Aanbevelingen omtrent gebruik van de rekenmethode

Voor de aanbevelingen omtrent het gebruik van de in het afstudeerrapport beschreven rekenmethode zal wederom onderscheid gemaakt worden tussen het grondgedrag en de vervorming van de staalconstructie.

- Betreffende het grondgedrag wordt aanbevolen om de belasting te bepalen met behulp van de in dit rapport weergegeven vergelijkingen. Hierbij doelend op het gebruik van een schuifsterkte welke afhankelijk is van het gedraineerde en ongedraineerde grondgedrag en een constante invloedsfactor f_i van circa 8. Tevens dient de maatgevende diameter voor de belasting vastgesteld te worden op basis van de gekozen uitvoeringsmethode en ankertype.
- Voor het vaststellen van de vervorming van de ankerstaaf wordt aanbevolen om de vernieuwde rekenmethode te gebruiken. Dit geldt voor schuine ankers. Het toepassen van de vernieuwde rekenmethode leidt tot een realistischere en lagere toename van de axiale ankerkracht dan de CUR 166. Indien de zetting van de grond over het maatgevende eerste deel van het anker nagenoeg constant is zal de methode van de CUR 166 weinig verschillen tonen met de vernieuwde rekenmethode, wanneer gekeken wordt naar de axiale ankerkracht. Het is echter aan te bevelen om ook voor deze gevallen de vernieuwde rekenmethode te gebruiken aangezien deze, naast een axiale ankerkracht, ook de momenten, dwarskrachten en rotaties kan bepalen.
- Het rapport beschrijft tevens de mogelijkheid om de optredende momenten door het vloeien van het staal te laten opnemen. Deze plastische berekening leidt tot een optimaal gebruik van het beschikbare doorsnede oppervlak van het staal. Normaliter heeft de ankerstaaf voldoende rotatiecapaciteit om onder de breukrek te blijven. Het niet verhinderen van de vervorming van de ankerstaaf is hierbij essentieel. Indien niet zeker is of deze vrije vervorming kan optreden is het niet aan te raden om de plastische berekening toe te passen.

Grondgedrag

- Vergelijking voor de belasting door zakkende grond $q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$ uit CUR 166 deel 2 paragraaf 4.9.13 vervangen door $q_z = \tau \cdot D \cdot (1 + f_i)$ met τ (gedraineerd of ongedraineerd) en met $f_i = 8$. Diameter vaststellen op basis van uitvoeringsmethode en ankertype.

Staalconstructie

- Bepalen van de ankerkracht (F) op basis van CUR 166 deel 1 hoofdstuk 3.
- Bepalen van de toename van de ankerkracht (ΔF) met behulp van vernieuwde rekenmethode:
Elastisch berekening: NEN-EN 1993-5.
Plastisch berekening: NEN-EN 1993-1-1 en NEN-EN 1993-5, check rotatiecapaciteit anker ($\epsilon_{\max} < \epsilon_u$).

BIBLIOGRAFIE

- Abspoel, R. en Bijlaard, F.S.K. (2010). *Constructieve Veiligheid CT2052 Staalconstructies*. TU Delft.
- API (2000). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design (RP 2A-WSD)*. 21ste. Washington, DC.
- Benz, T. en Nordal, S. (2010). "Lateral loading of pile foundations due to embankment construction". In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. London: Taylor en Francis Group, p. 631–636.
- Bosschaart, J.W. en Peters, M.G.J.M. (2004). *CUR C126-2 Achtergrondrapport 7.2G Invloed zakkende grond op ankerstangen*. Tech. rap. Grontmij.
- Chen, L.T. en Poulos, H.G. (1997). "Piles Subjected to Lateral Soil Movements". In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 802–811.
- Chung, S e.a. (2006). "Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay". In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 1188–1196.
- CUR (2002). *CUR-rapport 162 Construeren met grond*. Gouda.
- CUR (2003a). *CUR-publicatie 211 Handboek kademuren*. Gouda.
- CUR (2003b). *CUR-rapport 2003-7 Bepaling geotechnische parameters*. Gouda.
- CUR (2011). *CUR-rapport 236 Ankerpalen*. 1ste druk. Gouda.
- CUR (2012a). *CUR-publicatie 166 Damwandconstructies Deel 1*. 6de druk. Gouda.
- CUR (2012b). *CUR-publicatie 166 Damwandconstructies Deel 2*. 6de druk. Gouda.
- DSI (2002). *Ground Anchors*. Tech. rap. Southam: DYWIDAG-Systems International LTD.
- DSI (2015). *DYWIDAG-Stabanker*. URL:
<https://www.dywidag-systems.de/produkte/geotechnik/dywidag-stabanker.html> (bezocht op 07-08-2015).
- Fleming, K. e.a. (2008). *Piling Engineering*. 3de. Taylor en Francis Group.
- Kames, J. (2012). *Onderzoek naar de invloed van veen op de stabiliteit van regionale waterkeringen*. Tech. rap. Amersfoort: STOWA.
- Korff, M en Hergarden, H. J. A. M. (2002). *Integraal ontwerp leidingen en riolen Grondmechanische randvoorwaarden*. Tech. rap. GeoDelft, p. 47.
- Ladd, C.C. (1991). "Stability Evaluation during Staged Construction". In: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p. 540 –615.
- Lankreijer, T.M.A. (2014). *Buigingsknik van ankerpalen*. Tech. rap. Delft University of Technology.
- Larsen, H e.a. (2013a). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie) Achtergronddocument bij ontwerprichtlijn WSRL*. Tech. rap. Deltares.
- Larsen, H e.a. (2013b). *Ontwerp stabiliteitsschermen (type II) in primaire waterkeringen (groene versie) Ontwerprichtlijn voor WSRL*. Tech. rap. Deltares.
- Liang, R. en Zeng, S. (2002). "Numerical Study of Soil Arching Mechanism in Drilled Shafts for Slope Stabilization." In: *Soils and Foundations* 42.2, p. 83–92.
- Lottum, H. (2010). *Modelonderzoek belasting doorzakkende grond op ankerstangen*. Tech. rap. Deltares.
- Lyamin, A.V. e.a. (2007). "Two- and three-dimensional bearing capacity of footings in sand". In: *Géotechnique* 57.8, p. 647–662.
- Martin, C.M. en Randolph, M.F. (2006). "Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil". In: *Geotechnique* 56.2, p. 141–145.

- Matlock, H (1970). *Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*. Tech. rap. Dallas.
- Mayne, P.W. e.a. (1999). "Small- and large-strain soil properties from seismic flat dilatometer tests". In: *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*. Rotterdam: Balkema, p. 419–426.
- Mayne, P.W. e.a. (2009). *Geomaterial behavior and testing*, p. 2777–2872.
- Meijers, P. e.a. (1991). *Taludbekleding van gezette steen*. Tech. rap. Rijkswaterstaat Dienst Weg- en Waterbouwkunde.
- Meyer, B.J en Reese, L.C (1979). *Analysis of Single Piles Under Lateral Loading*. Tech. rap. Austin: The University of Texas at Austin.
- Normcommissie (1999). *NEN-EN 1537 (en) Uitvoering van bijzonder geotechnisch werk - Grondankers*. Tech. rap. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Normcommissie (2001). *NEN 3868 (nl) Voorspanstaal*. Tech. rap. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Normcommissie (2008). *NEN-EN 1993-5 (en) Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden*. Tech. rap. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Normcommissie (2011). *NEN-EN 1993-1-1+C2 (nl) Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 1.1: Algemene regels en regels voor gebouwen*. Tech. rap. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Normcommissie (2012a). *NEN 3650-1 (nl) Eisen voor buisleidingsystemen - Deel 1: Algemene eisen*. Tech. rap. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Normcommissie (2012b). *NEN 9997-1+C1 (nl) Geotechnisch ontwerp van constructies Deel 1: Algemene regels*. Tech. rap. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Normcommissie (2012c). *NEN-EN 1993-5/NB (en) Nationale bijlage bij Eurocode 3: Ontwerp en berekening van staalconstructies - Deel 5: Palen en damwanden (inclusief C1:2009)*. Tech. rap. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut.
- Plaxis (2014). *Pile modelling in a 2D plain strain model*. URL: <http://kb.plaxis.nl/tips-and-tricks/pile-modelling-2d-plain-strain-model> (bezocht op 08-07-2015).
- Plaxis (2015). *Plaxis 2D Reference Manual 2015*. Tech. rap. Delft: Plaxis bv.
- Salgado, R. e.a. (2004). "Two- and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay". In: *Géotechnique* 54.5, p. 297–306.
- SBR (2010). *Handboek Funderingen Deel B Systemen*. Rotterdam.
- Schippers, R.J. (2008). "Europese uitvoeringsnorm grondankers (NEN-EN 1537) nader belicht". In: *GEOtechniek*, p. 46–49.
- Sluis, J. (2012). *Validation of Embedded Pile Row in PLAXIS 2D*. Tech. rap. Delft University of Technology.
- Terzaghi, K. en Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2de. John Wiley en Sons.
- Toolan, E.E. en Fox, D.A. (1977). "Geotechnical planning of piled foundations for offshore platforms". In: *Proc. Inst. Civ. Eng.* 62, p. 221–244.
- Verruijt, A (2010). *Grondmechanica*. Delft: Delft University Press.
- VSF (2012). *Strengankers Parkeergarage Emmen*. URL: <http://www.vsf.nl/nl/nieuws/detail/strengankers-parkeergarage-emmen> (bezocht op 21-08-2015).
- Wardenier, J. e.a. (2010). *Hollow Sections in Structural Applications*. Geneve: CIDECT.

NOTATIES

| | | |
|---------------------------------|---|----------------------|
| a | h.o.h. afstand van de ankerstaven | m |
| A | doorsnede oppervlak van de ankerstaaf | mm ² |
| A _s | maatgevende doorsnede oppervlak van de ankerstreng | mm ² |
| A _v | oppervlakte van het werkzame afschuifoppervlak ($A_v = 2A/\pi$ voor ronde buisprofielen en buizen met gelijke dikte) | mm ² |
| c | horizontale beddingsconstante over 1 strekkende meter | kN/m ² |
| c | cohesie | kPa |
| c' | effectieve cohesie | kPa |
| c _u | ongedraineerde schuifsterkte | kPa |
| c _v | consolidatiecoëfficiënt | m ² /s |
| C _c | primaire-samendrukkingsindex | - |
| d _c | dieptefactor | - |
| d _γ | dieptefactor | - |
| d _γ [*] | dieptefactor | - |
| D | diameter ankerstaaf of -streng | m |
| D _{eq} | equivalente diameter van de staaf $D_{eq} = \sqrt{12EI/EA}$ | m |
| e ₀ | initieel poriëngetal | - |
| E | Young's modulus | kN/m ² |
| EA _{staaf} | rekstijfheid van de ankerstang | kN |
| EI _{staaf} | buigstijfheid van de ankerstaaf | kNm ² /m |
| EI _{damwand} | buigstijfheid van de damwand | kNm ² /m |
| E ₅₀ ^{ref} | Secant stijfheid | kN/m ² |
| E _{oed} | oedometer stijfheid | kN/m ² |
| E _{oed} ^{ref} | oedometer referentie stijfheid | kN/m ² |
| E _{ur} ^{ref} | ontlastings/herbelastingsstijfheid | kN/m ² |
| f _i | invloedsfactor voor nazakkende kleigronden | - |
| f _{ua} | treksterkte van de ankerstreng | MPa |
| f _y | vloeiingsspanning van de ankerstaaf | MPa |
| F | axiale kracht in ankerstaaf | kN |
| G _{soil} | glijdingsmodulus van de grond | kPa |
| I _p | plasticiteitsindex | - |
| I | traagheidsmoment van de volledige doorsnede | m ⁴ |
| ISF _{KF} | interface stiffness factor van de paalvoet | kN/m ² /m |
| ISF _{RN} | interface stiffness factor in laterale richting | kN/m ² /m |
| ISF _{RS} | interface stiffness factor in axiale richting | kN/m ² /m |
| k _x | doorlatendheid in x-richting | m/s |
| k _y | doorlatendheid in y-richting | m/s |
| k _z | verticale doorlatendheid (3D) | m/s |
| k' | veerstijfheid uit de horizontale beddingsconstante | kN/m |
| K ₀ | neutrale gronddrukcoëfficiënt | - |
| K _c | belastingcoëfficiënt | - |
| K _{cu} | belastingcoëfficiënt | - |
| K _F | stijfheid van de paalvoet | kN/m ² /m |
| K _q | belastingcoëfficiënt | - |
| k _t | factor | - |
| L | lengte ankerstaaf | m |
| L _{spacing} | h.o.h. afstand van de ankers in een embedded pile row | m |
| m | machtsfunctie behorende bij de toename van de overconsolidatie | - |
| M _{y,Ed} | rekenwaarde van het buigend moment om de y-y-as | kNm |
| M _{y,Rd} | rekenwaarde van de weerstand tegen een buigend moment om de y-y-as | kNm |
| M _{z,Ed} | rekenwaarde van het buigend moment om de z-z-as | kNm |

Notaties

| | | |
|------------------|---|----------------------|
| $M_{z;Rd}$ | rekenwaarde van de weerstand tegen een buigend moment om de z-z-as | kNm |
| N_c | hulpcoëfficiënt | - |
| N_{Ed} | rekenwaarde van de normaalkracht | kN |
| N_{Rd} | rekenwaarde van de weerstand tegen normaalkracht | kN |
| N_q | hulpcoëfficiënt | - |
| N_γ | hulpcoëfficiënt | - |
| OCR | overconsolidatie ratio $OCR = \sigma'_p / \sigma'_v$ | - |
| $O_{a;gem}$ | is de gemiddelde omtrek van de ankerstaaf | m |
| q | constante belasting loodrecht op de ankerstaaf | kN/m |
| q_0 | maximum belasting loodrecht op de ankerstaaf | kN/m |
| q_{he} | horizontaal evenwichtsdraagvermogen | kN/m ² |
| q_{var} | variabele vervormingsafhankelijke belasting (omgekeerde bedding) | kN/m ² |
| q_x | sinusvormige belasting loodrecht op de ankerstaaf | kN/m |
| q_z | verticale belasting op de ankerstaaf | kN/m |
| $R_{t;d}$ | rekenwaarde van de materiaalsterkte van de ankerstaaf of -streng | kN |
| $R_{a;d}$ | rekenwaarde van de uittrekweerstand van de verankering | kN |
| $R_{a;gem}$ | gemiddelde houdkracht op het ankerlichaam op basis van de bezwijkproeven | - |
| $R_{a;min}$ | minimale houdkracht op het ankerlichaam op basis van de bezwijkproeven of een empirische methode | - |
| R_{eq} | equivalente straal van de staaf $R_{eq} = D_{eq}/2$ | m |
| R_{inter} | sterkte reductie factor | - |
| R_N | stijfheid in laterale richting | kN/m ² /m |
| R_s | maximale schachtwrijvingskracht van de T-bar/ankerstaaf | kN |
| R_S | stijfheid in axiale richting | kN/m ² /m |
| p' | gemiddelde effectieve spanning | kN/m ² |
| P_d | rekenwaarde van de ankerbelasting | kN |
| q | deviatorspanning | kN/m ² |
| S | genormaliseerde ongedraineerde schuifsterkte ratio | - |
| S | statisch moment in het beschouwde punt | m ³ |
| S_c | vormfactor | - |
| S_u | ongedraineerde schuifsterkte | kPa |
| s_γ^* | vormfactor | - |
| t | dikte van het materiaal in het beschouwde punt | m |
| u | waterspanning | kN/m ² |
| v | belasting snelheid | m/s |
| V | genormaliseerde snelheid | - |
| V_{Ed} | rekenwaarde van de dwarskracht | kN |
| V_{Rd} | rekenwaarde van de weerstand tegen een dwarskracht | kN |
| w_g | zakking van de grond langs lengte de ankerstaaf | m |
| w_p | relatieve verplaatsing van de zakkende grond ten opzichte van de doorbuiging van de ankerstaaf tot het bereiken van de evenwichtskracht of volledig plastische vervorming | m |
| w_r | relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de doorbuiging van de ankerstaaf | m |
| w_s | doorbuiging van ankerstaaf langs de lengte | m |
| y_0 | maximale doorbuiging van de ankerstang | m |
| y_n | doorbuiging van de ankerstang over ondersteunde gedeelte | m |
| α | $\Delta F/F$ bij belaste ankerstang | - |
| α_t | dimensieloze factor die de invloed van de uitvoering in rekening brengt | - |
| β | modelfactor van verankeringssysteem | - |
| δ' | effectieve wrijvingshoek | ° |
| ΔF | toename van de axiale kracht | kN |
| ϵ_{max} | maximaal optredende rek in de ankerstaaf | - |
| $\epsilon_{F;L}$ | rek als gevolg van de voorspankracht in de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking | - |

| | | |
|-------------------------------|---|-------------------|
| $\epsilon_{\Delta F;L}$ | rek als gevolg van de verlenging van de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking | - |
| $\Delta\epsilon_{\Delta F;K}$ | rek als gevolg van het verlies aan stijfheid bepaald met behulp van de kabelvergelijking | - |
| $\epsilon_{K;K}$ | maximale rek als gevolg van de kromming van de ankerstaaf bepaald met behulp van de kabelvergelijking | - |
| γ | volumiek gewicht grond | kN/m ³ |
| γ_a | partiële materiaalfactor | - |
| γ_{M0} | partiële factor | - |
| γ_{M2} | partiële factor | - |
| $\gamma_{Mt,ser}$ | partiële factor | - |
| γ_{sat} | nat volumiek gewicht | kN/m ³ |
| γ_{unsat} | droog volumiek gewicht | kN/m ³ |
| γ_w | volumiek gewicht van water | kN/m ³ |
| λ | golflengte $\lambda = \sqrt[4]{4EI/c}$ | m |
| ν_{ur} | ontlasting/herbelastingsdwarscontractiecoëfficiënt | - |
| ν | dwarscontractiecoëfficiënt | - |
| ϕ | hoek van inwendige wrijving | ° |
| ϕ' | effectieve hoek van inwendige wrijving | ° |
| ψ' | dilatantiehoek | ° |
| ρ | massa eenheid | kg/m ³ |
| $\sigma'_{v;z}$ | effectieve verticale korrelspanning | kN/m ² |
| σ'_p | maximaal eerder opgetreden σ'_v | kN/m ² |
| τ_{Ed} | rekenwaarde schuifspanning in het beschouwde punt | MPa |

FIGURENLIJST

| | | |
|-------------|---|----|
| Figuur 1.1 | Verankering van een wandconstructie waarbij de zakkende grond het anker doet vervormen. | 1 |
| Figuur 1.2 | Vier gevallen uit de CUR 166 (CUR, 2012b) waarmee de gevolgen van zakkende grond op ankers kunnen worden benaderd. | 2 |
| Figuur 1.3 | Overzicht in welk hoofdstuk welke modellering is toegepast ten aanzien de betreffende deelaspecten omtrent zakkende grond op ankers. | 3 |
| Figuur 1.4 | Twee veelvoorkomende situaties welke door de drie rekenmethoden beschouwd zullen worden. | 4 |
| Figuur 1.5 | Onderzoeksmethode waarin stapsgewijs is aangegeven welke onderdelen beschouwd worden en waarbij met behulp van pijlen is weergegeven op welke wijze zij onderling vergeleken of geverifieerd worden. | 5 |
| Figuur 2.1 | Verankeringselement waarbij de ankerstaaf in het modelonderzoek als T-Bar wordt geschematiseerd. | 6 |
| Figuur 2.2 | Consolidatiecel waarin zich de T-bars (oranje omcirkelt) bevinden (Bewerkte versie van (Lottum, 2010)). | 7 |
| Figuur 2.3 | Mogelijk glijvlak van een dijklichaam met de bijbehorende proeven die de sterkte eigenschappen simuleren (bewerkte versie van (Kames, 2012)) | 9 |
| Figuur 2.4 | Bepaling van de genormaliseerde schuifsterkte voor een TC, DSS en een TE bij variërende rek voor OCR = 1 (bewerkte versie van (Ladd, 1991)). | 9 |
| Figuur 2.5 | Schematisatie van de proefopstelling waarin de grootte van de belasting (q) toeneemt met de verplaatsing (w) van de T-bar. De lengte (L) en diameter (D) zijn van invloed op de grootte van de belasting. | 10 |
| Figuur 2.6 | Invloedsfactor uitgezet tegen het tijdsinterval van de verplaatsing. | 11 |
| Figuur 2.7 | P-q diagram met een spanningspad voor gedraineerd en ongedraineerd bezwijken van de grond, resulterend in een verschillende schuifspanning τ | 13 |
| Figuur 2.8 | Schematisatie van de beproefde T-bar in 3D (links) en in 2D (rechts). De omkadering van de 2D T-bar geeft de begrenzing van het model weer. | 15 |
| Figuur 2.9 | Last-verplaatsingsgrafiek van proef 1 waarin het MC model met het HS model wordt vergeleken. De verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. | 17 |
| Figuur 2.10 | Absolute verplaatsing van Speswhite klei bij gedraineerd gedrag (linker afbeelding) en bij ongedraineerd gedrag (rechter afbeelding) van de grond. | 18 |
| Figuur 2.11 | Verplaatsingsmechanisme van de grond langs horizontaal belaste palen (Fleming e.a., 2008). | 18 |
| Figuur 2.12 | Invloedsfactor uitgezet tegen het tijdsinterval van de verplaatsing. De trendlijn van de modelproeven geeft de constante waarde voor de invloedsfactor weer voor ongedraineerd gedrag (8,6) en gedraineerd gedrag (11,6). | 19 |
| Figuur 2.13 | Last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. | 21 |
| Figuur 2.14 | Last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. Inclusief de resultaten van Deltares | 22 |
| Figuur 2.15 | Genormaliseerde last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verhouding tussen de plaatselijke en de verticaal optredende evenwichtsbelasting op de ankerstaaf is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. | 23 |

| | | |
|-------------|---|----|
| Figuur 2.16 | Genormaliseerde last-verplaatsingsgrafiek voor de Speswhite klei proeven waarin de verhouding tussen de plaatselijke en de verticaal optredende evenwichtsbelasting op de ankerstaaf is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. Inclusief de resultaten van Deltares. | 23 |
| Figuur 2.17 | Spanningsvervormingsgedrag van verschillende grondsoorten waarin de schuifspanning ten opzichte van de kritieke schuifspanning is uitgezet tegen de hoekverdraaiing. Kenmerkend voor de simulaties is de curve behorend bij normaal geconsolideerde klei (bewerkte versie van (CUR, 2002). | 24 |
| Figuur 2.18 | Verhouding τ/σ'_v voor Speswhite klei waarin de waarde vanuit Plaxis en Deltares vergeleken worden. | 24 |
| Figuur 2.19 | Last-verplaatsingsgrafiek van proef 5 waarin het MC model, het HS model en de modelproef van Deltares onderling worden vergeleken. De verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. | 25 |
| Figuur 2.20 | Last-verplaatsingsgrafiek van proef 6 waarin de verticale optredende belasting op de ankerstaaf per strekkende meter is uitgezet tegen de relatieve verplaatsing van de ankerstaaf ten opzichte van de grond. | 26 |
| Figuur 2.21 | Absolute verplaatsing van Oostvaardersplassen klei bij ongedraineerd gedrag van de grond. | 26 |
| Figuur 2.22 | Aanvullende belasting op de T-bar als gevolg van de in oranje aangegeven schuifkrachten langs de kop van de staaf. | 27 |
| Figuur 2.23 | T-bar met een grondbelasting (q_{grond}) aan de bovenzijde en zuiging (q_{zuiging}) aan de onderzijde. Het meetelement (rood) bepaalt de kracht op de staaf. | 27 |
| Figuur 3.1 | Geval 1 uit de CUR 166 waarbij de buiging van de ankerstaaf (y_x) als gevolg van de belasting (q_x) wordt geschematiseerd als een ligger op twee scharnierende steunpunten. | 30 |
| Figuur 3.2 | Achtergrond bij geval 1 uit de CUR 166 waarbij de verlenging van de ankerstaaf ten dele wordt opgenomen door de vervorming van de damwand ($s_{q;d}$). | 31 |
| Figuur 3.3 | Vergelijking voor het bepalen van de toename van de ankerkracht voor geval uit CUR 166. | 31 |
| Figuur 3.4 | Verankerings-element waarbij de vervorming van de ankerstaaf is opgedeeld in verschillende situaties afhankelijk van de optredende belasting. | 32 |
| Figuur 3.5 | Loodrechte component van de verticale belasting waarbij de grootte afhankelijk is van de aanbrenghoek van het anker. | 33 |
| Figuur 3.6 | Situatie 1: Ligger op twee scharnierende steunpunten welke als basis dient voor het opzetten van het analytische model. | 33 |
| Figuur 3.7 | Situatie 2: Lineair toenemende belasting op de ankerstaaf, zetting is groter dan de doorbuiging. | 34 |
| Figuur 3.8 | Situatie 3: Belasting op de ankerstaaf is afhankelijk van de relatieve verplaatsing w_r | 35 |
| Figuur 3.9 | Situatie 4: Bedding van de grond is afhankelijk van de relatieve verplaatsing w_r | 35 |
| Figuur 3.10 | Lineair elastisch en plastische benadering van de last-verplaatsingsgrafiek van de Plaxis 2D simulaties met een indicatieve waarde voor de relatieve verplaatsing tot volledig plastisch vervormen van de grond w_p | 36 |
| Figuur 3.11 | Bepaling van de vervormingsafhankelijke beddingsconstante. | 37 |
| Figuur 3.12 | Doorsnede van een ankerstaaf waarbij het invloedsgebied van de bedding (B) groter is dan de diameter (D) van de belasting van de ankerstaaf. | 37 |
| Figuur 3.13 | Verhouding tussen de diameter van de ankerstaaf en de verplaatsing w_p voor Speswhite klei. | 38 |
| Figuur 3.14 | Niet-lineaire zetting w_g langs de ankerstaaf voor een situatie waarbij meerdere grondlagen doorkruist worden. | 39 |
| Figuur 3.15 | Stroomschema van het iteratieve proces voor het bepalen van de vervorming van ankerstaaf als gevolg van zakkende grond. | 40 |
| Figuur 3.16 | Vervorming van ankerstaaf op moment $t = 1$, bepaald op iteratieve wijze. | 41 |
| Figuur 3.17 | Vervorming van ankerstaaf op moment $t = 2$, bepaald op iteratieve wijze. | 41 |
| Figuur 3.18 | Vervorming van ankerstaaf op moment $t = 3$, bepaald op iteratieve wijze. | 42 |
| Figuur 3.19 | Voorbeeld uit de CUR 166 waarbij een de ankers van een kistdam door de zetting van aanvulzand wordt belast. | 43 |

| | | |
|-------------|--|----|
| Figuur 3.20 | Geval 1 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zakking van de grond groter is dan de doorbuiging. | 43 |
| Figuur 3.21 | Geval 2 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zakking van de grond over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging. | 44 |
| Figuur 3.22 | Situatie waarbij de invloed van axiale schuifkracht maximaal is. | 48 |
| Figuur 3.23 | Trekkraft in de ankerstaaf waarbij de grootte van de schachtwrijving (circa 69 kN) is weergegeven voor situatie waarvoor deze maximaal gemobiliseerd kan worden. | 49 |
| Figuur 4.1 | Eigenschappen van een schroefgroutanker met een buisdiameter van 82,5 mm en een wanddikte van 22 mm. | 51 |
| Figuur 4.2 | Situatie waarbij de schoor staande ankerstaaf drie grondlagen doorkruist. | 52 |
| Figuur 4.3 | Doorbuiging van de ankerstaaf als gevolg zettingen van de grond langs de ankerstaaf voor de referentiesituatie. | 53 |
| Figuur 4.4 | Momenten in kNm en dwarskrachten in kN voor de referentiesituatie. | 54 |
| Figuur 4.5 | Detail van een trompet waarbij de staaf binnen de trompet kan roteren. | 54 |
| Figuur 5.1 | bi-lineaire vereenvoudiging van een spanning-rek diagram. | 56 |
| Figuur 5.2 | Eigenschappen van een schroefgroutanker met een buisdiameter van 51 mm en een wanddikte van 10 mm. | 57 |
| Figuur 5.3 | Spanningen en rekken over de hoogte voor elastische en plastische deformatie van een op zuivere buiging belaste ankerstaaf. | 57 |
| Figuur 5.4 | Bepalen van het volplastisch moment waarbij in iedere vezel de vloeispanning heerst. . . | 58 |
| Figuur 5.5 | Moment-kromming diagram waarbij de krommingen behorende bij het elastisch en plastisch moment zijn weergegeven. | 58 |
| Figuur 5.6 | Criteria op basis waarvan de doorsnedeklassen van ronde buizen wordt vastgesteld (Normcommissie, 2011). | 59 |
| Figuur 5.7 | Maatgevende situatie waarbij de schoor staande door zakkende grond wordt belast. . . . | 60 |
| Figuur 5.8 | Doorbuiging van de ankerstaaf waarbij vanaf 0,24 meter zetting de staaf plastisch zal deformeren. | 61 |
| Figuur 5.9 | Doorsnede van een schroefgroutanker met het oppervlak door normaalkracht (A_N) en het resterende oppervlak voor het buigend moment (A_M). | 62 |
| Figuur 5.10 | Variatie van de optredende schuifspanningen over de diameter van de ankerstaaf (bewerkte versie van (Wardenier e.a., 2010)). | 64 |
| Figuur 5.11 | Vloeien van het staal langs de lengte van het anker waarbij slechts een deel van de doorsnede vloeit ten gevolge van de combinatie van een normaalkrachten en momenten. | 65 |
| Figuur 5.12 | Doorbuiging van de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking en kabelvergelijking. | 67 |
| Figuur 5.13 | Momentenlijn langs de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking. | 67 |
| Figuur 5.14 | Kromming langs de ankerstaaf bepaald met behulp van de liggervergelijking en de kabelvergelijking. | 68 |
| Figuur 6.1 | Achtergrond van een embedded pile element waarbij de interactie tussen de grond en de paal/anker door middel van speciale interface elementen plaatsvindt (bewerkte versie van (Sluis, 2012)). | 71 |
| Figuur 6.2 | Opzet van het model voor Plaxis 2D en Plaxis 3D waarbij een embedded pile als verankerings-element wordt toegepast. | 72 |
| Figuur 6.3 | Opzet van het Plaxis 2D model waarbij de afmetingen zijn weergegeven. | 74 |
| Figuur 6.4 | Doorbuiging van de ankerstaaf als gevolg van de laterale belasting door de zakkende grond voor een variërende hart op hart afstand. Per situatie/kleur is zowel de belasting als de buiging uitgezet. | 76 |
| Figuur 6.5 | Opzet van het Plaxis 3D model waarbij de afmetingen zijn weergegeven. | 78 |
| Figuur 6.6 | Axiale ankerkracht bij de ankerkop als gevolg van de zetting. Onderscheid is gemaakt tussen begrensde (blauw) en onbegrensde (rode) axiale schachtwrijving. De zetting bij de ankerkop als gevolg van een bovenbelasting van 40 kPa bedraagt circa 0,21 m. | 79 |
| Figuur 6.7 | Laterale schuifkracht langs een embedded pile voor Plaxis 2D en Plaxis 3D. In theorie zouden beide simulaties dezelfde vorm en krachten moeten tonen. | 80 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figuur 6.8 | Effectieve verticale spanning in Plaxis 3D voor situatie 7. Als gevolg van de verplaatsing van de grond ten opzichte van het anker bezwijkt de grond bij de ankerkop en bij het ankerlichaam. | 80 |
| Figuur 6.9 | Doorbuiging van de ankerstaaf waarbij de bijbehorende zetting onder de ankerstaaf per situatie is weergegeven. Het zettingsprofiel zonder de aanwezigheid van een embedded pile (bruin) verschilt over het eerste deel sterk. | 81 |
| Figuur 6.10 | Doorbuiging van de ankerstaaf voor Plaxis 2D en 3D waarbij de ISF_{RN} per situatie verandert. | 83 |
| Figuur 6.11 | Momentenlijn en dwarskrachtenlijn van de ankerstaaf voor Plaxis 2D en 3D waarbij de ISF_{RN} per situatie verandert. Hierbij is slechts de eerste 4 meter ankerstaaf weergegeven. | 83 |
| Figuur 6.12 | Simulatieproces van Plaxis 3D waarbij de onzekerheden in de uitvoer zijn gevisualiseerd. Een groen vinkje impliceert hierbij dat de simulaties correcte resultaten levert. Indien de resultaten onjuist of onbekend zijn is dit door middel van een vraagteken weergegeven. | 85 |
| Figuur 7.1 | Overzicht van drie rekenmethoden op basis waarvan zij in de twee situatie vergeleken worden. | 90 |
| Figuur 7.2 | Standaard situatie (situatie 1) van een damwandverankering ten behoeve van het vergelijken van de drie rekenmethoden. | 91 |
| Figuur 7.3 | Geval 2 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zakking van de grond over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging. | 92 |
| Figuur 7.4 | Doorbuiging over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en embedded piles in Plaxis 2D en 3D. | 93 |
| Figuur 7.5 | Momenten en dwarskrachten over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D. | 94 |
| Figuur 7.6 | Standaard situatie (situatie 2) van een damwandverankering ten behoeve van het vergelijken van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode. | 94 |
| Figuur 7.7 | Geval 2 uit de CUR 166 waarbij de ankerstaaf loodrecht belast wordt en de zakking van de grond over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging. | 95 |
| Figuur 7.8 | Doorbuiging over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D. | 96 |
| Figuur 7.9 | Momenten en dwarskrachten over de vrije ankerlengte van de staaf bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D. | 97 |
| Figuur 7.10 | Spanningen over de vrije ankerlengte als gevolg van het buigende moment (M), de toename van de axiale ankerkracht (ΔF en de axiale ankerkracht (F) bepaald met behulp van de vernieuwde rekenmethode. | 97 |
| Figuur 7.11 | Doorbuiging van de ankerstaaf bepaald met behulp van een elastische en plastische berekening. | 99 |
| Figuur 8.1 | Groutanker met een staaf als verankeringselement. (1) is de gladde kunststof buis, (2) is de open ruimte welke onder hydrostatische druk uitgevuld kan worden (3), is de massieve ankerstaaf, (4) is het afgeperste groutlichaam, (5) is een afstandhouder (bewerkte versie van (DSI, 2015)). | 101 |
| Figuur 8.2 | Doorsnede over de vrije ankerlengte met een massieve staaf als verankeringselement waarbij de verschillende lagen zijn weergegeven. Uitvoeringsmethode en ankersysteem zijn bepalend voor de maatgevende diameter waarop de belasting werkt (bewerkte versie van (DSI, 2002)). | 102 |
| Figuur 8.3 | Sectie van een GEWI-anker waarbij de staven onderling met behulp van een koppelmof aan verbonden zijn. (bewerkte versie van (DSI, 2015)). | 104 |
| Figuur 8.4 | Detail van een ankerkop met een kantelplaat ten behoeve van het vrij kunnen roteren van de ankerstaaf uit CUR 211 (CUR, 2003a). | 105 |
| Figuur 8.5 | Detail van een ankerkop waarbij onderscheid is gemaakt tussen een conische moer en een kantelplaat ten behoeve van het vrij kunnen roteren van de ankerstaaf. | 105 |
| Figuur 8.6 | Indicatieve detail van trompet waarvoor de afmetingen vastgesteld dienen te worden, rekening houdend met de toleranties. Het omkaderde deel van de trompet wordt in figuur 8.7 behandeld. | 106 |

| | | |
|------------|---|-----|
| Figuur 8.7 | Vrije ruimte in de trompet als gevolg van de benodigde toleranties in mm. Onderscheid is gemaakt tussen een vaste positie van de sparing en de mogelijkheid om het anker centrisch over de staaf heen te plaatsen. De beschouwde uiteinden zijn onderdeel van de in figuur 8.6 weergegeven trompet. | 107 |
| Figuur A.1 | Anchorage of a construction where the subsidence of the soil causes the bar to deform. . . | 124 |
| Figuur A.2 | Four case from the CUR 166 (CUR, 2012b) which should be used to approximate the consequences of consolidating soil on anchors with. | 125 |
| Figuur A.3 | Overview in which chapter what modeling is used for the corresponding aspects of subsiding soil on anchors. | 126 |
| Figuur A.4 | Two common situations to be investigated by the three design methods. | 127 |
| Figuur A.5 | Research method in which the main parts of the problem will be covered step by step. The arrows indicate in which way the parts will be compared or verified. | 128 |
| Figuur B.1 | Belasting op het verankerings-element als gevolg van zakkende grond resulteert in een vervorming van de ankerstaaf (Bewerkte versie van CUR 211 (CUR, 2003a)) | 132 |
| Figuur B.2 | Kracht-verplaatsing diagram tijdens penetratie T-bar, hierbij vertegenwoordigd de cyan-keurige lijn snelle penetratie waardoor de ongedraineerde situatie optreedt (Lottum, 2010). | 135 |
| Figuur B.3 | Loodrecht belaste ankerstaaf met ongehinderde steunpuntsverplaatsing (Bosschaart en Peters, 2004). | 137 |
| Figuur B.4 | Loodrecht belaste ankerstaaf met ongehinderde steunpuntsverplaatsing waarin q_x een sinusvormige belasting vertegenwoordigd en q de equivalente constante belasting (bewerkte versie van (Bosschaart en Peters, 2004)). | 137 |
| Figuur B.5 | Strookfundering (Verruijt, 2010). | 141 |
| Figuur B.6 | Wrijvingsverplaatsingsdiagram (Korff en Hergarden, 2002). | 142 |
| Figuur C.1 | Opzet van het 2D model in Plaxis. | 149 |
| Figuur D.1 | P-q diagram met een spanningspad voor gedraineerd en ongedraineerd bezwijken van de grond, resulterend in een verschillende schuifspanning τ | 151 |
| Figuur D.2 | Cirkels van Mohr voor gedraineerd en ongedraineerd bezwijken (blauw) voor een gelijke initiële effectieve hoofdspanning (oranje) σ'_3 van circa 72 kN/m ² | 152 |
| Figuur E.1 | Modelfactor β als onderdeel van door CUR 166 en Deltares opgestelde vergelijking. . . . | 154 |
| Figuur E.2 | Ankerstaaf belast door een lineair en sinusvormige belasting waarbij geldt $q_0 = 4/\pi \cdot q$. . . | 154 |
| Figuur E.3 | Modelfactor β als onderdeel van door CUR 166 en Deltares opgestelde vergelijking. . . . | 155 |
| Figuur G.1 | Doorbuiging van de ankerstaaf waarbij de verschillen tussen het correct en incorrect meenemen van de schachtwrijving is weergegeven. | 158 |
| Figuur H.1 | Opzet van het model voor Plaxis 2D en Plaxis 3D waarbij een embedded pile als verankerings-element wordt toegepast. | 160 |
| Figuur H.2 | Doorbuiging van de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode. | 161 |
| Figuur H.3 | Laterale belasting op de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode. | 162 |
| Figuur H.4 | Momentenlijn van de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode. | 163 |
| Figuur H.5 | Dwarskrachtenlijn van de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode. | 163 |
| Figuur I.1 | Eigenschappen van een schroefgroutanker met een buisdiameter van 51 mm en een wanddikte van 10 mm. | 165 |
| Figuur I.2 | Standaard situatie (situatie 1) van een damwandverankering ten behoeve van het vergelijken van de drie rekenmethoden. | 166 |

| | | |
|-------------|--|-----|
| Figuur I.3 | Standaard situatie (situatie 2) van een damwandverankering ten behoeve van het vergelijken van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode. | 167 |
| Figuur J.1 | Overzicht van de opzet van het Plaxis 2D model (h.o.h. afstand 20 m). | 171 |
| Figuur J.2 | Totale axiale ankerkracht in Plaxis 2D (h.o.h. afstand 20 m). | 171 |
| Figuur J.3 | Ankerkracht door voorspanning in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 172 |
| Figuur J.4 | Doorbuiging in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 172 |
| Figuur J.5 | Buigend moment in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 173 |
| Figuur J.6 | Dwarskracht in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 173 |
| Figuur J.7 | Overzicht van de opzet van het Plaxis 3D model. | 174 |
| Figuur J.8 | Overzicht van de opzet van het Plaxis 3D model. | 174 |
| Figuur J.9 | Totale axiale ankerkracht in Plaxis 3D simulatie. | 175 |
| Figuur J.10 | Ankerkracht door voorspanning in Plaxis 3D simulatie. | 175 |
| Figuur J.11 | Doorbuiging in Plaxis 3D simulatie. | 176 |
| Figuur J.12 | Buigend moment in Plaxis 3D simulatie. | 176 |
| Figuur J.13 | Dwarskracht in Plaxis 3D simulatie. | 177 |
| Figuur K.1 | Overzicht van de opzet van het Plaxis 2D model (h.o.h. afstand 20 m). | 180 |
| Figuur K.2 | Totale axiale ankerkracht in Plaxis 2D (h.o.h. afstand 20 m). | 180 |
| Figuur K.3 | Ankerkracht door voorspanning in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 181 |
| Figuur K.4 | Doorbuiging in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 181 |
| Figuur K.5 | Buigend moment in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 182 |
| Figuur K.6 | Dwarskracht in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m). | 182 |

TABELLENLIJST

| | | |
|------------|---|------|
| Tabel 1 | Toename van de axiale ankerkracht ΔF bepaald met behulp van de drie rekenmethoden. | vi |
| Tabel 2 | Increase of the axial anchor force ΔF determined with the three design methods. | viii |
| Tabel 2.1 | Grondparameters van de beproefde Speswhite klei en Oostvaardersplassen klei. | 8 |
| Tabel 2.2 | Resultaten van de Speswhite klei modelproeven waarin F_{eq} de evenwichtskracht op de T-bar is en f_i de bijbehorende invloedsfactor. | 11 |
| Tabel 2.3 | Resultaten van de OVP klei modelproeven waarin F_{eq} de evenwichtskracht op de T-bar is en f_i de bijbehorende invloedsfactor. | 12 |
| Tabel 2.4 | Inputgegevens van de geselecteerde proeven en de resulterende uitkomst in de vorm van een waarde voor de evenwichtsbelasting $q_{z,eq}$ en de invloedsfactor f_i | 14 |
| Tabel 2.6 | Schuifsterkte van de modelproeven en de schuifsterkte van de simulaties op basis van triaxiaalproeven in Plaxis. | 16 |
| Tabel 2.7 | Resultaten van de modelproeven en de simulaties van Speswhite klei. | 19 |
| Tabel 2.8 | Conclusies van de simulaties met Speswhite klei op basis van de invloedsfactor f_i | 20 |
| Tabel 2.9 | Conclusies van de simulaties met Speswhite klei op basis van de evenwichtsbelasting $q_{z,eq}$ | 20 |
| Tabel 2.10 | Conclusies van de simulaties met Speswhite klei indien voor zowel de modelproeven als de simulaties dezelfde schuifsterkte wordt toegepast. | 20 |
| Tabel 2.11 | Resultaten van de modelproeven en de simulaties van OVP klei. | 25 |
| Tabel 3.1 | Resultaten van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode voor geval 1. | 44 |
| Tabel 3.2 | Resultaten van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode voor geval 2. | 45 |
| Tabel 3.3 | Resultaten van de vernieuwde rekenmethode voor geval 2 waarbij verschillende waarde voor w_p zijn toegepast. | 46 |
| Tabel 3.4 | Optredende belastingen en schuifspanningen langs de ankerstaaf ten behoeve van het interpoleren. | 48 |
| Tabel 4.1 | Resultaten van de referentiesituatie berekend met de vernieuwde rekenmethode. | 52 |
| Tabel 4.2 | Resultaten van de referentiesituatie vergeleken met de situatie waarbij een trompet en een mantelbuis is toegepast. | 55 |
| Tabel 4.3 | Resultaten van de referentiesituatie vergeleken met de situatie waarbij de ankerkop ingeklemd is. | 55 |
| Tabel 5.1 | Resultaten voor de situatie met een zetting van 0,50 cm vergeleken met de situatie waarbij de zetting is bepaald door het optreden van de vloeispanning in de uiterste vezel. | 61 |
| Tabel 5.2 | Resultaten van de simulaties waarbij met behulp van de liggervergelijking en de kabelvergelijking de situatie is doorgerekend. | 66 |
| Tabel 6.1 | Inputgegevens van de toegepaste grondsoorten in Plaxis. | 72 |
| Tabel 6.2 | Uit te voeren simulaties waarbij de verschillen per situatie zijn weergegeven. | 73 |
| Tabel 6.3 | Eigenschappen van de embedded pile row in Plaxis 2D voor $L_{spacing} = 10m$ | 74 |
| Tabel 6.4 | Resultaten van de Plaxis 2D simulaties waarbij een embedded pile row is toegepast met een variërende $L_{spacing}$ | 75 |
| Tabel 6.5 | Axiale krachten in de ankerstaaf waarbij de invloed van de schachtwrijving inzichtelijk wordt gemaakt bij een variërende staafdiameter. | 77 |
| Tabel 6.6 | Eigenschappen van de embedded pile in Plaxis 3D. | 78 |
| Tabel 6.7 | Resultaten van de Plaxis 3D simulaties waarbij een embedded pile is toegepast met een variërende maximale axiale schachtwrijving. Ter referentie zijn de resultaten voor situatie 3 ($L_{spacing} = 20m$) uit Plaxis 2D toegevoegd. | 79 |

| | | |
|-----------|--|-----|
| Tabel 6.8 | Resultaten van de Plaxis 2D simulaties vergeleken met een Plaxis 3D simulatie. De ISF_{RN} van de 2D simulaties neemt hierbij toe ten opzichte van de standaard waarde. | 82 |
| Tabel 6.9 | Resultaten van de Plaxis 3D simulaties waarbij een embedded pile is toegepast met een variërende buisdiameter en voorspankracht. Ter referentie zijn de resultaten voor situatie 7 ($T_{max} \ll \infty$) uit Plaxis 3D toegevoegd. | 84 |
| Tabel 7.1 | Mogelijkheden van de drie rekenmethoden waarbij gekeken is naar de toepasbaarheid ervan voor verschillende onderdelen. Hierbij betekent "✓" dat het onderdeel wordt meegenomen, "-" dat het niet wordt meegenomen en "?" dat de momenteel nog ongeschiktheid of dat het nog onduidelijk is of het meegenomen kan worden. | 90 |
| Tabel 7.2 | Resultaten van situatie 1 doorgerekend met behulp van de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en Plaxis 2D en 3D. | 92 |
| Tabel 7.3 | Resultaten van situatie 2 doorgerekend met behulp van de CUR 166, de vernieuwde rekenmethode en een embedded pile in Plaxis 2D. | 96 |
| Tabel 7.4 | Resultaten van de simulaties waarbij gebruik is gemaakt van een gelijke situatie welke op basis van een elastische en een plastische methode is doorgerekend. | 98 |
| Tabel B.1 | Involed van parameters op de toename van de axiale ankerkracht in model ANKERSTAAF | 139 |
| Tabel B.2 | Benodigde relatieve verplaatsing tot maximale wrijving per grondsoort. | 143 |
| Tabel C.1 | Inputgegevens van de toegepaste grondsoorten die veranderen ten opzichte van de standaard waarden in Plaxis 2D. | 148 |
| Tabel G.1 | Eigenschappen van de embedded pile in Plaxis 3D waarbij de incorrecte maximale schuifkracht en de correcte maximale schuifkracht vetgedrukt zijn weergegeven. | 157 |
| Tabel G.2 | Resultaten van de Plaxis 3D simulaties waarbij verschillen tussen het toepassen van de incorrecte en correcte schachtwrijving zijn weergegeven. | 158 |
| Tabel H.1 | Eigenschappen van de embedded pile row in Plaxis 2D. | 159 |
| Tabel H.2 | Uit te voeren simulaties waarbij de verschillen per situatie zijn weergegeven. | 160 |
| Tabel H.3 | Resultaten van de Plaxis 2D simulaties vergeleken met de vernieuwde rekenmethode. De ISF_{RN} neemt hierbij toe ten opzichte van de standaard waarde. | 161 |
| Tabel I.1 | Eigenschappen van het toe te passen verankeringselement voor situatie 1. De waarden voor het begrenzen van de houdkrachten door een maximale schachtwrijving is slechts voor de Plaxis 2D en 3D rekenmethode toepasbaar. | 166 |
| Tabel I.2 | Gegevens van de toe te passen grondsoorten voor de Plaxis 2D en Plaxis 3D rekenmethode. | 167 |
| Tabel I.3 | Eigenschappen van het toe te passen verankeringselement voor situatie 2. De waarden voor het begrenzen van de schachtwrijving is slechts voor de Plaxis 2D rekenmethode toepasbaar. | 168 |

A ENGLISH TRANSLATION OF INTRODUCTION, CONCLUSION AND RECOMMENDATIONS

A.1 Introduction

A.1.1 Background

The use of anchorages is a common technique to ensure the horizontal stability of constructions, sheet pile walls for example. For hydraulic structures, as well as for earth retaining walls, anchorages can be applied. Anchor bars are relatively slender elements and are only one side connected to the structure. The resulting horizontal forces are transferred to a soil layer with enough bearing capacity. The element is hereby loaded in axial direction under a tensile load.

With the years, the soil behind the structure will settle which could cause the anchor to be loaded in an unfavourable way. In case the curve of the anchor doesn't follow the settlement, the differences in displacement will cause the soil to slide along the bar. The function of an anchor is to transfer axial loads to a suitable ground layer. However, the consolidation of the soil could result in lateral loads on the bar, causing it to deform (see figure A.1).

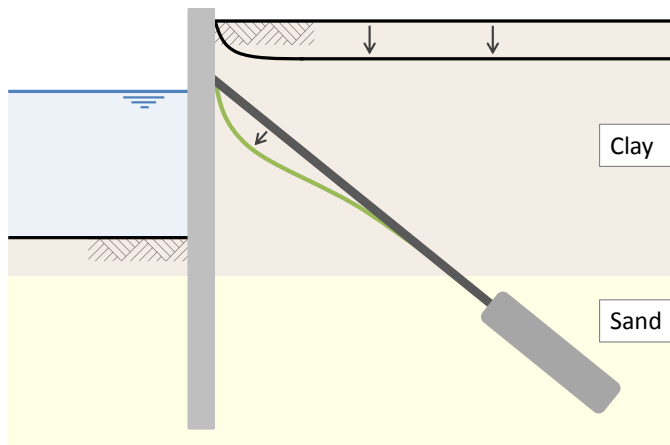


Figure A.1: Anchorage of a construction where the subsidence of the soil causes the bar to deform.

The deformation/bending of the bar influences the forces in the anchorage. In case the deformation is accompanied with elongation of the bar, it leads to an increase in axial force. Moreover, the curvature could result in a bending moment which results in an increase of the stresses. The design of the anchorage should incorporate these forces in order for the anchor system to be safe. Besides the bar and anchor body, the connection to the construction should be properly considered. The hingedly regarded supports should have sufficient rotational capacity in order to rotate with the deforming anchor bar.

A.1.2 Problem definition

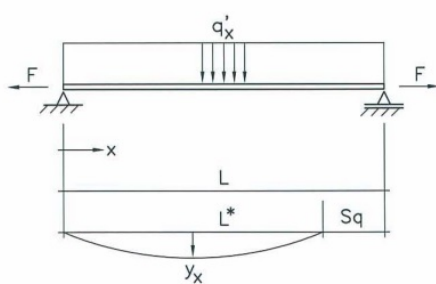
There is no need for the subsiding of soil on anchors to cause for difficulties. As long as the design incorporates the consequences in a proper way. The design method that quantifies the effects of subsiding soil on anchors is the CUR 166 part 2 paragraph 4.9.13 (CUR, 2012b). Distinction is made between determining the value of the load caused by the soil and the way the bar deforms as a result of this load.

The unique situations that occurs in reality are standardized with the help of four cases (see figure A.2). The anchorage system is hereby schematized as a beam (anchor bar) on two supports (anchor head and anchor body) with a constant perpendicular line load (consolidation of soil). The cases differ in the way the

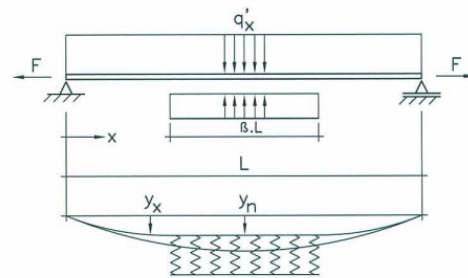
¹An English translation of the introduction, conclusion and recommendations has been added for non-Dutch speaking persons who are interested in reading the essence of the report.

bar and anchor body are schematized. From these cases one can conclude that the soil load on anchors could cause a distinct increase of the axial load. Which results in a higher anchor force. The used method to define this has actually not been checked with field tests. It remains unclear whether this method can be seen as a conservative approach or that it gives a realistic impression of the problem. The following cases are described by the CUR 166:

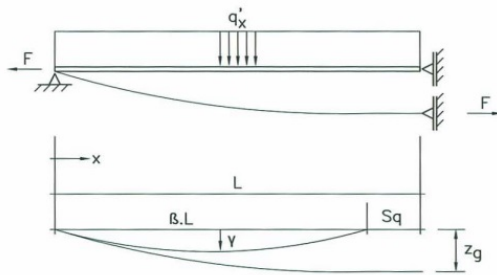
1. Anchor bar with a hinged support, soil displacement is larger than the deflection of the bar (figure A.2(a)).
2. Anchor bar with hinged supports. The soil displacement in the middle of the bar is equal to the deflection of the bar along a certain length (figure A.2(b)).
3. Anchor bar with hinged supports, of which one can move with the subsided soil in vertical direction. Soil displacement is larger than deflection of the bar (figure A.2(c)).
4. Anchor bar with one hinged support and one clamped support, soil displacement is larger than the deflection of the bar (figure A.2(d)).



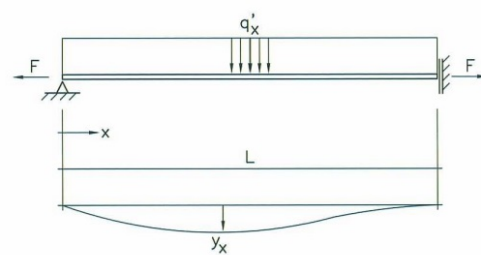
(a) Case 1 (CUR, 2012b)



(b) Case 2 (CUR, 2012b)



(c) Case 3 (CUR, 2012b)



(d) Case 4 (CUR, 2012b)

Figure A.2: Four case from the CUR 166 (CUR, 2012b) which should be used to approximate the consequences of consolidating soil on anchors with.

The design method of the CUR 166 focuses on horizontal anchorage systems. Looking at the described cases this approach becomes clear. When trying to design an inclined anchor for example, the CUR 166 doesn't give enough options to correctly approximate the deformation of the anchor. The primary shortcomings on the design method are the following:

- The anchorage system can be loaded in an unfavourable way by the consolidation of the soil. These displacements due to land subsidence are not constant, but decrease with the depth. Consequently, the soil displacement along the length of an inclined anchor bar differs. The displacements at the anchor head and anchor body are not the same. Taking these non-linear displacement profiles into account is not part of the current design method. The displacements of the soil are regarded to be constant.
- In the CUR 166, the maximum load on the bar caused by subsidence of the soil is determined with the undrained shear strength c_u , bar diameter (D) and a factor. The correctness of the value of this factor is uncertain. The CUR 166 itself states that need of validating the calculation method and in particular gaining insight in the real value of the factor is urgent.

- The material properties of the soil are decisive for the size of the load. With inclined anchor, the possibility of crossing multiple layers with different material properties is high. The constant line load, used by the CUR 166, does not comply with the real situation of inclined anchors.

A.1.3 Objective

The stated objective is to verify the design method of the CUR 166 on the consequences of subsiding soil on anchors and if necessary modifying it.

A.1.4 Research method

Given the objective, the following sub questions have been formulated:

1. What is the impact of the consolidation process on the steel anchorage?
2. In what way does the structural element cope with the occurring loads?
3. Which relevant situations are currently not regarded by the CUR 166 and how can they be used to determine the additional anchor force?
4. What possibilities does an embedded pile element in Plaxis have to approximate the consequences of soil subsidence on anchors with?

The sub questions will be answered step by step. In line with to the design method of the CUR 166, a distinction will initially be made between the loads caused by soil displacements and the deformation behaviour of the bar. Figure A.3 shows which modelings will be used in the chapters to answer the sub questions.

| Modeling Aspects | CUR 166 (analytical) | Vernieuwde rekenmethode (analytical + iterative) | Plaxis (numerical) | |
|---|-------------------------|--|--------------------|---------------|
| | | | Plaxis 2D | Plaxis 3D |
| Soil behaviour(q) | Ch. 2 | Ch. 2 | Ch. 2 + Ch. 6 | Ch. 6 |
| Deformation bar (ΔF) (standard situations) | Ch. 3 | Ch. 3 + Ch. 4 | - | - |
| Plastic deformation | - | Ch. 5 + Ch. 7 | - | - |
| Deformation bar (ΔF) (two situations) | Ch. 7 | Ch. 7 | Ch. 6 + Ch. 7 | Ch. 6 + Ch. 7 |

Figure A.3: Overview in which chapter what modeling is used for the corresponding aspects of subsiding soil on anchors.

In **chapter 2** the first insights in the soil behaviour around an anchor bar will be given (sub question 1). This is done with the help of the by Deltares' conducted model tests. In a controlled environment has the load of displaced soil on small sized bars been investigated. With the help of a FEM (finite element method) program Plaxis will the model tests be simulated. The simulation results can be compared with the model tests. Moreover, the diameters can be scaled up to resemble realistic bars when the simulations have been calibrated with the model tests. Both the tests and the simulations will give insight in the behaviour of soil when it deforms around bars.

Possible deformations/deflections of the anchor bar have been described in the CUR 166 by four cases. Regarding the shortcomings of this method en new design method (*vernieuwde rekenmethode*) will be made, consisting of a series of adjustable equations (see **chapter 3**). This chapter will partially answer sub question 2. Compared to the CUR 166 this method will be applicable for a wide range of situations. Determining the forces, bending moments and displacements along the length of the anchor is one of the resulting possibilities. Creating a method to approximate the deformation of the anchor in a more realistic way is the objective. Verifying the correctness of the *vernieuwde rekenmethode* is possible by comparing it to the CUR 166. Situations than can be calculated properly with the CUR 166 will be used for this comparison, such as horizontal anchors.

Chapter 4 elaborates the possibilities of the (*vernieuwde rekenmethode*). Sub question 3 will hereby partially be answered, the *vernieuwde rekenmethode* has more options to determine the anchor force with than the CUR 166. See figure A.4(a) and figure A.4(b) for an impression of respectively situation 1 and situation 2.

Chapter 5 discusses the available options of allowing plastic deformation of the bar in order to deal with the loads. This is part of sub question 2.

In **chapter 6** the applicability of an embedded pile will be investigated in both Plaxis 2D and 3D. Sub question 4 will partially be answered in this chapter. Momentarily, it is not possible to use an anchor element in Plaxis 2D that is able to correctly model all aspects playing a part in the loading of anchor bars due to the consolidation of soil. An embedded pile could, when regarding the properties, in potential be suitable for this. Both the soil behaviour and the deformation of the bar could in theory be covered by this element. However, an embedded pile is not meant to be laterally loaded.

Investigating the different aspects of the problem will result in three design approaches to approximate the consolidation of soil on anchor with. Consisting of the CUR 166 method, the *vernieuwde rekenmethode* and the use of embedded piles in Plaxis. The results will be compared in **chapter 7** by calculating common situations in which anchorages are used. With this comparison can sub question 2, 3 and 4 largely be answered.

With the knowledge of previous chapters it is possible to focus on the anchorage in a more detailed way. This means taking a close look at critical parts of the design, such as the detailing of the anchor head and the installation effects. These aspects will be dealt with in **chapter 8**. Sub questions 2 and 3 can hereby be answered.

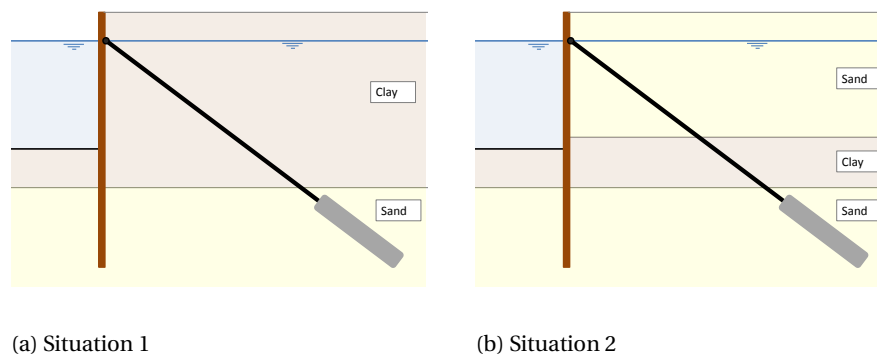


Figure A.4: Two common situations to be investigated by the three design methods.

Figure A.5 gives an overview of the main parts (soil behaviour, deformation bar, embedded piles and verification) of the thesis in order to clarify the stated research approach. Step 1 concerns the use of the modeltests of Deltares to gain insight in the behaviour of soil around anchor bars. Step 2 concerns the creation of the *vernieuwde rekenmethode*. Step 3 concerns the research on the applicability of embedded piles as an anchorages in Plaxis 2D and 3D. Step 4 concerns the comparison of the three design methods by simulating realistic situations in order to gain insight in the differences and similarities.

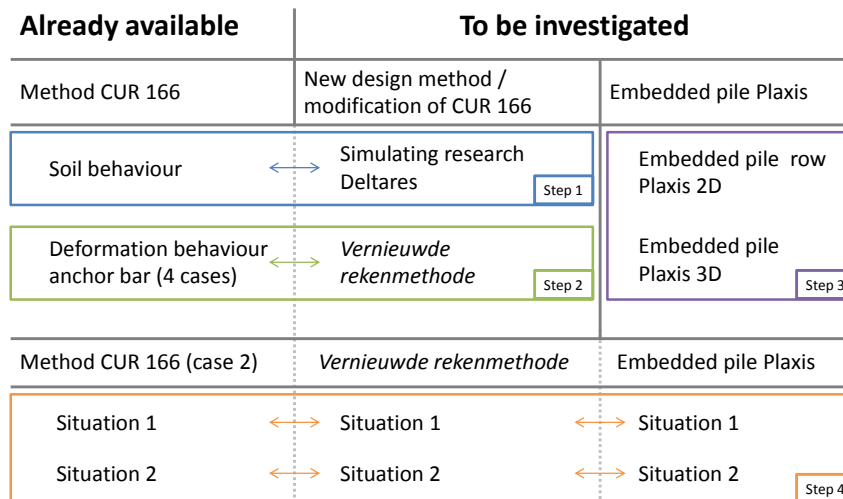


Figure A.5: Research method in which the main parts of the problem will be covered step by step. The arrows indicate in which way the parts will be compared or verified.

A.2 Conclusion and recommendations

A.2.1 Conclusion

The objective of the graduation thesis is to verify the design method of the CUR 166 on the consequences of subsiding soil on anchors and if necessary modifying it. This is done by answering four sub questions. One of them is gaining insight in the impact of subsiding soil on an anchor bar.

In order to determine the load on an anchor bar as a result of subsiding soil, the CUR 166 makes use of the undrained shear strength c_u . The shear strength is not a material property, but a parameter dependent on the loading velocity. Regarding autonomous land subsidence and creep, the occurring consolidation velocity is low enough to consider drained soil behaviour around the loaded bar. Applying the undrained shear strength for drained calculations is, from a practical point of view, a convenient method. However, theoretically seen it is not correct.

Due to the low velocities of land subsidence, pore pressures will not occur. Consequently, even with equal initial stress conditions in the ground, the measured drained shear strength is higher than the undrained shear strength. When determining the correct shear strength, in triaxial test for example, the strain at which the value is measured is of importance. For drained soil tests the maximum shear stress of the material is not reached until a relatively high strain in comparison to undrained tests. Regarding the complete failure of soil around the anchor bar due to subsidence, using large strains to determine the shear strength is realistic.

The model tests of Deltares, in which the loads on bars due to land subsidence were measured, have been simulated with the help of Plaxis 2D. With the measured maximum load can the corresponding factor f_i be defined. These simulations in Plaxis make use of a shear strength that depends on the drained or undrained conditions. Using this shear strength results in a practically constant value for f_i of 8 for both the drained and the undrained tests. The shear strength is not constant, but depends on the consolidation velocity. These findings differ from the conclusions of Deltares' research in which the undrained shear strength was used for the drained tests as well as for the undrained tests. The undrained shear strength was kept constant, the factor f_i varied. Despite of this, the measured loads should have had similar values. However, the simulations resulted in a higher maximum load than the measurements of the model tests indicated. The determined value of approximately 8 for the factor f_i is therefore an upper limit.

The sub questions on the way the steel element deals with the soil loads and determining what relevant situations are not covered by the CUR 166 extensively, will both answered in the following sections. The design method of the CUR 166 is tied to four cases to approximate the deformation of the anchor bar with. The applicability of the method is hereby limited, referring to common situations in which an inclined anchor crosses multiple soil layers. The created *vernieuwde rekenmethode* uses a series of adjustable equations to define the deformation of the free length of the anchor bar in an iterative way. Through this, the primary

shortcomings of the CUR 166 are solved. The *vernieuwde rekenmethode* takes non-linear subsidence of the soil along the bar into account, as well as the consequences of crossing multiple soil layers and the influence of a lateral load dependent on the subsidence of the soil. Moreover, using a series of equations allows for the possibility to determine the forces, bending moments and deformations at each location along the bar. These aspects of the *vernieuwde rekenmethode* make applicable for a wider range of situations than is possible with the CUR 166.

Using the linear theory of elasticity to cope with the soil load on the structural element is one of the possibilities. Furthermore, for solid and hollow anchor bars it holds that the stresses caused by soil subsidence can be redistributed over the section. When the yielding point of the material is exceeded in the outer fibre, plastic deformation of the bar will occur. In order to allow for this, the rotational capacity of the element should be sufficiently large. Normally, this will be the case due to the normal force inside the anchor. The corresponding strains will remain below the ultimate strain of the material.

As soon as the yielding point has been passed, the steel will locally start to yield, which is accompanied with a loss in stiffness. Using the linear theory of elasticity is no longer valid and so is the *vernieuwde rekenmethode* which is based on this theory. Determining the maximum deformation (upper limit) of the bar by taking the loss of stiffness into account is still possible. By making use of the cable equation without any bending and axial stiffness, but with a constant axial tensile force, the maximum deflection can be determined while the entire bar is yielding. Due to the displacement controlled nature of the situation, the deflection of the element is limited by the subsidence of the surrounding soil. Given the low moment of inertia of anchor bars, any loss in bending stiffness will only have a minor impact on the deflection. Consequently, it is possible, even without any redistribution capacity left, to cope with the loads by letting the steel yield. Hereby, the anchorage only needs to take into account the normal forces, the bending moments will be dealt with by the yielding of the steel.

As long as there are no obstructions in the path of the deflection that could locally cause the curvature of the bar to rapidly increase, the maximum occurring strain will remain far below the ultimate strain. Detailing the anchor head correctly is of importance to prevent the bar from leaning on the pipe. These obstructions of the deflection could cause the unwanted high curvatures to occur. Therefore, the rotational tolerances, installation tolerances and subsidence tolerances should be known. The values can be used to create a clearance gauge around the bar inside the pipe.

The fourth sub question concerns researching the consequences of subsiding soil with the help of embedded piles in a numerical FEM program (Plaxis) in order to verify it with the *vernieuwde rekenmethode*. Even though embedded piles in Plaxis are not meant to be laterally loaded, the properties make it in theory a promising element to be used as anchorage. Applying it in Plaxis 2D and 3D and loading it by subsiding soil has resulted in insight in the possibilities and shortcomings. Limiting the axial and lateral skin friction in a multi-linear way is necessary to get realistic results. However, in Plaxis 3D this option hasn't been incorporated yet. Shortcomings in Plaxis 2D are the dependency on the spacing between the piles and the groundless loss of prestressing forces. Momentarily, these aspects make an embedded pile not suitable to be used as an anchor. However, some aspect seem to be simulated correctly. This holds for the bending moments and shear forces in Plaxis 2D. While in Plaxis 3D the axial forces and deformation of the anchor bar seems reliable. Due to the lack of field tests, calibrating the results with real values is not possible yet.

Gaining insight in the differences between the method of the CUR 166, the *vernieuwde rekenmethode* and the use of embedded piles in Plaxis is one of the possibilities. In this way the *vernieuwde rekenmethode* can be verified with Plaxis and the CUR 166. When considering common situations, such as inclined anchors crossing multiple layers, the results of the *vernieuwde rekenmethode* and embedded piles show many similarities. This implies the correct way of approximating the real behaviour by the *vernieuwde rekenmethode*. The results of the CUR 166 deviate from the other methods when regarding common situations. The increase in anchor force ΔF , determined with the CUR 166, is consistently higher than the results of the *vernieuwde rekenmethode* and the embedded piles. From this point of view, the CUR 166 method to define ΔF is conservative. But, it is important to keep in mind that the engineering judgement needed to adapt the CUR 166 (case 2) for these situations is determinative for the value of ΔF and consequently to what extent it can be considered a conservative approach.

A.2.2 Recommendations regarding further research

Simulating the real failure of sand soil is not a part of this graduation thesis. Partially because testing sand soils was not included in the research conducted by Deltares, verifying the Plaxis 2D simulations would therefore not be possible. However, in this report sand soils have been loading anchor bars. This was possible due to the way the shear strength has been determined, by making use of a c' and a ϕ' . The presumption is that this is a correct approximation of the real situation. However, this cannot be verified. Conducting tests on subsiding sand soil ($c' = 0$ i.c.w. high ϕ') loading an anchor bar is necessary.

The deformation behaviour of the anchor bar has been defined with multiple design methods. Before these methods can be calibrated, field tests on real anchors need to be performed. Subsequently, the measured results can be used to verify the theory with. Currently, it is only possible to give an estimate of the correctness of the deformation behaviour of anchor bars by using engineering judgement.

The possibilities of using an embedded pile as an anchor are promising. Due to soil-anchor interaction, the deformation behaviour can be accurately determined by using only one element. Currently, this is not the case. The report describes the first step of making the embedded element applicable as anchor. Further research on this subject is necessary to gain realistic results from loading an embedded pile. Taking notice of the findings and recommendations is desirable.

The emphasis of the used anchorages in this report is on solid or hollow bars. The deformation of tendons differs from bars, these aspects are not covered in this report. Referring to the grout-tendon interaction for example. In order to give a realistic approximation of the deformation behaviour, the mentioned interaction should be investigated. This is also of importance for the occurring shear forces and bending moments.

The *vernieuwde rekenmethode* is applicable for the free anchor length. The influence of the anchor body is not taken into account. Incorporating the anchor body in the method will most likely have a reductive effect on the anchor force. An increase in anchor force could lead to movement of the anchor. Consequently, the current approach is conservative. Gaining insight in the real behaviour of the anchor body, while being under an increasing tensile load, is worth investigating.

The subsidence of the soil results in a displacement controlled situation. Using plastic deformation and yielding of the material to cope with the bending moments is hereby possible. The upper limit of the deflection has been defined, not the actual deformations and occurring forces caused by the partial yielding of the element. In order to determine the consequences of having a combination of axial forces and bending moments for the steel, a material model should be used.

A.2.3 Recommendations regarding the use of the design method

For the recommendations regarding the use of the design method covered in this graduation thesis distinction will be made between the soil behaviour and the deformation of the steel element.

- Concerning the soil behaviour it is recommended to determine the load with the help of the equations elaborated in this report. Hereby meaning, using a shear strength that depends on the drained and undrained soil behaviour and a constant factor of approximately 8. Also, the governing diameter of the load should be dependent on the construction method and the type of anchor used.
- For the determination of the deformation of the anchor bar it is recommended to use the *vernieuwde rekenmethode*. This holds for inclined anchors. Using the *vernieuwde rekenmethode* leads to a more realistic and lower increase of the axial anchor force than the CUR 166. When the subsidence of the soil on the governing first part of the bar is almost constant, the results of the method of the CUR 166 and the *vernieuwde rekenmethode* will be similar. However, it is recommended to also use the *vernieuwde rekenmethode* for these cases as the method can also determine the bending moments, shear forces and rotations.
- The report describes the possibilities of using the yielding of the steel to deal with the bending moments. This plastic calculation leads to an optimal use of the cross sectional area of the steel bar. Normally the rotational capacity of the bar will remain below the ultimate strain of the anchor material. Allowing for a free rotation of the bar is hereby essential. When this completely unobstructed rotation is uncertain it is not recommended to use a plastic calculation.

Soil behaviour

- Equation for determining the load due to subsiding soil $q_z = c_u \cdot D \cdot (1 + \alpha)$ from CUR 166 part 2 paragraph 4.9.13 replaced by $q_z = \tau \cdot D \cdot (1 + f_i)$ with τ (drained or undrained) and with $f_i = 8$. Determine governing diameter based on construction method and type of anchor.

Steel element

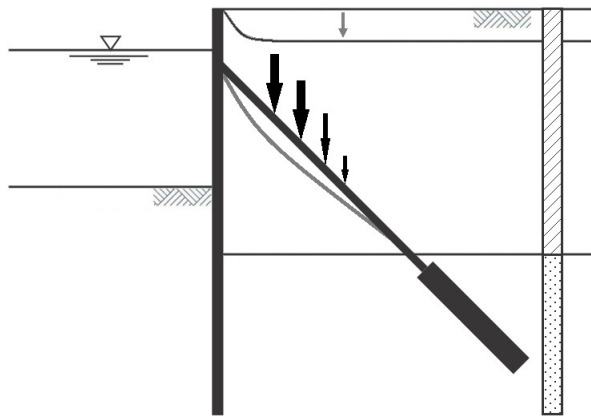
- Determine anchor force (F) with on CUR 166 part 1 chapter 3.
- Determine increase in anchor force (ΔF) with the *vernieuwde rekenmethode*:
Elastic calculation: NEN-EN 1993-5.
Plastic calculation: NEN-EN 1993-1-1 and NEN-EN 1993-5, check rotation capacity anchor ($\epsilon_{\max} < \epsilon_u$).

B LITERATUURSTUDIE

B.1 Inleiding

Verankeringen worden toegepast bij grondkerende- en/of waterkerende constructies. De horizontale component van de op de constructie werkende belastingen kan met behulp van een verankeringsysteem worden opgenomen. Door middel van een op trek belast element wordt de kracht van de constructie afgedragen in een draagkrachtige grondlaag.

Als gevolg van zakkende grond wordt de verankering op een ongunstige wijze belast. De relatieve verplaatsing van de grond ten opzichte van de ankerstaaf zorgt voor aanvullende belastingen. De wijze waarop hier in het ontwerp van verankeringen rekening mee wordt gehouden is beschreven in de CUR 166 (CUR, 2012b). Figuur B.1 visualiseert schetsmatig de wijze waarop de ankerstaaf belast wordt en vervormt als gevolg van zakkende grond.



Figuur B.1: Belasting op het verankeringselement als gevolg van zakkende grond resulteert in een vervorming van de ankerstaaf (Bewerkte versie van CUR 211 (CUR, 2003a))

Met behulp van vier gevallen worden verschillende situaties geschetst die kunnen optreden. Het onderscheid tussen de gevallen wordt gemaakt door de manier waarop de opleggingen van de ankerstang zijn geschematiseerd. Hiernaast wordt in de gevallen ook rekening gehouden met de mogelijkheid dat de doorbuiging in het midden van de slaaf gelijk is aan de grondverplaatsing. Uit de gevallen blijkt dat zakkende grond op ankers kan resulteren in een aanzienlijke verhoging van de axiale kracht. Dit heeft zijn weerslag op de optredende totale ankerkracht en is van invloed op het ontwerp. De beschreven rekenmethode is echter niet getoetst aan experimenten. Dit heeft tot gevolg dat onduidelijk is in hoeverre deze methode als conservatief gezien kan worden of juiste een realistische weergave geeft van de werkelijkheid.

De literatuurstudie gaat in op de beschikbare theorie omtrent de invloed van zakkende grond op ankerstangen, hierbij zal naast het grondgedrag ook de invloed van het gekozen verankeringsysteem aan bod komen. Relatieve verplaatsing van grond ten opzichte van een paal of constructie wordt naast de CUR 166 ook in andere richtlijnen beschreven. De opgedane kennis in deze vakgebieden zal in deze literatuurstudie ook beschreven worden.

B.2 Grondgedrag

De invloed van zakkende grond op ankers kan in twee onderdelen opgesplitst worden, de wijze waarop de grond de ankerstaaf belast en de manier waarop deze belasting wordt afgedragen op de damwandconstructie en de draagkrachtige grondlaag. In dit hoofdstuk zullen de grondmechanische aspecten worden behandeld die bij een relatieve verplaatsing van grond ten opzichte van de staaf optreden.

B.2.1 Theorie omtrent grondgedrag op ankerstaven

De te gebruiken berekeningsmethode voor zakkende grond op ankers staat omschreven in de CUR 166. Hierbij wordt onderscheid gemaakt tussen zand dat nazakt langs een ankerstaaf en klei dat nazakt langs een ankerstaaf.

Nazakken van zandgronden

De belasting op de ankerstang ontstaat als gevolg van een relatieve verplaatsing van de grond ten opzichte van de staaf. De grootte van de relatieve verplaatsing wordt in de belastingcomponent niet meegenomen maar is onderdeel van de modellering van het constructieve gedeelte.

De afleiding van de wijze waarop zand de ankerstaaf belast is beschreven door (Bosschaart en Peters, 2004). De effectieve verticale korrelspanning $\sigma'_{v;z}$ belast de staaf op verticale wijze, de grootte van deze spanning is afhankelijk van de positie op de staaf. Naast de verticale korrelspanning wordt de staaf ook belast door een schuifspanning, gebaseerd op de loodrechte belasting langs de staaf. De verticale component van de schuifspanning wordt gebruikt om de totale verticale belasting per strekkende meter door zand op de ankerstaaf te bepalen, zie vergelijking B.1.

$$q_z = \sigma'_{v;z} \cdot D_0 \left[1 + \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \tan \delta' \right] \quad (\text{B.1})$$

Waarin:

- q_z verticale belasting op de ankerstaaf in kN/m
- $\sigma'_{v;z}$ is de effectieve verticale korrelspanning in kPa
- D_0 is de diameter van de ankerstaaf of -streng in m
- K_0 is de neutrale gronddrukcoëfficiënt
- δ' is de effectieve wandwrijvingshoek in °

De verticale belasting, welke afhankelijk is van de loodrechte belasting, staat weergegeven in vergelijking B.2. Het blijkt echter dat de waarde van enkele parameters kan variëren zoals is omschreven in CUR 166 (CUR, 2012b), het gaat hierbij om de neutrale gronddrukcoëfficiënt K_0 en de waarde van de effectieve wrijvingshoek δ' .

- K_0 : Voor een gedraineerde situatie dient gebruik te worden gemaakt van K_0 . Ook de dichtheid van het zand, de afstand tussen de ankerstaven en mogelijke opspanningen kunnen van invloed zijn en dienen beschouwd te worden. De wijze waarop dit in het ontwerp meegenomen kan worden is echter niet gegeven.
- δ' : De waarde van δ' is afhankelijk van de effectieve hoek van inwendige wrijving ϕ' en wordt op $2/3 \phi'$ gehouden. Echter, bij hoge effectieve spanningen kan de waarde ook oplopen tot ϕ' . Onduidelijk blijft wanneer de hogere waarde toegepast dient te worden.

$$q_{z;2} = \sigma'_{v;z} \cdot D_0 \cdot \frac{1}{3} (1 + 2K_0) \tan \delta' \quad (\text{B.2})$$

Nazakken van kleigronden

In het geval van nazakkende klei wordt een andere rekenmethode toegepast (vergelijking B.3). Wederom is de grootte van de belasting afhankelijk van de locatie op de staaf.

$$q_z = c_u \cdot D_0 \cdot (1 + \alpha) \quad (\text{B.3})$$

De waarde van α zorgt voor veel onduidelijkheden omtrent de betrouwbaarheid van de belasting door klei (ongedraineerd). α kan gezien worden als een belastingfactor van de ongedraineerde schuifsterkte welke wordt gebruikt bij het bepalen van de belasting op de ankerstaaf in cohesieve grond. Een waarde van 5 is toegekend aan deze factor, deze blijkt echter alleen toepasbaar bij aanbrengen van ankers in geroerde grondslag. In de vergelijking van het constructieve element wordt ook een factor α toegepast, deze heeft echter een andere betekenis. Met het oog op het voorkomen van verwarring zal invloedsfactor f_i in het vervolg worden toegepast in plaats van α , dit resulteert in vergelijking B.4 voor nazakkende kleigronden.

$$q_z = c_u \cdot D_0 \cdot (1 + f_i) \quad (\text{B.4})$$

Uit (Martin en Randolph, 2006) blijkt dat f_i geen constante waarde vertegenwoordigt maar varieert met de ruwheid van de ankerstaaf. Hierbij dient wel te worden aangegeven dat het artikel is opgesteld voor lateraal belaste palen. De gebruikte vergelijking B.5 komt echter grotendeels overeen met de wijze waarop het CUR-model de belasting door klei op staven schematiseert. De waarde van N kan hierbij vergeleken worden met $(1 + f_i)$.

$$N = \frac{P_u}{S_u D} \quad (\text{B.5})$$

Voor gladde oppervlakken wordt een waarde van 9 aangegeven en bij ruwe oppervlakken een waarde van 12, waarden hier tussenin verlopen licht parabolisch, nagenoeg lineair. Naast de invloed van de ruwheid van de ankerstaaf wordt ook de wijze van aanbrengen als reden gegeven waardoor de $(1 + f_i)$ kan veranderen. Afhankelijk van de uitvoeringsmethode kan een laag grond rondom de ankerstaaf ontstaan daar waar de schuifspanning lager is.

In (Toolan en Fox, 1977) wordt beschreven dat deze laag ontstaat wanneer de ankerstaaf, of in het geval van het artikel een paal, de grond in geheid wordt. Door het grondverdringende effect van deze uitvoeringsmethode wordt de klei langs de paal gedrukt. De consequentie hiervan is een verhoging van de waterdruk in de klei. De mate van consolidatie die hierdoor ontstaat zorgt voor een verhoging van de wrijving langs de paal en dus de kracht die nodig is voor het aanbrengen van het element. Deze verhoogde wrijving kan ook van invloed zijn op de wijze waarop de klei de staaf lateraal belast. Grondverdringende uitvoeringsmethoden kunnen mogelijk zorgen voor een verhoogde waarde van $(1 + f_i)$ doordat een grote kleipakket als belasting kan meewerken.

In het rapport van (Meyer en Reese, 1979) wordt de invloed van de ultimate soil resistance P_u bij horizontaal belaste palen beschouwd. Wederom wordt een vergelijkbare dimensieloos getal (N_p) gebruikt als bij zakkende grond om de belasting door cohesieve grond op de paal te bepalen. Hierbij kan de waarde van N_p vergeleken worden met $(1 + f_i)$. N_p blijkt afhankelijk te zijn van de diepte, de waarde van N_p neemt toe tot aan een limiet naarmate de diepte groter wordt. Het verloop van de waarde is door verscheidene personen onderzocht waarbij het rapport van (Meyer en Reese, 1979) de verschillen tussen de resultaten weergeeft. Met het oog op het dimensieloos maken van de parameters wordt naast de afhankelijkheid van de diepte ook gebruik gemaakt van de paaldiameter. Uit alle onderzoeken blijkt dat de limietwaarden van N_p bij een waarde van diepte/paaldiameter = 12 zijn bereikt. Voor ankerstaven zijn vooral deze limietwaarden interessant aangezien zij snel bereikt worden.

Volgens (Matlock, 1970) is constante limietwaarde voor N_p gelijk aan 9 wanneer de diepte-paaldiameter verhouding 12 is. Hierbij is uitgegaan van een uniforme schuifspanning. Deze waarde komt overeen met de factor die in de CUR 166 wordt genoemd.

In de voorgaande paragrafen is gebruik gemaakt van de analogie van horizontaal/lateraal belaste palen. Hierbij varieert de belasting met de diepte ten opzichte van maaiveldniveau. Voor de belasting op ankerstaven zijn vooral de limietwaarden interessant welke optreden bij grotere diepte-paaldiameter verhoudingen. Uit (Meyer en Reese, 1979) blijkt echter er dat er geen eenduidige waarde is voor N_p .

De in de CUR 166 beschreven rekenmethode maakt gebruik van de ongedraineerde schuifsterkte om de belasting op de ankerstaaf te bepalen, (Mayne e.a., 2009) beschrijft dat ook gebruik kan worden gemaakt van de consolidatiespanning. Deze spanning wordt gemeten vlak voordat de consolidatie van de grond optreed. Met behulp van T-bars zijn proeven gedaan in zachte klei en slib. Door hierbij de consolidatiespanning uit te zetten tegen de spanning die op de T-bar werkt kan een regressielijn getrokken worden die alle punten goed benaderd. Vergelijking B.6 geeft het resultaat hiervan weer. Door gebruik te maken van de consolidatiespanning hoeft de ongedraineerde cohesie en de factor $(1 + f_i)$ niet bepaald te worden, in wezen vervangt de factor 2.8 hen.

$$\sigma'_p = \frac{q_{tbar}}{2.8} \quad (\text{B.6})$$

B.2.2 Uitgevoerde laboratoriumproeven

Naar aanleiding van het dijkvesterkingsproject Kinderdijk-Schoonhovenseveer (KIS) heeft Deltares het CUR-model onder de loep genomen, hierbij lettend op de toename van de ankerkracht als gevolg van zettingen door kleigronden (Lottum, 2010). Er zijn laboratoriumproeven uitgevoerd waarbij in consolidatiecellen

T-bars zijn geplaatst welke met verschillende snelheden door klei heen gedrukt werden. Hierbij wordt de kracht op de T-bar uitgezet tegen de ontstane verplaatsing. Het onderzoek is toegespitst op het inzichtelijk krijgen van de effecten van de belastingsnelheid op de T-bar, de diameter en de breedte van het horizontale element, de sterkte van de klei c_u en het type klei. Hierbij zijn twee soorten klei gebruikt, Speswhite en Oostvaardersplassen klei.

Gezien het gebruik van klei kunnen er wateroverspanningen ontstaan, afhankelijk van de snelheid waarmee de proeven worden uitgevoerd kan de grond gedraineerd of ongedraineerd reageren. De zettingssnelheid is van invloed op dit mechanisme, zo is beschreven door (Chung e.a., 2006). Het dimensieloze getal voor de genormaliseerde snelheid V uit B.7 wordt gebruikt om te bepalen of de grondsoort gedraineerd of ongedraineerd is.

$$V = \frac{vD}{c_v} \quad (\text{B.7})$$

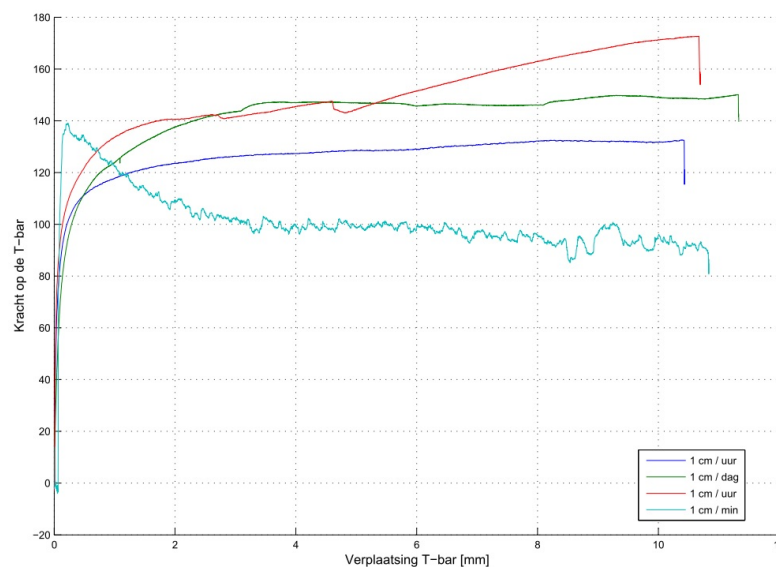
Waarin:

- V is de genormaliseerde snelheid
- v is de snelheid waarmee de staaf door de grond wordt gedrukt in m/s
- D is de staafdiameter in m
- c_v is de consolidatiecoëfficiënt in m^2/s

Uit experimenten, beschreven in (Mayne e.a., 2009), blijkt dat de vorm van de gebruikte penetrometers niet van invloed is op de genormaliseerde snelheid. De waarde van V kan gebruikt worden om de toestand van de grond te beschrijven, de waarden zijn op empirische wijze bepaald.

- $V < 0.1$ gedraineerde penetratie
- $0.1 < V < 30$ semi gedraineerde penetratie
- $V > 30$ ongedraineerde penetratie

Uit de resultaten van de door Deltares (Lottum, 2010) uitgevoerde proeven is gebleken dat bij een lagere belastingsnelheid de grond zich gedraineerd gedraagt, wat resulteert in een hogere evenwichtsweerstand. Langzame penetratie zorgt voor een hogere evenwichtsweerstand dan snelle penetratie van de kleigrond, bij Speswhite klei blijkt echter wel dat de maximale kracht op de T-bar bij snelle penetratie hoger is dan de evenwichtsweerstand, zie figuur B.2.



Figuur B.2: Kracht-verplaatsing diagram tijdens penetratie T-bar, hierbij vertegenwoordigd de cyaankleurige lijn snelle penetratie waardoor de ongedraineerde situatie optreedt (Lottum, 2010).

De gemeten evenwichtsweerstand is gebruikt om de belastingfactor f_i uit het CUR-model te bepalen. Uit de Speswhite klei proeven kan geconcludeerd worden dat de waarde voor f_i bij langzame penetratie (gedraineerd) circa 11.6 bedraagt terwijl bij snelle penetratie (ongedraineerd) een f_i waarde van circa 8.6 is gemeten.

Dit is een significant hogere waarde dan de 5 die het CUR-model wordt gebruikt. De Oostvaardersplassen klei gedraagt zich tijdens de proeven anders dan de Speswhite klei, de berekende factor f_i bij snelle penetratie is circa 15.4 en voor langzame penetratie bedraagt het 25.6. Dit verschil wordt verklaard door de wijze waarop het monster uit de Oostvaardersplassen is geprepareerd.

De resultaten van de proeven hebben geleid tot een voorgestelde aanpassing van het CUR-model. In (Larsen e.a., 2013b) wordt aangegeven dat in het geval van gunstige rand- en 3D-effecten uit mag worden gegaan van een belastingfactor $f_i = 9$. In het achtergronddocument (Larsen e.a., 2013a) wordt een waarde van $f_i = 11$ vermeld indien dit niet het geval is.

B.2.3 Boogwerking van grond door groepseffect

Een ankerstaaf maakt deel uit van de constructie waarbij naastliggende onderdelen in elkaars invloedssfeer kunnen komen. In het geval van lateraal belaste palen door grondverplaatsing kan de grootte van de belasting beïnvloed worden door de omliggende palen of ankers. Door (Liang en Zeng, 2002) beschreven wat de invloed van verschillende parameters op boogwerking is, hierbij gebruik makend van een eindige-elementenmethode.

- *H.o.h. afstand*: In het geval van een relatieve verplaatsing van de grond blijkt bij een toenemende h.o.h. afstand (s) de belasting op de paal eveneens toe te nemen. Het absolute effect hiervan neemt af naarmate de h.o.h. afstand groter wordt. Het variëren van de dimensieloze h.o.h. afstand ratio (s/d) is gebruikt om de verlaging/verhoging van de belasting te bepalen. Het effect van het verhogen van de h.o.h. afstand is merkbaar tot een waarde van $8 \cdot d$. Indien geldt $s > 8 \cdot d$ is het effect van boogwerking niet merkbaar, iedere paal dient hierbij als een opzichzelfstaande paal benaderd te worden.
- *Paaldiameter*: Uitgaande van een constante h.o.h. afstand ratio kan gesteld worden dat het gebruik van een kleinere paaldiameter resulteert in een reductie van de werkende belasting op de paal. Het effect is minimaal en opgemerkt dient te worden dat de proeven zijn uitgevoerd met paaldiameters variërend van 30.48 cm tot 91.44 cm.
- *Paalvorm*: Bij een constante h.o.h. afstand ratio is de belasting op vierkante palen hoger dan bij gebruik van ronde palen. Het effect van boogwerking bij variërende vormen is echter slechts beperkt merkbaar.
- *Hoek van inwendige wrijving*: De invloed van de hoek van inwendige wrijving ϕ op boogwerking hangt samen met de cohesie van de grondsoort. Een toename in de ϕ heeft een verhoging van de belasting tot gevolg, dit effect wordt versterkt door de cohesie van de desbetreffende grondsoort. Een hoge ϕ in combinatie met een hoge cohesie resulteert in een significant lagere grondbelasting bij een constante h.o.h. afstand ratio.
- *Cohesie*: De invloed van de variatie in de cohesie is aan een maximum gebonden. Voor een h.o.h. afstand ratio van $s = 2d$ wordt dit maximum bereikt bij 13.8kPa, geldend voor een ϕ van 0° t/m 40° . Indien de waarde van de cohesie dit maximum passeert zal de reductie in grondbelasting niet verder toenemen, het effect van boogwerking is al volledig opgetreden. De hoogte van de benodigde cohesie voor maximale reductie van de belasting neemt toe met de h.o.h. afstand ratio.

In geval van dubbele paalrijen of rijen ankerstaven wordt, afhankelijk van de afstand tussen de rijen, het effect van boogwerking beïnvloed zoals is in (Chen en Poulos, 1997) beschreven. Ook de positie van de palen binnen het palenplan heeft z'n weerslag op de reductie van de grondbelasting. Een eenduidige verklaring wordt niet gegeven, maar uit het document blijkt dat bij dicht op elkaar staande palen de grondbelasting hoger kan worden dan bij opzichzelfstaande palen.

B.3 Constructieve element

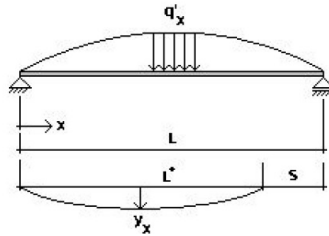
B.3.1 Ontwerp op basis van CUR-model

Naast het grondgedrag is ook de wijze waarop het constructieve element wordt benaderd van invloed op de optredende krachten. Het CUR-model biedt vier gevallen om de optredende situatie te benaderen.

1. Ankerstang met scharnierende opleggingen, grondverplaatsing is groter dan doorbuiging ankerstaaf.
2. Ankerstang met scharnierende opleggingen, waarbij de grondverplaatsing in het midden van de staaf over een bepaalde lengte gelijk is aan de doorbuiging.

3. Ankerstang met scharnierende opleggingen, één oplegging kan in verticale richting verplaatsen met de zakkende grond.
4. Ankerstang met één scharnierende opleggingen en één ingeklemde oplegging, grondverplaatsing is groter dan doorbuiging ankerstaaf.

Het CUR-model gebruikt één vereenvoudigde situatie als basis voor de vier gevallen, hierbij wordt uitgegaan van een loodrecht belaste ankerstaaf met ongehinderde steunpuntsverplaatsing (zie figuur B.3).



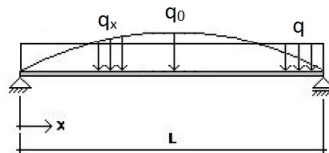
Figuur B.3: Loodrecht belaste ankerstaaf met ongehinderde steunpuntsverplaatsing (Bosschaart en Peters, 2004).

In het geval van een ongehinderde steunpuntsverplaatsing wordt de uitbuiging van de ligger sinusvormig benaderd, dit heeft tot gevolg dat de belasting q_x ook sinusvormig is. Door het toepassen van een factor wordt de belasting equivalent aan de constante loodrechte lijnlast zoals in paragraaf B.2 is bepaald. Vergelijking B.8 en figuur B.4 geven de achtergrond van de beschreven gedachte weer.

$$q_x = \frac{4}{\pi} \cdot q \cdot \sin \frac{\pi x}{L} = q_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L} \quad (\text{B.8})$$

Waarin:

- q_x is de sinusvormige belasting loodrecht op de ankerstaaf in kN/m
- q is de constante belasting loodrecht op de ankerstaaf in kN/m
- q_0 is de maximum belasting loodrecht op de ankerstaaf in kN/m



Figuur B.4: Loodrecht belaste ankerstaaf met ongehinderde steunpuntsverplaatsing waarin q_x een sinusvormige belasting vertegenwoordigt en q de equivalente constante belasting (bewerkte versie van (Bosschaart en Peters, 2004)).

De ontstane verticale verplaatsing y_x is verantwoordelijk voor een verschuiving van de rechter oplegging over een afstand van s meter. De horizontale trekkracht F^* die ontstaat door de buigstijfheid van de staaf EI_{staaf} is bepaald in (Bosschaart en Peters, 2004), vergelijking B.9 heeft de karakteristieken van een knikkracht.

$$F^* = \frac{\pi^2 EI_{\text{staaf}}}{L^2} \quad (\text{B.9})$$

In geval van gehinderde steunpuntsverplaatsing en scharnierende opleggingen is naast een 'knikkracht' ook een voorspankracht en een toename van de axiale kracht ΔF als gevolg van de belasting aanwezig. Hierbij is ΔF verantwoordelijk voor een verlenging van de ankerstaaf (vergelijking B.10) en indrukking van de grond achter de damwand (vergelijking B.11). De theoretische knikkracht is verwaarloosbaar door de beperkte buigstijfheid van de ankerstaaf. Een theoretische verplaatsingsafstand bij ongehinderde verplaatsing wordt bij gehinderde steunpuntsverplaatsing opgenomen door de toename van de axiale kracht, dit resulteert in vergelijking B.12.

$$S_{L;\Delta F} = \Delta F \frac{L}{EA_{\text{staaf}}} \quad (\text{B.10})$$

$$S_{g:\Delta F} = \Delta F \frac{1}{k'} \quad (\text{B.11})$$

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 L}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{EA_{\text{staaf}}}{F} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{EA_{\text{staaf}}}{ac\lambda L}\right)} \quad (\text{B.12})$$

Waarin:

| | |
|-----------------------|---|
| α | is $\Delta F/F$ |
| L | is de lengte ankerstaaf tussen twee scharnierpunten in m |
| F | is de axiale kracht in ankerstaaf in kN |
| EA_{staaf} | is de rekstijfheid van de ankerstang in kN |
| a | is de h.o.h. afstand van de ankerstaven in m |
| EI_{damwand} | is de buigstijfheid van de damwand in kNm^2/m |
| c | is de horizontale beddingsconstante over 1 strekkende meter in kN/m^2 |
| λ | is de golflengte in m, $\lambda = \sqrt[4]{4EI_{\text{damwand}}/c}$ |
| y_0 | is de maximale doorbuiging van de ankerstang in m |
| k' | is de veerstijfheid uit de horizontale beddingsconstante in kN/m |

De modelfactor β heeft een waarde van $4\pi^2$ in vergelijking B.12. De waarde van deze factor is van grote invloed op de toename van de axiale ankerkracht. In het CUR-model ontstaat deze door de ankerstaaf te beschouwen als een balk die sinusvormig doorbuigt, voor het benaderen van de vervorming van de balk wordt de Euler-Bernoulli vergelijking toegepast. Hierbij wordt de lengte van de gehinderde verplaatsing benaderd door gebruik te maken van een Taylorreeks ontwikkeling. Het CUR-model voor geval 1 als omschreven in vergelijking B.12 benadert de werkelijkheid door aan te nemen dat de kracht als gevolg van de buigstijfheid verwaarloosbaar klein is ten opzichte van de voorspankracht. Ter controle van de vloeispanning wordt de buigstijfheid echter wel meegenomen, de grootte blijkt van invloed op de optredende spanningen. Een complexe formule is ontstaan waarbij zonder achtergrondinformatie niet inzichtelijk is welke aannames en benaderingen zijn toegepast. Afhankelijk van het ankersysteem kunnen op het eerste gezicht verwaarloosbare parameters wel degelijk van invloed zijn op het eindresultaat.

B.3.2 Ontwerp op basis van het aangepaste CUR-model

Zoals omschreven in paragraaf B.2 heeft Deltares onderzoek gedaan naar de invloed van zakkende grond bij dijken. Hierbij zijn, naast aanpassingen omtrent de benadering van de belasting, ook veranderingen aangebracht in de wijze waarop het ankersysteem wordt gesimuleerd (Larsen e.a., 2013a). Naar aanleiding van het dijkversterkingsproject is ook het numerieke model ANKERSTAAF door Deltares opgesteld. Dit model houdt ook rekening met zettingsverschillen langs de ankerstaaf en de verschillende typen bodemopbouw. Het model is onder andere gebruikt om de nauwkeurigheid van het CUR-model voor dit specifieke project te verbeteren.

Het CUR-model beschouwt de ankerstaaf als ligger om twee steunpunten waarbij de buigstijfheid van de ankerstaaf in een later stadium verwaarloosbaar wordt geacht. Door gebruik van de kabelvergelijking in (Larsen e.a., 2013a) wordt de ankerstaaf op andere wijze benaderd. Het niet optreden van momenten in kabels heeft een verlaging van de modelfactor β in het aangepaste CUR-model tot gevolg, de waarde hiervan op basis van de kabelvergelijking is onderdeel van vergelijking B.13. Deze andere insteek resulteert in een hogere toename van de axiale ankerkracht dan waarmee in het CUR-model rekening mee wordt gehouden. De in vergelijking B.13 gebruikte modelfactor β geeft een vertekend beeld weer. Er wordt immers gebruik gemaakt van de constante belasting (q) in plaats van de maximale belasting q_0 zoals in de CUR166 staat aangegeven. Indien in de eerder beschreven vergelijking B.12 belasting q wordt toegepast in plaats van q_0 resulteert dit in een modelfactor β van $1/4 \cdot \pi^4$, wat slechts licht hoger is dan de modelfactor in vergelijking B.13.

$$\alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{qL}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{24} \cdot \frac{EA}{F} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{EA}{ac\lambda L}\right)} \quad (\text{B.13})$$

Met behulp van het model ANKERSTAAF is ook een aanpassing gedaan ten aanzien van de toename van de axiale ankerkracht. Op basis van simulaties, uitgevoerd met behulp van model ANKERSTAAF met ver-

schillende typen bodemopbouw, wordt geconcludeerd dat bij het specifieke project waarvoor het model is opgezet de toename van de axiale ankerkracht verhoogd moet worden met 25%.

B.3.3 Gevoeligheidsanalyse van model ANKERSTAAF

Op het model ANKERSTAAF zijn gevoeligheidsanalyses uitgevoerd om de invloed van de parameters op de toename van de axiale ankerkracht inzichtelijk te krijgen, beschreven in (Larsen e.a., 2013a). Tabel B.1 geeft de invloed van de parameters weer en welke kanttekeningen hierbij gemaakt kunnen worden.

Tabel B.1: Invloed van parameters op de toename van de axiale ankerkracht in model ANKERSTAAF.

| Parameter | Invloed | Opmerkingen |
|------------------------------------|--------------|---|
| Initiële ankerkracht | Zeer groot | Mede afhankelijk van h.o.h. afstand |
| Zetting | Zeer groot | Tot bepaald limiet (daarna ongehinderd) |
| Drukspanning op staaf | Groot | Combinatie van α , D_{staaf} en c_u |
| Stijfheid staaf | Matig | |
| Stijfheid oplegging | Matig | Combinatie van a , k en EI_{damwand} |
| Schuifstijfheid langs staaf | Klein | |
| Schuifstijfheid loodrecht op staaf | Vrijwel geen | |
| Cohesie | Geen | |

B.3.4 Eigenschappen verankeringsystemen

De keuze voor een type verankeringsysteem is van invloed op de berekeningsmethode. Hierbij dient aandacht te zijn voor zowel de uitvoeringsmethode als de materiaaleigenschappen van het verankeringselement. Op basis van CUR 211 (CUR, 2003a) zijn de verschillende verankeringsystemen opgesomd, hierbij is met behulp van specifieke verankeringsgerelateerde techniek uit (SBR, 2010) en (Schippers, 2008) de verankeringsmethode inzichtelijk gemaakt.

Een aandachtspunt bij verankeringsystemen is de gevoeligheid voor corrosie, in het bijzonder voor trekelementen bestaande uit voorspankabels. Ook is de wijze waarop de aansluiting van het anker op de damwandconstructie is ontworpen van belang, dit met het oog op afschuifkrachten en momenten veroorzaakt door zettingen.

Staaftankers

Bij een staaftanker of knuppelanker wordt de damwandconstructie met behulp van rondstalen staven verbonden met een ankerschot. Door middel van een scharnierende ankerplaat en een extra scharnier nabij de damwand wordt voorkomen dat al te grote schuifkrachten en momenten optreden.

Kabelankers

Evenals het geval is bij staaftankers, verbinden kabelankers de damwandconstructie met het ankerschot. De stalen voorspanstrengen bevinden zich in een HDPE buis waarbij de ruimte tussen buis en strengen na voorspannen wordt geïnjecteerd met grout.

Schroeftankers

Een schroeftanker kan slechts een beperkte trekkracht opnemen. Met behulp van een boormotor wordt de ankerstaaf met schroefblad in de grond aangebracht. De staaf is niet verbonden met een ankerschot, maar ontleent zijn trekkracht aan het schroefblad dat de grond mobiliseert.

Groutankers

Het installeren van groutankers geschiedt met behulp van een binnenbuis welke op roterende wijze de grond los snijdt. In geval van verbuisd boren wordt het mengsel van grond en water afgevoerd tussen de binnenbuis en de omhullende boorbuis, hierdoor ontstaat een neutrale mate van grondverdringing. Bij toepassing van spoelend inboren kan een dieper puntniveau worden bereikt, hierbij wordt het mengsel van water en grond langs de buitenzijde van de omhullende boorbuis afgevoerd. Nadat de gewenste draagkrachtige grondlaag is bereikt wordt de binnenbuis getrokken en zal de boorbuis met groutspecie worden gevuld. Het verankeringsstaaf, bestaande uit een hoogwaardig stalen staaf of voorspanstrengen, wordt in de boorbuis ingebracht.

Het verankeringslichaam ontstaat door onder hoge druk groutspecie te injecteren tijdens het trekken van de boorbuis, dit om eventuele poriën te verdichten. Bij spoelend inboren zal hydrostatische druk toegepast worden om achterloopsheid van de groutspecie langs de boorbuis te voorkomen. De mate van grondverdringing bij spoelend boren is grondverwijderend en vervolgens grondopspannend.

Schroefinjectieankers

Bij het toepassen van een schroefinjectieanker wordt gebruik gemaakt van aan elkaar gekoppelde dikwandige stalen buizen waarbij de voorzijde is voorzien van een voorboor/schroefblad. Tijdens het indraaien wordt door openingen in de voorboor grout geïnjecteerd om vermenging met de grond te realiseren. Ten behoeve van het ontstaan van het groutlichaam zal in de gewenste zandlaag de groutdruk worden opgevoerd. De gebruikte stalen buizen blijven achter in de grond en zullen samen met het grout onderdeel uitmaken van het verankeringselement. Het aanbrengen van schroefinjectieankers kan als grondverdringend beschouwd worden.

Zelfborende ankers

Het principe van zelfborende ankers is vergelijkbaar het schroefinjectieanker. Een boorkroon wordt op een dikwandige stalen buis aangebracht en zal onder injectie van grout bij de boorkroon door de grond boren. De met schroefdraad voorziene stalen buis bestaat uit segmenten welke tijdens het boren aan elkaar gekoppeld worden. Het verankeringslichaam ontstaat door bij het bereiken van de gewenste diepte de groutdruk te verhogen. De uitvoeringsmethode van zelfborende ankers wordt als grondverdringend aangemerkt.

Gesloten of grondverdringende palen

Onder dit verankeringsstelsel worden geheide betonnen palen en geheide of geschroefde stalen buispalen met gesloten voet gerekend. Hierbinnen zijn wederom verschillende typen beschikbaar. Centraal hierbij staat de grondverdringende uitvoeringsmethode en de mogelijkheid om trekkracht op te nemen middels wrijving langs de buitenwand van de paal.

Open stalen buispalen

Door middel van heien wordt de paal aangebracht. De trekkracht van buispaal, veelal bestaande uit grote buisdiameters, wordt ontleend aan de wrijving langs zowel de binnenwand als de buitenwand.

H-palen

Het stalen H-profiel wordt, evenals de open stalen buispaal, op geheide wijze geïnstalleerd. De trekkracht ontstaat uit wrijving tussen het stalen element en de omringende grond.

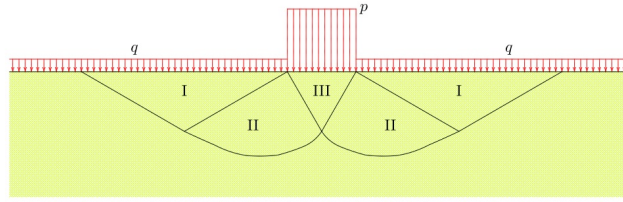
MV-palen

De MV-paal (Müller Verfahren) is een stalen H-profiel welke is voorzien van een stalen piramidevormige voet. Tijdens het inheien wordt bij de voet grout geïnjecteerd. Wanneer de gewenste draagkrachtige laag is bereikt wordt de groutdruk verhoogd ten behoeve van het creëren van een degelijke verankering. De uitvoeringswijze leidt wederom tot grondverdringende eigenschappen.

B.4 Toepasbaarheid van andere beschikbare richtlijnen

B.4.1 Draagvermogen strokenfundering

Bij de in paragraaf B.2 omschreven proeven is het zettingsproces geschematiseerd door de T-bars de klei te laten penetreren in plaats van de klei te zaten zetten op de T-bar. In wezen is er sprake van een verticale belasting door de T-bar dat door de kleilaag wordt opgenomen. De theorie van Brinch Hansen (Verruijt, 2010) omschrijft een situatie over het (evenwichts)draagvermogen van een strokenfundering (figuur B.5), de hierbij geschetste situatie is vergelijkbaar met de wijze waarop de klei wordt belast door T-bars.



Figuur B.5: Strookfundering (Verruijt, 2010).

In het geval van een uit klei bestaande grond waarop een strookbelasting (p) werkt en een belasting naast de strook (q) kan vergelijking B.14 worden toegepast. Uitgaande van het geval dat een oneindig lange T-bar de grond belast wordt de term q niet gebruikt. De waarde van N_c is in het geval van ongedraineerde grond met een $\phi = 0$ gelijk aan $(\pi + 2)$.

$$p = cN_c + qN_q \quad (\text{B.14})$$

Vergelijking B.14 houdt niet direct rekening met het feit dat ankerstaven omringt zijn door grond, deze interactie kan van invloed zijn op het draagvermogen van de grond, zoals is omschreven in (Salgado e.a., 2004). De waarde van q kan gezien worden als een belasting door grond naast de ankerstaaf, bij het zakkende grond principe werkt deze parameter niet mee ten behoeve van het verhogen van de belasting en kan wellicht verwaarloost worden. Door Brinch Hansen is een dieptefactor d_c geïntroduceerd om de invloed van de omliggende grond op empirische wijze te kwantificeren (zie vergelijking B.15). Deze waarde is van toepassing wanneer diepte D gedeeld door breedte $B \geq 1$, zoals voor ankerstaven het geval is. De ontstane vergelijking voor het draagvermogen van klei wordt in vergelijking B.16 weergegeven. Aangezien bij zakkende grond op ankerstaven het beschreven mechanisme andersom werkt geldt voor de relatieve diepte $D/B \rightarrow \infty$, hierdoor wordt de bijbehorende belastingfactor $q_{bL}^{\text{net}}/s_u = 8.372$. Hierbij geldt $q_{bL}^{\text{net}} = q_{bL} - q_0$.

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D/B) \quad (\text{B.15})$$

$$q_{bL} = s_u N_c d_c - q_0 \quad (\text{B.16})$$

Met behulp van eindige element limiet analyses wordt in (Salgado e.a., 2004) aangegeven dat q_{bL}/s_u hoger ligt dan door Brinch Hansen is aangegeven. De analyses voor de relatieve diepte zijn uitgevoerd tot een waarde van 5. Door extrapolatie echter geconcludeerd worden dat de voor grote dieptes de door Brinch Hansen beschreven vergelijking B.15 een onderschatting geeft van de waarde q_{bL}^{net}/s_u .

Voor zandgronden ($c = 0$) is door (Lyamin e.a., 2007) een methode beschreven waarbij wederom een dieptefactor wordt toegevoegd aan de opgestelde vergelijking voor het draagvermogen van een strookfundering. Bij verwaarlozing van de vormfactor kan vergelijking B.17 gebruikt worden, waarbij voor d_γ vergelijking B.18 geldt.

$$q_{bL} = 0.5 d_\gamma \gamma B N_\gamma \quad (\text{B.17})$$

$$d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{\tan^2(45 + \phi/2) \frac{D}{B}} \quad (\text{B.18})$$

Gezien het lineaire verband tussen de diepte en de resulterende belasting rijst de vraag in hoeverre de analogie van het draagvermogen van op zand gefundeerde strook gebruikt kan worden bij zakkende grond op ankers. Met behulp van numerieke limiet analyses is in (Lyamin e.a., 2007) vergelijking B.19 opgesteld waarbij zowel de belasting onder als naast de fundering wordt meegenomen. De dieptefactor d_γ^* is lineair afhankelijk van de diepte, in het geval van zakkende grond op ankers betekent dit de afstand onder de ankerstaaf. Het gevolg is dat het gebruik van de methode voor het bepalen van het draagvermogen van strookfunderingen bij zandgronden niet toepasbaar lijkt.

$$q_{bL} = 0.5 \gamma B s_\gamma^* d_\gamma^* N_\gamma \quad (\text{B.19})$$

B.4.2 Buisleidingsystemen

Zowel ankerstaven als buisleidingen kunnen als gevolg van zakkende grond worden belast, de eisen op het gebied van buisleidingsystemen worden beschreven in NEN 3650-1 (Normcommissie, 2012a). Bij zowel de horizontale als verticale belastingen vertonen de rekenmethoden raakvlakken met de wijze waarop zakkende grond ankers belast.

Verticaal evenwichtsdraagvermogen

Het evenwichtsdraagvermogen van klei en veen (ongedraineerde situatie) is voor buisleidingen afgeleid met behulp van de in paragraaf B.4.1 beschreven theorie over het draagvermogen van strookfunderingen. Vergelijking B.20 geeft het evenwichtsdraagvermogen weer met wederom een dieptefactor d_c en een vormfactor S_c . De factor 0,85 is op basis van praktijkproeven toegevoegd. Het onderdeel van de formule van Brinch Hansen, gericht op belastingen naast de buis, wordt niet meegenomen.

$$P_{we} = 0.85 \cdot c_u (\pi + 2) \cdot (1 + S_c + d_c) \quad (B.20)$$

In geval van de gedraineerde situatie bij zand wordt ook gebruik gemaakt van de door Brinch Hansen beschreven methode. De geschiktheid van deze formule voor zakkende grond op ankers is twijfelachtig vanwege de zeer hoge factor die ontstaat als gevolg van de hoek van inwendige wrijving. In geval van langzame deformatie van klei en veen is ook de gedraineerde situatie van toepassing en wordt gebruik gemaakt van de vergelijking voor het evenwichtsdraagvermogen van zand.

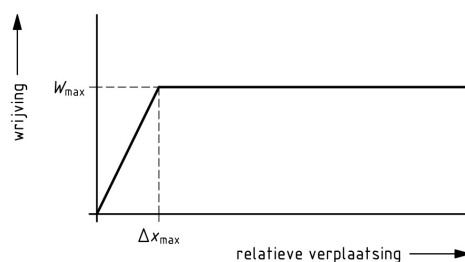
Horizontaal evenwichtsdraagvermogen

Voor horizontale belastingen op leidingen wordt onderscheid gemaakt tussen de gedraineerde (vergelijking B.21) en ongedraineerde situatie (vergelijking B.22). Indien klei op gedraineerde wijze benaderd kan wordt een extra belastingscoëfficiënt K_q in rekening gebracht. De waarde hiervan is afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving van de desbetreffende grondslag. Indien $\phi = 0$ dan geldt $K_c = K_{cu}$.

$$P_{he} = K_q \cdot \sigma'_k + 0.7 \alpha \cdot K_c \cdot c' \quad (B.21)$$

$$P_{he} = 0.7 \alpha \cdot K_{cu} \cdot c' \quad (B.22)$$

De grootte van de geïntroduceerde coëfficiënt α is afhankelijk van de wijze waarop de leiding is aangebracht. Bij een open ontgraving geldt $\alpha = 0.6$, indien de leiding door middel van doorpersing is aangebracht geldt $\alpha = 1.0$. De mate van grondverdringing of grondontlasting is van belang voor de grootte het evenwichtsdraagvermogen. Naar aanleiding van praktijkproeven is een correctiefactor van 0.7 toegevoegd aan vergelijking B.21 en B.22. In (Korff en Hergarden, 2002) wordt op vergelijkbare wijze het horizontale evenwichtsdraagvermogen vastgesteld, de correctiefactor is echter niet toegepast.



Figuur B.6: Wrijvingsverplaatsingsdiagram (Korff en Hergarden, 2002).

Met behulp van een wrijvingsverplaatsingsdiagram is in NEN 3650-1 (Normcommissie, 2012a) inzichtelijk gemaakt welke relatieve verplaatsing per grondslag benodigd is om de maximale wrijving langs een buis te kunnen ontwikkelen (zie figuur B.6). De wijze waarop het diagram is geschematiseerd vertoont overeenkomsten met de in paragraaf B.2 behandelde proeven. De volgende aspecten zijn bepalend voor de grootte van de schuifspanning:

- De korrelspanning rondom de buis
- De hoek van inwendige wrijving
- De adhesie van de grond aan de buiswand
- De ruwheid van de buiswand

Op basis van uitgevoerde meting is tabel B.2 opgesteld, hierbij dient opgemerkt te worden dat de verplaatsing nagenoeg lineair verloopt tot aan de maximale wrijving.

Tabel B.2: Benodigde relatieve verplaatsing tot maximale wrijving per grondsoort.

| Grondsoort | Relatieve verplaatsing tot maximale verplaatsing [mm] |
|-------------------|---|
| Dicht gepakt zand | 1 - 3 |
| matig gepakt zand | 3 - 5 |
| Los gepakt zand | 5 - 8 |
| Stijve klei | 2 - 4 |
| Matig stijve klei | 4 - 6 |
| Slappe klei | 6 - 10 |
| Matig vast veen | 6 - 10 |
| Slap veen | 10 - 15 |

B.5 Toetsingen van het verankeringsontwerp

De methode uit paragraaf B.2 en B.3 beschrijft de wijze waarop de verhoging van de ankerkracht wordt bepaald, dit is echter slechts een onderdeel van de berekeningsmethode van de verankering. In CUR 166 deel 1 (CUR, 2012a) wordt voor verschillende ankertypen een rekenmethode beschreven, hierbij wordt ook ingegaan op het beproeven van de trekelementen om de draagkracht te bepalen.

B.5.1 Berekeningsmethode verankering

Algemeen

De berekeningsmethode kan opgesplitst worden in drie onderdelen, het bepalen van de rekenwaarde van de materiaalsterkte, de uittrekweerstand en de ankerbelasting. Na het doorlopen van deze stappen kan het ontwerp worden getoetst, hierbij dient voor de ankerstaaf of ankerstreng voldaan te worden aan vergelijking B.23, voor het groutlichaam of schroefblad geldt vergelijking B.24. De achtergrond van de drie benodigde parameters wordt per subparagraaf uiteengezet.

$$P_d \leq R_{a;d} < R_{t;d} \quad (\text{B.23})$$

$$P_d < R_{a;d} \quad (\text{B.24})$$

Waarin:

- $R_{t;d}$ is de rekenwaarde van de materiaalsterkte van de ankerstaaf of -streng (voorspanstaal) in kN
- $R_{a;d}$ is de rekenwaarde van de uittrekweerstand van de verankering in kN
- P_d is de rekenwaarde van de ankerbelasting in kN

Rekenwaarde materiaalsterkte ankerstaaf of -streng

Bij het bepalen van $R_{t;d}$ wordt onderscheid gemaakt tussen (voorspan)strengen en ankerstaven. Volgens NEN-EN 1993-5 (Normcommissie, 2008) moet bij de ULS (Ultimate Limit State) worden voldaan aan vergelijking B.25, welke afhankelijk is van vergelijking B.26 en B.27. De benodigde partiële factoren zijn met behulp van de bijbehorende nationale bijlage (Normcommissie, 2012c) bepaald. Aandachtspunt is dat er bij het bepalen van de rekenwaarde van de materiaalsterkte geen rekening is gehouden met het optreden van momenten.

$$R_{t;d} = \min\{R_{tt;d}; R_{tg;d}\} \quad (\text{B.25})$$

$$R_{t;t;d} = k_t \frac{f_{ua} A_s}{\gamma_{M2}} \quad (B.26)$$

$$R_{t;g;d} = A_g f_y / \gamma_{M0} \quad (B.27)$$

Waarin:

- k_t is 0,9
- f_{ua} is de treksterkte van de ankerstreng in MPa
- f_y is de vloeispanning van de ankerstaaf in MPa
- A_s is het maatgevende oppervlak van de ankerstreng in mm²
- A_g is het oppervlak van de ankerstaaf in mm²
- γ_{M2} is 1,25 (partiële factor)
- γ_{M0} is 1,0 (partiële factor)

Voor de SLS (Servicability Limit State) moet voldaan worden aan vergelijking B.28. Met het oog op het minimaliseren van deformaties zal hierbij voor beide typen de vloeispanning worden gebruikt.

$$R_{t;ser} \leq \frac{f_y A_s}{\gamma_{Mt,ser}} \quad (B.28)$$

Waarin:

- $R_{t;ser}$ is de axiale kracht bij een karakteristieke belasting in kN
- f_y is de vloeispanning van de ankerstaaf of -streng in MPa
- $\gamma_{Mt,ser}$ is 1,1 (partiële factor)

Rekenwaarde uittrekweerstand verankering

De uittrekweerstand van de verankering kan door middel van beproeving worden bepaald. Voor het grou-tlichaam of schroefblad kan empirie ook worden toegepast. Onderscheid kan gemaakt worden tussen drie beproevingen:

- *Bezwijkproeven* kunnen toegepast worden bij het ontwerp van de houdkracht van het anker. Hierbij wordt een op de projectlocatie aanwezig anker belast waarbij de belasting stapsgewijs verhoogd tot een maximale belasting per stap. Gedurende de tijd dat maximale belasting op het anker staat kan een kruipmeting worden gehouden. De kracht waarbij een kruipmaat van 2 mm R_c ontstaat kan met behulp van vergelijking B.29 worden gebruikt om de houdkracht van het ankerlichaam R_a te bepalen. Hierbij is f_{sa} voor de meeste anker 1,0, bij schroefankers waarbij de belastingssnelheid tijdens de bezwijkproef niet is gereduceerd dient een waarde van 1,5 gebruikt te worden.

$$R_a = R_c / f_{sa} \quad (B.29)$$

Afhankelijk van het aantal uitgevoerde bezwijkproeven (n) kan een waarde worden gevonden voor de rekenwaarde van de houdkracht, het aantal uit te voeren controleproeven is hierbij ook van belang. Ook dient bekend te zijn hoeveel ankers samenwerken bij de overdracht van de kracht op de gording. Hiermee rekening houdend wordt $R_{a;d}$ met behulp van vergelijking B.30 bepaald. De uit de bezwijkproeven vastgestelde karakteristieke houdkracht van het ankerlichaam ($R_{a;k}$) wordt met behulp van vergelijking B.31 en B.32 bepaald.

$$R_{a;d} = \frac{R_{a;k}}{\gamma_a} \quad (B.30)$$

$$R_{a;k} = \frac{R_{a;\min}}{\xi_a} \quad \text{bij } n \leq 3 \quad (B.31)$$

$$R_{a;k} = \frac{R_{a;\text{gem}}}{\xi_a} \quad \text{bij } n > 3 \quad (B.32)$$

| | |
|-------------|--|
| Waarin: | |
| $R_{a,min}$ | is de minimale houdkracht op het ankerlichaam op basis van de bezwijkproeven of een empirische methode in kN |
| $R_{a,gem}$ | is gemiddelde houdkracht op het ankerlichaam op basis van de bezwijkproeven in kN |
| γ_a | is 1.35 (partiële materiaalfactor), indien op alle ankers controleproeven worden uitgevoerd geldt 1.2 voor deze waarde. Volgens NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b) wordt geen onderscheid gemaakt tussen tijdelijke en permanente ankers. |

Reductie/correctiefactor ξ_a is 1.0 wanneer op alle ankers controleproeven worden uitgevoerd. Indien dit niet het geval is wordt de waarde bepaald op basis van het aantal uitgevoerde bezwijkproeven en het aantal ankers dat samenwerkt bij de overdracht van krachten op de gording.

- Een *Controleproef* wordt in het werk uitgevoerd. Over het algemeen worden alle ankers beproeft, tenzij dit vanwege de veiligheidsklasse niet nodig is. De gemeten kruipmaat mag hierbij ten hoogste 1 mm bedragen. Aandachtspunt hierbij zijn wederom de schroefankers welke, afhankelijk van de grootte van het indraaimoment, toch beproeft dienen te worden.
- *Geschiktheidsproeven* zijn langeduurproeven waarbij op vergelijkbare wijze de ankers worden belast, het tijdspad is echter langer. Wederom is de veiligheidsklasse leidend voor het bepalen of de ankers beproeft dienen te worden, dit geldt voor zowel tijdelijke als definitieve ankers.

Indien geen bezwijkproeven beschikbaar zijn kan de houdkracht op empirische wijze worden bepaald, hiervoor is per ankertype een verschillende berekenmethode.

Rekenwaarde ankerbelasting

De berekenmethode van de rekenwaarde van de ankerbelasting maakt onderscheid tussen de grondmechanische draagkracht van het ankerlichaam (vergelijking B.33) en de draagkracht van de ankerstaaf of -streng (vergelijking B.34). Op basis van de gekozen factoren kan gesteld worden dat bij falen van het ankerlichaam voor de ankerstaaf dient te bezwijken. Hierbij is P_{max} de maatgevende ankerkracht, rekening houdend met de toename van de axiale ankerkracht als gevolg van zettingen.

$$P_d = 1.1P_{max} \quad (B.33)$$

$$P_d = 1.25P_{max} \quad (B.34)$$

B.5.2 Achtergrond van factoren

De gebruikte factoren compenseren voor een zekere mate de onzekerheid van de rekenmethode. De toegepaste partiële factoren voor het vaststellen van de rekenwaarde van de materiaalsterkte zijn afhankelijk van de situatie en de materiaaleigenschappen. Het toepassen van ankerstrengen voor de ULS gaat gepaard met een verhoogde veiligheidsfactor ($\gamma_{M2} = 1.2$) in plaats van $\gamma_{M0} = 1.0$ bij gebruik van ankerstaven. In de bruikbaarheidsgrenstoestand wordt bij gebruik van de partiële factor geen onderscheid gemaakt tussen ankerstaven en -strengen, ($\gamma_{Mt, ser} = 1.1$).

De houdkracht van ankerstrengen in de uiterste grenstoestand is afhankelijk van de treksterkte van het staal f_{ua} . De factor k_t vertegenwoordigt de verhouding tussen de karakteristiek 0.1%-rekgrenskracht en de karakteristieke trekkracht. Waardoor gerekend wordt met de kracht behorend bij een rek van 0.1%. Op basis van NEN 3686 (Normcommissie, 2001) dient deze waarde tussen de 0.8 en 0.9 te liggen, de NEN-EN 1993-5/NB (Normcommissie, 2012c) stelt de te gebruiken waarde vast op 0.9.

De methode als beschreven in CUR 166 deel 1 (CUR, 2012a) maakt gebruik van belastingfactoren op de maximale ankerkracht wat resulteert in het falen van het ankerlichaam voor de ankerstaaf of -streng. NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b) beschrijft echter geen belastingfactoren die toegepast dienen te worden.

De partiële materiaalfactor is opgesteld om de ongunstige afwijkingen in de uittrekweerstand mee te nemen en te kwantificeren. De factor is opgesteld met het oog op de volgende onzekerheden NEN-EN 1537 (Normcommissie, 1999):

- Variaties in grondeigenschappen
- Variaties in afmetingen en materiaaleigenschappen van de ankercomponenten
- Uitvoeringsgerelateerde onvolkomenheden

Aangezien er door middel van het uitvoeren van controleproeven op alle ankers onzekerheden worden weggenomen kan de factor verlaagd worden tot een waarde van 1.2.

Bij het bepalen van de karakteristieke waarde van de houdkracht leidt eveneens het uitvoeren van controleproeven op alle ankers tot een reductie van correlatiefactor. Ook het aantal uitgevoerde bezwijkproeven en het aantal gordingen dat meewerkt bij het overbrengen van de belasting heeft een positief effect op de correlatiefactor. De waarde ervan komt grotendeels overeen met de in NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b) beschreven aantallen voor de correlatiefactoren van niet-stijve bouwwerken.

C ACHTERGROND MODEL PLAXIS 2D

C.1 Grondparameters

Voor het simuleren van de modelproeven in 2D met behulp van Plaxis zijn drie materiaalmodellen per grondsoort toegepast. Voor zowel Speswhite klei als Oostvaardersplassen klei wordt gebruik gemaakt van een Mohr-Coulomb model en een Hardening Soil model. In verband met het simuleren van ongedraineerd gedrag is het drainage type Undrained (A) toegepast met een c' en een ϕ' . Tabel C.1 geeft de parameters van de materialentypen weer.

Tabel C.1: Inputgegevens van de toegepaste grondsoorten die veranderen ten opzichte van de standaard waarden in Plaxis 2D.

| Parameter | Model | | | | | |
|--|-------------------------------|-----------------|---------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|
| | | | MC | HS | MC | HS |
| Algemeen | | | | | | |
| Grondsoort | - | - | Speswhite klei | | Oostvaardersplassen klei | |
| Drainage type | - | - | Drained | Drained / Undrained (A) | Drained | Drained / Undrained (A) |
| Droog volumiek gewicht | γ_{unsat} | kN/m^3 | 17 | 17 | 14 | 14 |
| Nat volumiek gewicht | γ_{sat} | kN/m^3 | 17 | 17 | 14 | 14 |
| Initieel poriëngetal | e_{init} | - | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| Parameters | | | | | | |
| Secant stijfheid ^a | E_{50}^{ref} | kN/m^2 | - | 1.870 | - | 3.000 |
| Oedometer referentie stijfheid ^a | $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | kN/m^2 | - | 1.050 | - | 1.500 |
| Young's Modulus ^b | E' | kN/m^2 | 1.330 | - | 2.130 | - |
| Ontlastings- / herbestingsstijfheid ^a | $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ | kN/m^2 | - | 12.300 | - | 12.000 |
| Macht (m) | - | - | - | 1 | - | 1 |
| Primaire-samendrukkingsindex | C_c | - | - | 0,3286 | - | 0,23 |
| Secundaire-samendrukkingsindex | C_s | - | - | 0,0252 | - | 0,0259 |
| Cohesie | c' | kN/m^2 | 0,1 | 0,1 | 3,9 | 3,9 |
| Effectieve hoek van inwendige wrijving | ϕ' | $^\circ$ | 23 | 23 | 28,4 | 28,4 |
| Dilatantiehoek | ψ' | $^\circ$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Ontlastings / herbelastingsdwarscontractiecoëfficiënt | ν_{ur} | - | - | 0,2 | - | 0,2 |
| Dwarscontractiecoëfficiënt | ν' | - | 0,35 | - | 0,35 | - |
| Stromingsparameters | | | | | | |
| Horizontale doorlatendheid ^c | k_x | m/dag | $9,9 \cdot 10^{-5}$ | $9,9 \cdot 10^{-5}$ | $2,9 \cdot 10^{-6}$ | $2,9 \cdot 10^{-6}$ |
| Verticale doorlatendheid ^c | k_y | m/dag | $9,9 \cdot 10^{-5}$ | $9,9 \cdot 10^{-5}$ | $2,9 \cdot 10^{-6}$ | $2,9 \cdot 10^{-6}$ |
| Interfaces | | | | | | |
| Sterkte | - | - | Handmatig | Handmatig | Handmatig | Handmatig |
| Sterkte reductie factor | R_{inter} | - | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| Initieel | | | | | | |
| Bepaling K_0 | - | - | Automatisch | Automatisch | Automatisch | Automatisch |
| Neutrale gronddrukcoëfficiënt voor normaal geconsolideerde grond | K_0^{nc} | - | 0,609 | 0,609 | 0,5244 | 0,5244 |

^a Gegevens van Speswhite klei met behulp van (Benz en Nordal, 2010) bepaald. Gegevens van OVP klei met behulp van vuistregels uit (CUR, 2003b) bepaald.

^b Bepaald met behulp van vergelijking C.1 voor NC klei.

^c Bepaald met behulp van vergelijking C.2, voor klei geldt $k_x = k_y$.

$$E \approx E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3}{p_{\text{ref}}} \right) \quad (\text{C.1})$$

$$k_y = k_x = \frac{c_v \gamma_w}{E_{\text{oed}}^{\text{ref}}} \quad (\text{C.2})$$

Waarin:

| | |
|-------------------------------|---|
| σ'_c | is de effectieve horizontale korrelspanning in kPa |
| E_{50} | is de secant stijfheid in kN/m ² |
| E_{50}^{ref} | is de secant referentie stijfheid in kN/m ² |
| $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | is de oedometer referentie stijfheid kN/m ² |
| p_{ref} | is de referentiespanning van 100 kPa |
| k_x | is de horizontale doorlatendheid in m/s |
| k_y | is de verticale doorlatendheid in m/s |
| c_v | is de consolidatiecoëfficiënt in m ² /s |
| γ_w | is het volumieke gewicht van water in kN/m ³ |

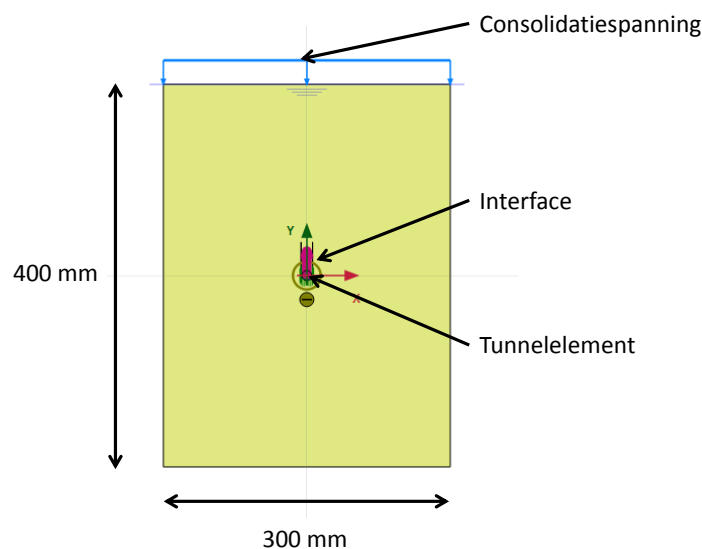
C.2 Materiaalparameters

De T-bar wordt in Plaxis geschematiseerd met behulp van een tunnelelement met een diameter gelijk aan de T-bar. De volgende materiaaleigenschappen zijn gebruikt:

| | | |
|-------|------------------------|----------------------|
| EA | 10,0 · 10 ³ | kN/m |
| EI | 0,04 | kN/m ² /m |
| w | 0 | kN/m/m |
| ν | 0,25 | |

C.3 Opzet Plaxis 2D model

Het Plaxis model is weergegeven in figuur C.1. De aangebrachte consolidatiespanning zorgt voor een spanningsniveau van de grond in het monster. De interface in combinatie met het tunnelelement schematiseren de T-bar welke door de grond wordt gedrukt. De begrenzing van het model is waterdoorlatend waardoor optredende waterspanningen weggevoerd kunnen worden. De afmetingen van het model zijn dermate groot dat het resultaat er niet door beïnvloed wordt. Met het oog op het verkrijgen van nauwkeurige en betrouwbare resultaten is kwaliteit van de mesh rondom de tunnel en de verplaatsing verhoogd.



Figuur C.1: Opzet van het 2D model in Plaxis.

In verband met de relatief grote verplaatsingen ten opzichte van de grootte van het element wordt *Updated Mesh* binnen Plaxis toegepast. Hierbij wordt het gegenereerde mesh aangepast met het voortschrijden van de stappen, dit zorgt voor een natuurgetrouwere simulatie. Het uitvoeren van snelle proeven in slecht doorlatend materiaal resulteert in verhoogde waterspanningen. Door rekeningen te houden met *Suction* in Plaxis wordt de mogelijk zuigende werking van de snel verplaatste staaf meegenomen in de simulatie. Deze optie is alleen zinvol indien sprake is van hoge waterspanningen, bij gedraineerd gedrag zal er geen merkbaar verschil zijn. De waterdruk aan de bovenzijde en onderzijde van het model zijn gelijk, er is geen hydraulische gradiënt over het monster.

C.4 Kanttekening ongedraineerd gedrag Plaxis 2D

Het is echter mogelijk om *Cavitation cut-off* in combinatie met een Cavitation stress toe te passen in Plaxis wanneer de *Consolidation* calculation type wordt gebruikt. Ondanks dat het in Plaxis mogelijk is de optie te selecteren en de handleiding (Plaxis, 2015) dit eveneens aangeeft, leidt het gebruik ervan tot onjuiste resultaten. De berekende actieve poriënwaterspanning overschrijdt de cavitatiespanning waardoor de waarde van de effectieve korrelspanningen wordt beïnvloed. Dit betekent dat het niet mogelijk is om ongedraineerd gedrag te creëren door de belastingssnelheid te variëren. Op basis van de literatuurstudie (zie bijlage B) zal bepaald worden of ongedraineerd gedrag optreedt en welke drainage type van toepassing is. Door de *Plastic* calculation type te gebruiken zal volledig gedraineerd of volledig ongedraineerd gedrag zichtbaar zijn, het simuleren van proeven die tussen deze gebieden in liggen is niet mogelijk.

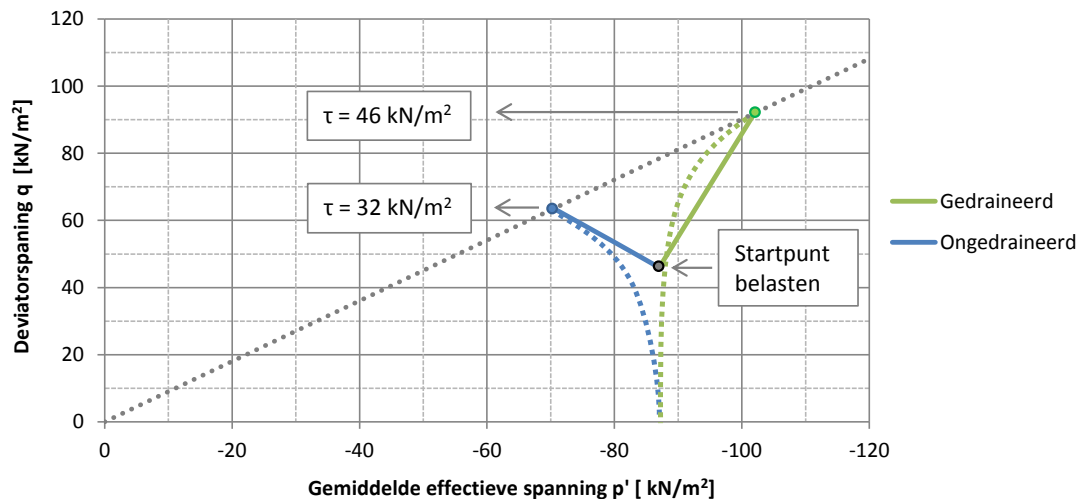
D BEPALEN GEMIDDELDE EFFECTIEVE SPANNING EN SCHUIFSTERKTE

Voor het bepalen van de gemiddelde effectieve spanning op het moment van bezwijken zal het in paragraaf 2.2 geïntroduceerde spanningspad worden gebruikt (zie figuur D.1). Deze spanningspaden zijn in Plaxis 2D gecreëerd met behulp van een Hardening Soil model waarbij een initiële belasting is aangebracht om de spanningstoestand te creëren. Het in figuur D.1 weergegeven *startpunt belasten* is het moment waarop de proef is begonnen. Hierdoor wordt de karakteristieke kromming van het de spanningspaden niet zichtbaar, er wordt immers pas vanaf het *startpunt belasten* gemeten. De weergegeven spanningspaden vertonen hierdoor een knik in plaats van een kromming. Aangezien het Plaxis 2D model dezelfde stappen doorloopt als het modelonderzoek zorgt het aanbrengen van de consolidatiespanning/bovenbelasting voor een spanningstoestand in de grond. Met behulp van de grondgegevens van Speswhite klei zal het bepalen van de gemiddelde effectieve spanning worden uiteengezet.

| | |
|--------------------------------|----------------------|
| Volumiek gewicht: | 17 kN/m ³ |
| Hoek van inwendige wrijving: | 23 ° |
| Cohesie: | 0 kPa |
| Consolidatiespanning: | 114 kPa |
| Neutrale gronddrukcoëfficiënt: | 0,609 |

Indien een bovenbelasting van 114 kPa wordt aangebracht resulteert dit in een σ'_1 van circa 117 kN/m² ter hoogte van de T-bar. De bijbehorende K_0 zorgt voor een σ'_3 van circa 72 kN/m². Een gemiddelde effectieve spanning van circa 87 kN/m² voordat het monster beproefd wordt is het gevolg (vergelijking D.1).

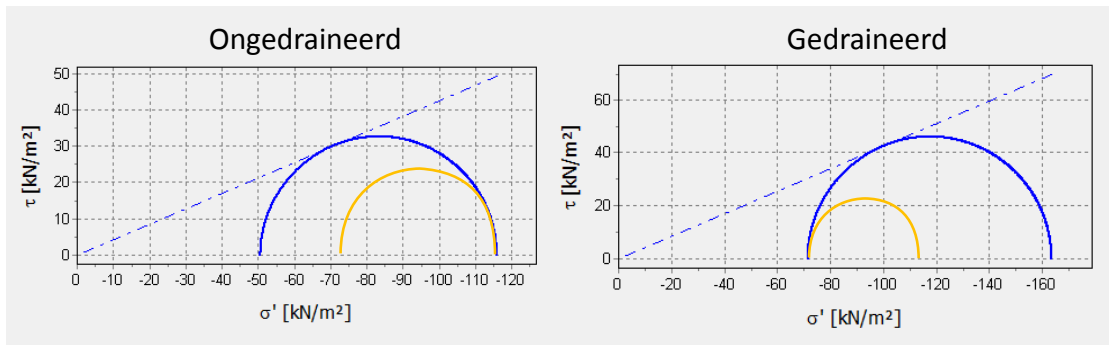
$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (D.1)$$



Figuur D.1: P-q diagram met een spanningspad voor gedraineerd en ongedraineerd bezwijken van de grond, resulterend in een verschillende schuifspanning τ .

De schuifspanning voor de gedraineerde proef verschilt van de ongedraineerde proef doordat een andere gemiddelde effectieve spanning van toepassing is. Figuur D.2 geeft de bijbehorende cirkels van Mohr weer voor bezwijken als gevolg van compressie. Beide cirkels hebben dezelfde initiële effectieve spanningen. Als gevolg van wateroverspanningen voor de ongedraineerde proef neemt de kleinste effectieve hoofdspansing (σ'_3) af, het gevolg is een lagere gemiddelde effectieve spanning p' . De bepaalde gemiddelde effectieve spanning voor de gedraineerde proef is wederom slechts van toepassing op het punt waarbij de bijbehorende

spanningscondities gelden. Voorafgaand aan het beproeven geldt dit voor alle punten rondom de T-bar, tijdens het beproeven variëren de condities. De schuifspanning is gebaseerd op de toestand voor het beproeven waarbij de laagste effectieve hoofdspansing (σ'_3) constant blijft, evenals in een geconsolideerde gedraineerde (Consolidated Drained (CD)) triaxiaaltest.



Figuur D.2: Cirkels van Mohr voor gedraineerd en ongedraineerd bezwijken (blauw) voor een gelijke initiële effectieve hoofdspansing (oranje) σ'_3 van circa 72 kN/m².

De in figuur D.2 weergegeven cirkels van Mohr tonen de schuifsterkte bij een rek van 20%. De waarde is gebaseerd op de optredende rekken aan de rand van het bezwijkvlak in Plaxis. Dichter naar de ankerstaaf nemen de rekken toe en overschrijden de 20%. Deze waarde is hoger dan de maximale rek die normaliter bij triaxiaalproeven wordt toegepast. De hoge gedraineerde schuifsterkte ten opzichte van de ongedraineerde schuifsterkte hangt hiermee samen. Bij een ongedraineerde triaxiaalproef wordt de maximale schuifsterkte bij een relatief lage rek bereikt. Dit in tegenstelling tot een gedraineerde triaxiaalproef waarbij de benodigde rek vele malen hoger ligt en in de gebruikte triaxiaalproef zelf hoger ligt dan 20%. Indien de schuifsterkte wordt bepaald bij een rek van bijvoorbeeld 2% zal de ongedraineerde schuifsterkte beperkt veranderen terwijl de gedraineerde schuifsterkte veel sterker afneemt. Vanuit het oogpunt van het bezwijken van grond als gevolg van zettingen geeft de schuifsterkte bij grote rekken een realistische weergave van de werkelijkheid. Er kan worden verondersteld dat de schuifsterkte maximaal gemobiliseerd wordt aangezien de rekken in voor gedraineerd gedrag veel hoger liggen dan de eerder aangenomen 20% welke in de triaxiaalproef is gebruikt.

De gemiddelde effectieve spanning op het punt van bezwijken is bepalend voor de schuifsterkte. Voor het vaststellen van de schuifsterkte voor de ongedraineerde proef kan vergelijking D.2 toegepast worden. Gebruikmakend van dezelfde initiële condities als voor ongedraineerd gedrag is de schuifsterkte voor gedraineerd gedrag bepaald. Vergelijking D.3 dient hiervoor gebruikt te worden. De ongedraineerde schuifsterkte c_u wordt 32 kN/m², de schuifsterkte (gedraineerd) wordt 46 kN/m².

$$\text{Ongedraineerd} \rightarrow \tau_u = c_u = c' \frac{\cos\phi'}{1 - \frac{1}{3} \cdot \sin\phi'} + p' \frac{\sin\phi'}{1 - \frac{1}{3} \sin\phi'} \quad (D.2)$$

$$\text{Gedraineerd} \rightarrow \tau' = c' \frac{\cos\phi'}{1 - \frac{1}{3} \cdot \sin\phi'} + p' \frac{\sin\phi'}{1 - \frac{1}{3} \sin\phi'} \quad (D.3)$$

Indien de gemiddelde effectieve spanning onbekend is kan op basis van vergelijking D.4 de ongedraineerde schuifsterkte τ_u bepaald worden. Hierbij dient de spanningstoestand in de grond voorafgaand aan het belasten/zettingsproces bekend te zijn. σ'_1 blijft constant bij een ongedraineerde triaxiaalproef, de aanvullende bovenbelasting wordt opgenomen door waterspanningen welke niet af kunnen stromen. σ'_3 neemt af totdat wordt voldaan aan het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium. Indien geldt $\tau_u = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ kan vergelijking D.5 worden toegepast om σ'_3 te bepalen.

$$\sigma'_3 = -c' \frac{2\cos\phi'}{1 + \sin\phi'} + \sigma'_1 \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} \quad (D.4)$$

$$\tau_u = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (D.5)$$

Voor het gedraineerd bezwijken in een triaxiaalproef blijft σ'_3 constant vanwege het wegvloeien van water-spanningen. σ'_1 neemt toe totdat wordt voldaan aan het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium. Indien geldt $\tau' = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ kan vergelijking D.6 worden toegepast om σ'_1 te bepalen. Vergelijking 2.14 geeft de resulterende gedraineerde schuifsterkte weer.

$$\sigma'_1 = c' \frac{2 \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \sigma'_3 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (\text{D.6})$$

$$\tau' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (\text{D.7})$$

E ACHTERGROND OMTRENT DE BEPALING VAN DE MODELFACTOR

De modelfactor β is een onderdeel van de door de CUR 166 opgestelde vergelijking. In (Larsen e.a., 2013a) is vastgesteld dat een andere waarde aan deze factor gekoppeld dient te worden dan door de CUR 166 is aangegeven. In figuur E.1 zijn verschillende modelfactoren weergegeven. Hierbij is onderscheid gemaakt tussen de vergelijking waar Deltares vanuit is gegaan vergelijking zoals deze in de CUR 166 staat weergegeven.

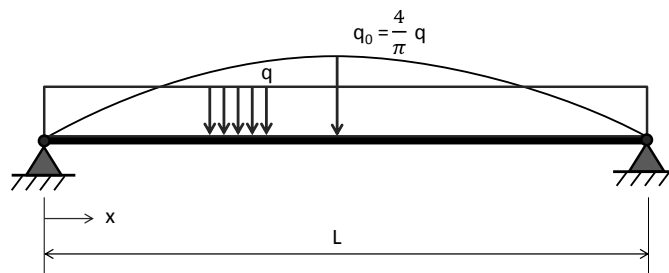
$$\text{CUR 166: } \alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{q_0 L}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{4\pi^2} \cdot \frac{1}{F} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{EA_{\text{staaf}}} + \frac{1}{ac\lambda L}\right)}$$

Modelfactor β

$$\text{Deltares: } \alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{qL}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{24} \cdot \frac{1}{F} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{EA_{\text{staaf}}} + \frac{1}{ac\lambda L}\right)}$$

Figuur E.1: Modelfactor β als onderdeel van door CUR 166 en Deltares opgestelde vergelijking.

De vergelijking van de CUR 166 is opgesteld door uitbuiging van de ankerstaaf als sinusvormig te benaderen. Hierbij is tevens een sinusvormige belasting aangenomen. De vergelijking van Deltares is opgesteld vanuit het oogpunt van de kabelvergelijking waarin geen momenten optreden. Hierbij is uitgegaan van een constante belasting op de ankerstaaf. De in figuur E.1 weergegeven parameter q_0 uit de vergelijking van de CUR 166 geeft de maximale belasting weer van de sinusvorm. Deze ligt hoger dan de gemiddelde q -last waar de vergelijking van Deltares vanuit gaat, zie figuur E.2.



Figuur E.2: Ankerstaaf belast door een lineair en sinusvormige belasting waarbij geldt $q_0 = 4/\pi \cdot q$.

Om voor beide situatie de ankerstaaf een gelijke doorbuiging te geven is de factor $4/\pi$ toegepast. Indien de doorbuiging is afgeleid met behulp de vergeetmenietjes van een constante q -last geldt vergelijking E.1, terwijl voor een sinusvormige belasting vergelijking E.2 gebruikt dient te worden. Het verschil tussen beide methodes wordt gecompenseerd door de maximale q -last van de sinusvormige belasting te verhogen. De doorbuiging van ankerstaaf zal hierdoor voor beide gevallen gelijk zijn indien geldt $q_0 \approx 4/\pi \cdot q$.

$$w_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EI} \tag{E.1}$$

$$w_0 = \frac{1}{\pi^4} \cdot \frac{q_0 L^4}{EI} \tag{E.2}$$

Indien de in figuur E.1 gebruikte vergelijkingen worden herschreven door de factor $4/\pi$ op te nemen zullen zowel de CUR 166 als de methode van Deltares nagenoeg hetzelfde resultaat geven. Figuur E.3 geeft de herschreven vergelijkingen weer. Modelfactor β voor de methode van Deltares is 24 en voor de aangepaste vergelijking uit de CUR 166 komt de waarde op circa 24,35. Het gebruik van een verschillende belasting lijkt op het eerste gezicht voor een ander resultaat te zorgen. Indien de correcte stappen worden genomen geven beide methoden nagenoeg dezelfde uitkomst.

$$\text{CUR 166: } \alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{qL}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{\pi^4/4} \cdot \frac{1}{F} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{EA_{\text{staaf}}} + \frac{1}{ac\lambda L}\right)}$$

Modelfactor β

$$\text{Deltares: } \alpha(1 + \alpha)^2 = \left(\frac{qL}{F}\right)^2 \cdot \frac{1}{24} \cdot \frac{1}{F} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{EA_{\text{staaf}}} + \frac{1}{ac\lambda L}\right)}$$

Figuur E.3: Modelfactor β als onderdeel van door CUR 166 en Deltares opgestelde vergelijking.

F ACHTERGROND VERNIEUWDE REKENMETHODE

In de publieke versie is dit onderdeel weggelaten.

G BEGRENZING AXIALE SCHUIFKRACHT VAN EEN EMBEDDED ELEMENT IN PLAXIS 3D

Als gevolg van zakkende grond wordt het anker in zowel laterale als axiale richting belast. Bij het toepassen van een embedded pile als verankerings-element in Plaxis 3D is het mogelijk om de schuifkracht in axiale richting te begrenzen. Over het vrije ankerdeel dient een maximum gesteld te worden aan de schuifkracht om een overschatting van de optredende waarden te voorkomen. In paragraaf 6.3 is met behulp van 3D simulaties inzicht verkregen in de grootte van de aanvullende axiale krachten in het anker als gevolg van zakkende grond. Hierbij is echter bij de begrenzing van de schuifkracht over het vrije ankerdeel een fout gemaakt, de toegepaste waarde is onderschatting van de werkelijke schuifkracht. Met behulp van een 3D simulaties waarbij de correcte waarden zijn toegepast zal de invloed van fout worden vastgesteld.

In tabel G.1 zijn de eigenschappen beide embedded piles weergegeven. De correcte maximale schuifkracht is vastgesteld met behulp van vergelijking G.1. Voor de berekening is een conusweerstand gebruikt van 1,0 MPa welke constant is langs de ankerstaaf. De waarde is vastgesteld op basis van overeenkomstige grondeigenschappen van de gebruikte kleigrond in vergelijking tot de in tabel 2.b uit NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b) weergegeven grondsoorten. De toegepaste α_t factor van 0,02, voor kleigronden met een conusweerstand lager dan 2 MPa, in combinatie met een omtrek van 0,16 m resulteert in een maximale schuifkracht van 3,2 kN/m.

$$R_{t;d} = \int_0^L O_{s;gem} \cdot q_{c;z;d} \cdot \alpha_t \, dx \quad (G.1)$$

Tabel G.1: Eigenschappen van de embedded pile in Plaxis 3D waarbij de incorrecte maximale schuifkracht en de correcte maximale schuifkracht vetgedrukt zijn weergegeven.

| Parameter | | | Embedded pile (incorrect) | Embedded pile (correct) |
|---|----------------------|-------------------|---------------------------|---------------------------|
| Young's modulus | E | kN/m ² | 2,1 · 10 ⁸ | 2,1 · 10 ⁸ |
| Soortelijk gewicht | γ | kN/m ³ | 78,5 | 78,5 |
| Buisdiameter | D | m | 0,051 | 0,051 |
| Wanddikte | t | m | 0,01 | 0,01 |
| Doorsnedeoppervlak | A | m ² | 1,288 · 10 ⁻³ | 1,288 · 10 ⁻³ |
| Traagheidsmoment | I ₃ | m ⁴ | 0,2868 · 10 ⁻⁶ | 0,2868 · 10 ⁻⁶ |
| Traagheidsmoment | I ₂ | m ⁴ | 0,2868 · 10 ⁻⁶ | 0,2868 · 10 ⁻⁶ |
| Maximale schachtwrijving top vrije ankerdeel | T _{top,max} | kN/m | 0,93 | 3,2 |
| Maximale schachtwrijving voet vrije ankerdeel | T _{bot,max} | kN/m | 2,74 | 3,2 |
| Maximale schachtwrijving top ankerlichaam | T _{top,max} | kN/m | 1 · 10 ⁴ | 1 · 10 ⁴ |
| Maximale schachtwrijving voet ankerlichaam | T _{bot,max} | kN/m | 1 · 10 ⁴ | 1 · 10 ⁴ |

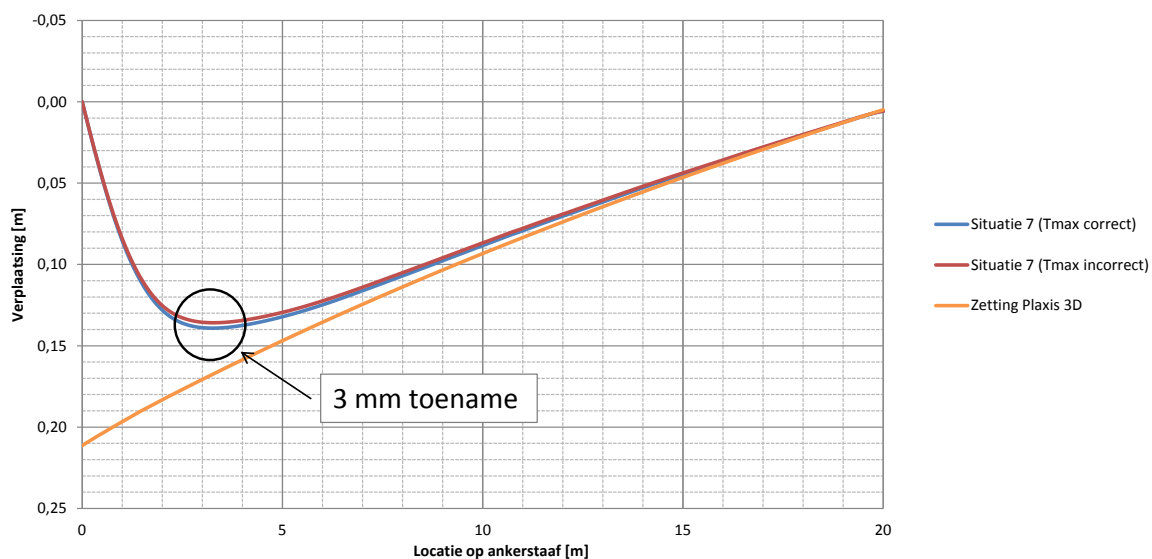
Op basis van de onderlinge verschillen in vervorming, krachten en momenten zal de invloed van de aangepaste maximale schuifkracht worden vastgesteld. Uit tabel G.2 blijkt dat verhoogde grens leidt tot een lichte toename van de doorbuiging en een verhoging van de resulterende axiale ankerkracht. De gevolgen voor vervorming van het vrije ankerdeel zijn beperkt als in figuur G.1 is weergegeven.

De opzet van de Plaxis 3D simulaties is het onderling vergelijken van de resultaten wanneer de essentiële parameters van het embedded element veranderen. Aangezien het toepassen van de correcte begrenzing van de axiale schuifkracht slechts een beperkte variatie in de resultaten toont kan gesteld worden dat het onderling vergelijken van de situatie mogelijk is, ondanks het toepassen van een incorrecte begrenzing. De gevolgen voor de vervormingen of krachten leiden niet andere inzichten en conclusies dan in hoofdstuk 6 is beschreven.

G. Begrenzing axiale schuifkracht van een embedded element in Plaxis 3D

Tabel G.2: Resultaten van de Plaxis 3D simulaties waarbij verschillen tussen het toepassen van de incorrecte en correcte schachtwrijving zijn weergegeven.

| Parameter | | Situatie 7 (3D) (incorrect) | Situatie 7 (3D) (correct) | Vershil |
|---|---------------|--------------------------------|------------------------------|--------------|
| Maximale schachtwrijving top vrije ankerdeel | $T_{top,max}$ | 0,93 kN | 3,2 kN | +244% |
| Maximale schachtwrijving voet vrije ankerdeel | $T_{bot,max}$ | 2,74 kN | 3,2 kN | +17% |
| Beoogde initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 0% |
| Werkelijke initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 0% |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 569 kN | 571 kN | +0,4% |
| Toename axiale kracht | ΔF | 69 kN | 71 kN | +3,0% |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,136 m | 0,139 m | +2,2% |
| Locatie maximale doorbuiging t.o.v. ankerkop | - | 3,3 m | 3,2 m | -3,0% |
| Maximale moment | M_{max} | 4,3 kNm | 4,4 kNm | +2,3% |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 1,0 m | 1,0 m | 0% |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 83 kN | 86 kN | +3,5% |



Figuur G.1: Doorbuiging van de ankerstaaf waarbij de verschillen tussen het correct en incorrect meenemen van de schachtwrijving is weergegeven.

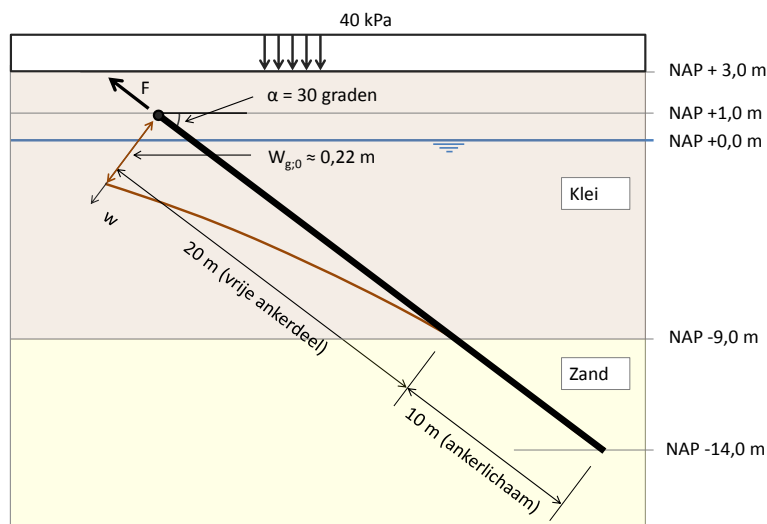
H GEBRUIK VAN EEN EMBEDDED PILE ROW IN PLAXIS 2D MET VOORTSCHRIJDEND INZICHT

In hoofdstuk 6 is het gebruik van een embedded pile als verankerings-element beschreven. Hierbij zijn constatering en aanbevelingen uiteengezet om de toepasbaarheid ervan te verbeteren. In de tussentijd is er een nieuwere versie van Plaxis 2D beschikbaar gekomen. De mogelijkheden van een embedded pile zijn door deze update toegenomen, enkele van de beschreven constatering en aanbevelingen zijn doorgevoerd. Het multi-lineair kunnen begrenzen van de axiale en laterale schachtwrijving is één van de belangrijkste aanpassingen die wellicht kan leiden tot nauwkeurigere resultaten. De mogelijkheden van een embedded pile zijn veelbelovend en met het wegvallen van de belangrijkste beperkingen is een embedded pile wellicht beter toepasbaar. Als toevoeging aan hoofdstuk 6 zal in dit onderdeel onderzocht worden of de aanpassingen een stap in de goede richting zijn betreffende het toepasbaar maken van een embedded pile als verankerings-element.

Het multi-lineair begrenzen geeft controle over de waarden waarmee Plaxis 2D het vervormingsgedrag simuleert. Aangezien voor zowel de axiale als laterale richting de maximale schachtwrijving kan worden ingevoerd zijn hiervoor realistische waarden gebruikt (zie tabel H.1). De maxima in laterale richting zijn bepaald op basis van de in bijlage G beschreven methode. Hierbij wordt uitgegaan van de optredende spanningen in de grondlaag om de maximale schuifkracht mee te kunnen bepalen. In hoeverre deze ook werkelijk optreedt is afhankelijk van de situatie, dit wordt in de simulatie berekend. In verband met de aanwezigheid van een grondwaterstand op NAP +0,0 m (zie figuur H.1) ontstaat er op dit punt een knik in de maximaal te mobiliseren laterale schuifkracht.

Tabel H.1: Eigenschappen van de embedded pile row in Plaxis 2D.

| Parameter | | | Embedded pile |
|--|----------------|-------------------|------------------------|
| Young's modulus | E | kN/m ² | $2,1 \cdot 10^8$ |
| Soortelijk gewicht | γ | kN/m ³ | 78,5 |
| Buisdiameter | D | m | 0,051 |
| Wanddikte | t | m | 0,01 |
| Doorsnede oppervlak | A | m ² | $1,288 \cdot 10^{-3}$ |
| Traagheidsmoment | I | m ⁴ | $0,2868 \cdot 10^{-6}$ |
| Maximale axiale schachtwrijving top vrije ankerdeel | $T_{top,max}$ | kN/m | 3,2 |
| Maximale axiale schachtwrijving voet vrije ankerdeel | $T_{bot,max}$ | kN/m | 3,2 |
| Maximale axiale schachtwrijving top ankerlichaam | $T_{top,max}$ | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |
| Maximale axiale schachtwrijving voet ankerlichaam | $T_{bot,max}$ | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |
| Maximale laterale schachtwrijving top vrije ankerdeel | $T_{top,max}$ | kN/m | 12,6 |
| Maximale laterale schachtwrijving NAP +0,0 m | $T_{NAP+0,0m}$ | kN/m | 13,4 |
| Maximale laterale schachtwrijving voet vrije ankerdeel | $T_{bot,max}$ | kN/m | 22,2 |



Figuur H.1: Opzet van het model voor Plaxis 2D en Plaxis 3D waarbij een embedded pile als verankeringselement wordt toegepast.

Het gebruik van een ISF is één van een opties van een embedded pile in Plaxis 2D waarmee de grootte van de belasting op de ankerstaaf kan worden bepaald. Een hoge ISF resulteert bij een gelijk blijvende verplaatsingen tussen de grond en het embedded element in een hogere belasting. Aangezien de belasting/schachtwrijving in zowel axiale als laterale richting begrenst is wordt de invloed van de ISF's beperkt. Op de locaties waar normaliter de maximale belasting niet optreedt kan de verhoging van de ISF's echter nog wel zorgen voor een hogere belasting. Zoals beschreven in (Sluis, 2012) zal gelden $ISF_{RS} = ISF_{RN}$. Over de vrije ankerlengte zal dit geen invloed hebben op de schuifkrachten, aangezien deze waarde met de standaard ISF_{RS} al gemobiliseerd wordt. Over het ankerlichaam werkt een hoge ISF_{RS} wel gunstig. De verplaatsingen nemen af doordat de maximale schuifkracht eerder gemobiliseerd wordt.

Zoals omschreven in hoofdstuk 6 is het verhogen van de ISF_{RN} nodig om een realistische zetting te krijgen. Dit had echter consequenties voor de dwarskrachten, momenten en de locaties van de maxima. Met het begrenzen van de schuifkrachten wordt dit probleem wellicht opgelost. Hiervoor zullen twee aanvullende simulaties worden uitgevoerd waarbij de ISF_{RN} vermenigvuldigd wordt met 10 en 20 ten opzichte van de standaard waarden. Deze simulaties zullen vergeleken worden met situatie 5 uit hoofdstuk 6 waarbij er nog geen begrenzing toegepast kon worden. Ten behoeve van het vergelijken zal eveneens met behulp van de vernieuwde rekenmethode een berekeningen worden gemaakt. Situatie 12 en 13 zullen gesimuleerd worden om op basis van vorm van de doorbuiging, momentenlijn en dwarskrachten lijn te kunnen zien wat de invloed van een variërende h.o.h. afstand is.

Tabel H.2: Uit te voeren simulaties waarbij de verschillen per situatie zijn weergegeven.

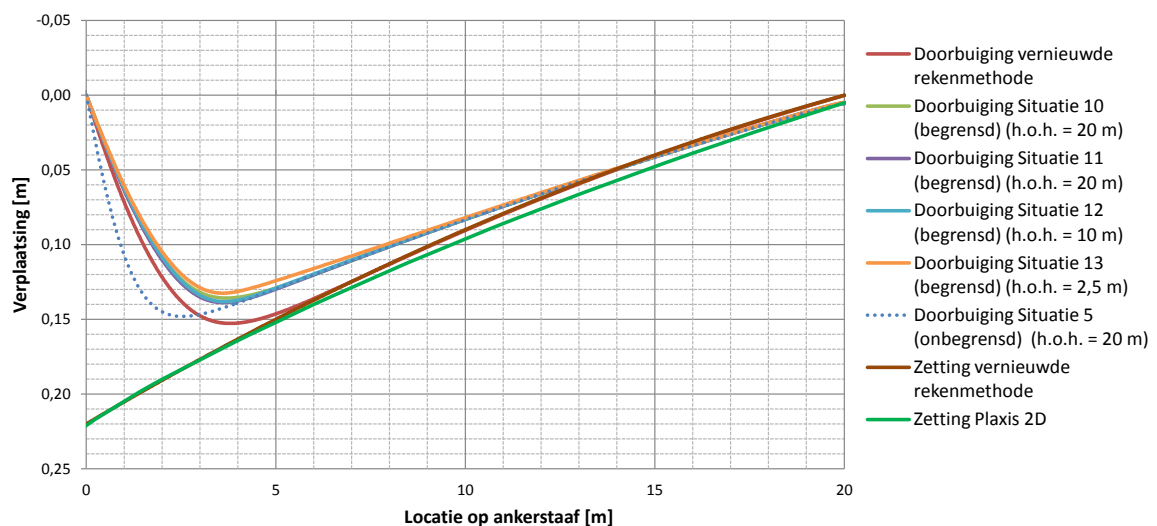
| Simulaties | Voorspanning | $L_{spacing}$ | ISF_{RN} | T_{max} | Buisdiameter |
|-------------|--------------|---------------|--|------------|--------------|
| Plaxis 2D | | | | | |
| Situatie 5 | 500 kN | 20 m | 20 ISF_{RN} (0,5674 kN/m ² /m) | Onbegrensd | 51 mm |
| Situatie 10 | 500 kN | 20 m | 10 ISF_{RN} (0,2837 kN/m ² /m) | Begrensd | 51 mm |
| Situatie 11 | 500 kN | 20 m | 20 ISF_{RN} (0,5674 kN/m ² /m) | Begrensd | 51 mm |
| Situatie 12 | 500 kN | 10 m | 20 ISF_{RN} (0,9542 kN/m ² /m) | Begrensd | 51 mm |
| Situatie 13 | 500 kN | 2,5 m | 20 ISF_{RN} (2,698 kN/m ² /m) | Begrensd | 51 mm |

De nieuwe simulaties verschillen sterk met de in hoofdstuk 6 beschreven proef zoals in tabel H.3 is weergegeven. Op nagenoeg alle vlakken resulteert het begrenzen van de axiale en laterale schuifkrachten in een betere benadering van de vernieuwde rekenmethode. De axiale ankerkracht als gevolg van de voorspanning wordt echter nog steeds niet goed gesimuleerd. De voorspankracht van 500 kN is niet gelijk aan de werkelijke initiële axiale kracht. De toename lijkt echter wel goed te worden gesimuleerd.

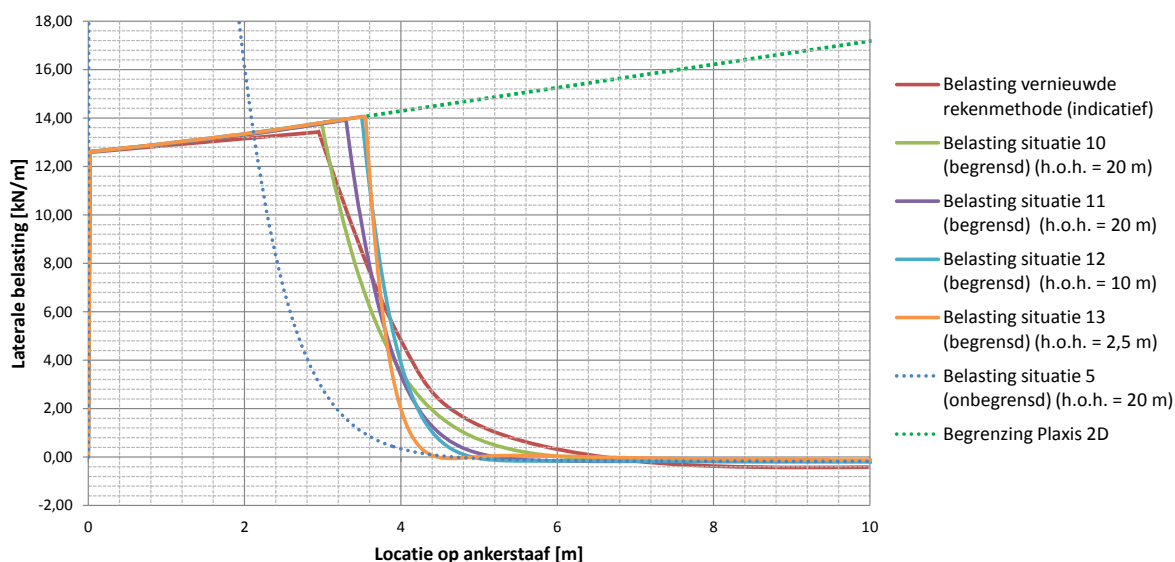
Tabel H.3: Resultaten van de Plaxis 2D simulaties vergeleken met de vernieuwde rekenmethode. De ISF_{RN} neemt hierbij toe ten opzichte van de standaard waarde.

| Parameter | | Situatie 5 (2D): | Situatie 10 (2D): | Situatie 11 (2D): | Vernieuwde rekenmethode |
|--|-------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------------|
| Interface stiffness factor | - | 20 ISF_{RN} | 10 ISF_{RN} | 20 ISF_{RN} | - |
| Maximale schuifkracht | T_{max} | Onbegrensd | Begrensd | Begrensd | - |
| Beoogde initiële axiale kracht | - | 500 kN | 500 kN | 500 kN | 500 kN |
| Werkelijke initiële axiale kracht | - | 443 kN | 440 kN | 438 kN | 500 kN |
| Totale axiale kracht ankerstaaf | F_{staaf} | 574 kN | 498 kN | 503 kN | 567 kN |
| Toename axiale kracht | ΔF | 131 kN | 58 kN | 64 kN | 67 kN |
| Maximale doorbuiging | w_{max} | 0,15 m | 0,14 m | 0,14 m | 0,15 m |
| Locatie maximale doorbuiging t.o.v. ankerkop | - | 2,5 m | 3,7 m | 3,6 m | 3,8 m |
| Maximale moment | M_{max} | 7,6 kNm | 1,5 kNm | 1,5 kNm | 1,5 kNm |
| Locatie maximale moment t.o.v. ankerkop | - | 0,6 m | 2,1 m | 2,3 m | 2,3 m |
| Maximale dwarskracht | V_{max} | 38,4 kN | 4,9 kN | 4,9 kN | 4,2 kN |

Het begrenzen van de axiale en laterale schachtwrijving resulteert in een verschil ten opzichte van de onbegrensd simulatie (situatie 5). In figuur H.2 is de doorbuiging van de verschillende simulaties weergegeven. Hieruit blijkt dat het begrenzen resulteert in een andere vorm van de doorbuiging dan de onbegrensd simulatie. Tevens blijft de locatie van de maximale doorbuiging nagenoeg ongewijzigd ondanks een variërende h.o.h. afstand en ISF_{RN} . Het maximum neemt echter wel licht af met het reduceren van de h.o.h. afstand, dezelfde waarde als de vernieuwde rekenmethode wordt niet bereikt. De reden hiervoor is mogelijk de zetting van de grond langs de ankerstaaf. Deze wordt in Plaxis 2D bepaald met behulp van de h.o.h. afstand van de ankers. Ondanks de hoge waarde ten opzichte van de diameter is de invloed merkbaar. Met de afname van de h.o.h. afstand wordt eveneens de zetting van de grond langs het anker lager terwijl dit voor deze situaties in werkelijkheid niet hoort op te treden. Dit aspect is in de nieuwe versie van Plaxis 2D nog niet opgelost.

Figuur H.2: Doorbuiging van de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode.

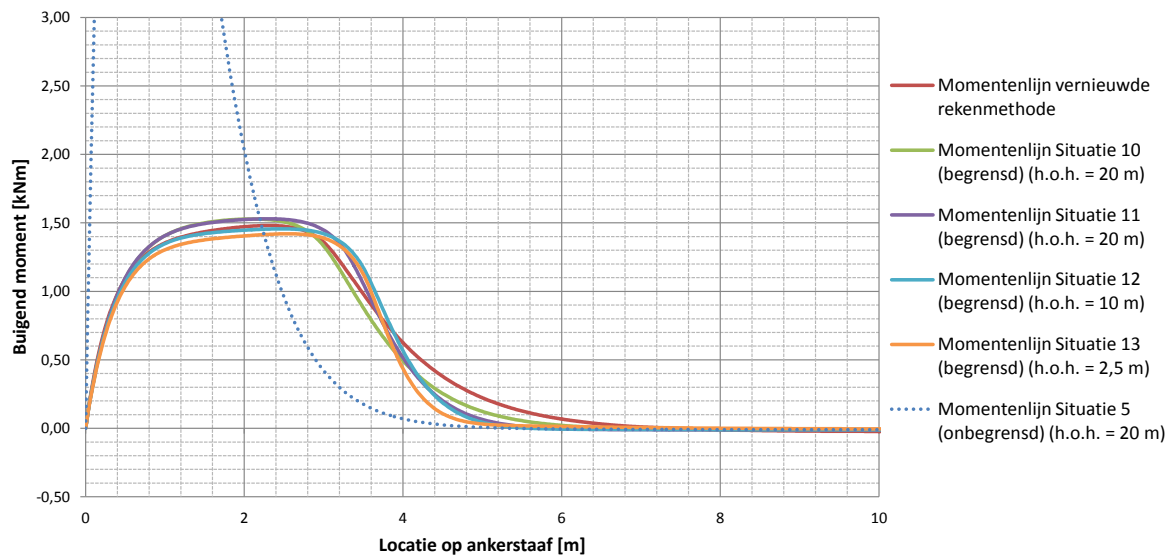
Het begrenzen van de laterale schachtwrijving is de reden dat de locatie van de maxima van de doorbuiging nagenoeg niet verschilt. In zekere zin maakt de Plaxis 2D gebruik van dezelfde techniek als in de vernieuwde rekenmethode wordt toegepast. Vanaf de ankerkop tot aan het ankerlichaam wordt de laterale schachtwrijving begrensd. Op basis van het verschil tussen de doorbuiging van de ankerstaaf en de zetting van de grond wordt bepaald hoe groot de belasting is. In figuur H.3 zijn de overeenkomsten te zien. Het variëren van de h.o.h. afstand en de ISF_{RN} is niet van invloed op de vorm van de maxima, maar wel op het punt waarbij de belasting afneemt. Welk verloop van het maximum tot aan 0 kN/m de beste benadering geeft van de werkelijkheid is blijft onbekend. Wel is duidelijk dat de wijze waarop de vernieuwde rekenmethode de belasting bepaalt gelijk is aan de methode waarmee schuifkracht langs een embedded pile row wordt vastgesteld.



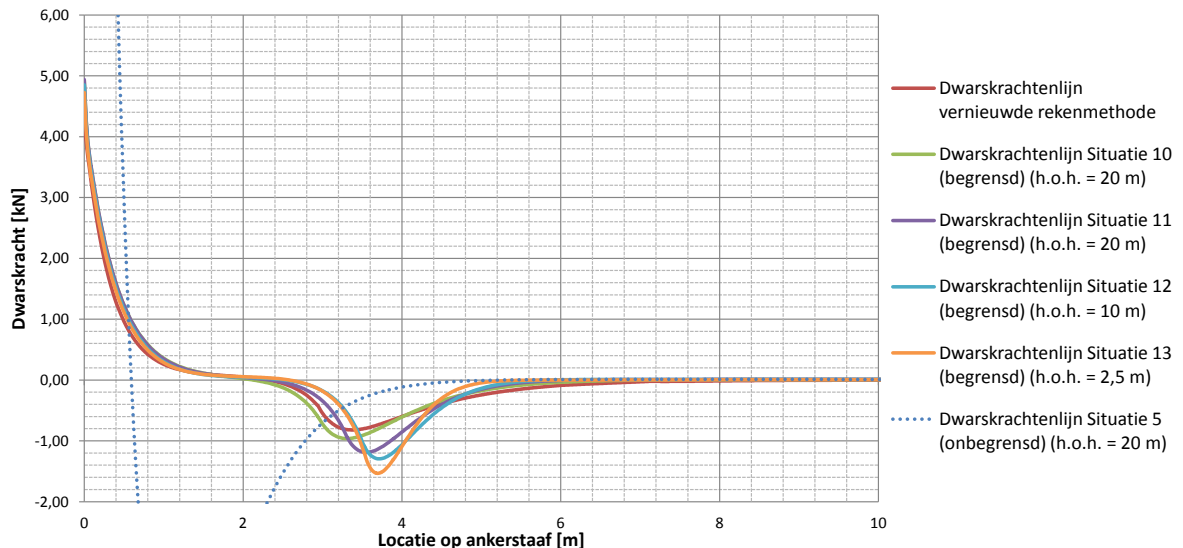
Figuur H.3: Laterale belasting op de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode.

De grootste verschillen zijn merkbaar bij het vergelijken van de momentenlijn (zie figuur H.4) en de dwarskrachtenlijn (zie figuur H.2). Als gevolg van de begrenzing wijken de nieuwe Plaxis 2D simulaties sterk af van situatie 5. De overeenkomsten met de vernieuwde rekenmethode zijn echter groot. De momentenlijn en dwarskrachtenlijn uit Plaxis 2D heeft nagenoeg dezelfde vorm als de lijnen uit de vernieuwde rekenmethode. Dit impliceert dat de vernieuwde rekenmethode op goede wijze omgaat het de momenten en dwarskrachten op een verankeringselement als gevolg van zakkende grond.

De vorm van de momentenlijn en dwarskrachtenlijn toont een beperkte variatie wanneer de h.o.h. afstand en de ISF_{RN} verandert. De invloed van de afnemende zetting is echter wel merkbaar, in het bijzonder bij de dwarskrachtenlijn. De waarde van het maximum neemt toe en de locatie van de pieken verwijderd zich van de ankerkop.



Figuur H.4: Momentenlijn van de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode.



Figuur H.5: Dwarskrachtenlijn van de ankerstaaf voor Plaxis 2D waarbij de ISF_{RN} en de h.o.h. afstand per situatie verandert vergeleken met de vernieuwde rekenmethode.

Geconcludeerd kan worden dat het toevoegen van een multi-lineaire begrenzing van de schachtwrijving in zowel axiale als laterale richting een groot verschil maakt. Het is nu mogelijk om een realistisch maximum toe te kennen aan de schachtwrijving. Hierdoor ontstaat meer controle over de wijze waarop het embedded element belast wordt. Dit leidt ertoe dat de momenten en dwarskrachten goed overeenkomen met de waarden welke met behulp van de vernieuwde rekenmethode zijn bepaald.

De invloed van de h.o.h. afstand op de zetting is echter nog wel een aandachtspunt. Indien deze afneemt zorgt dit voor een verminderde zetting langs het anker, dit heeft zijn weerslag op de maximale doorbuiging. Ook de axiale ankerkracht wordt nog niet goed benaderd. Na het voorspannen treedt een grote afname van de axiale ankerkracht op. Dit verlies beïnvloedt het krachtenspel in het anker.

Aangezien de invloed van de ISF's op de schachtwrijving is beperkt door de multi-lineaire begrenzing ontstaat de mogelijkheid om deze voor andere doeleinden te gebruiken. De h.o.h. afstand van de embedded piles is onderdeel van de ISF's maar deze beïnvloedt eveneens de zetting langs de ankerstaaf. Bij een lage h.o.h.

afstand wordt in de 2D simulaties tevens de zetting gereduceerd waardoor de doorbuiging van het anker afneemt.

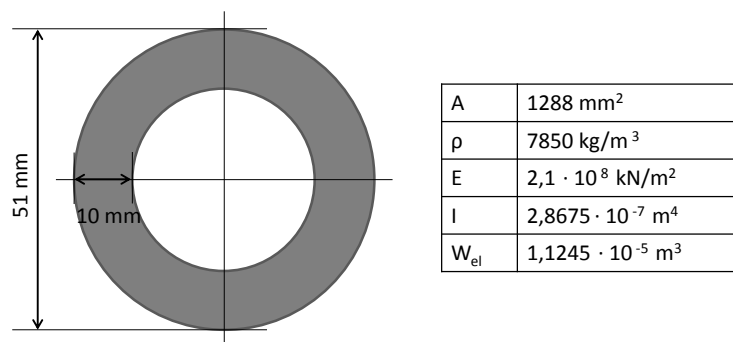
De gelijkenissen met de vernieuwde rekenmethode zijn groot. Vooral de momenten en dwarskrachten tonen sterke overeenkomsten. Dit impliceert dat de gebruikte techniek van de vernieuwde rekenmethode een goede manier is om de interactie tussen de grond en de ankerstaaf mee te benaderen. Het is hierbij wel van belang om in het achterhoofd te houden dat de gebruikte maximale belasting handmatig is vastgesteld en niet door het bezwijken van de grond door Plaxis wordt bepaald.

I OVERZICHT VAN GEBRUIKTE GEGEVENS VOOR HET VERGELIJKEN VAN DE REKENMETHODEN

I.1 Algemeen

Er zal gebruik worden gemaakt van een schroefgroutanker (zie figuur I.1) met een h.o.h afstand van 2,5 meter, deze waarde is slechts van toepassing op de rekenmethode van de CUR 166. Aangezien in Plaxis 2D bij h.o.h afstand van 2,5 de zetting nog steeds sterkt wordt beïnvloed zal hiervoor uitgegaan worden van een h.o.h. afstand van 20 meter. De standaard ISF's zullen met 20 vermenigvuldigd worden ten behoeve van een betrouwbaar resultaat.

De maximale axiale schachtwrijving is bepaald met behulp van bijlage G. Voor kleigronden is de waarde constant en voor zandgronden is deze afhankelijk van de optredende verticale spanningen in de grond. De gebruikte conusweerstand zijn gebaseerd op de in tabel 2.b uit NEN 9997-1 (Normcommissie, 2012b) weergegeven grondsoorten. Voor klei geldt een conusweerstand van 1 MPa, voor zand geldt 15 MPa. De toegepaste α_t factor voor klei bedraagt 0,02 en voor zand 0,015. Hierbij is tevens als uitgangspunt genomen dat de zandgronden slechts langs de bovenzijde van de ankerstaaf hun schuifkracht kunnen mobiliseren. Het maximum wordt hierdoor half zo groot.



Figuur I.1: Eigenschappen van een schroefgroutanker met een buisdiameter van 51 mm en een wanddikte van 10 mm.

Om de verticale belasting door zakkende grond mee vast te stellen is gebruik gemaakt van vergelijking I.1. Aangezien sprake is van gedraineerd grondgedrag dienen vergelijking I.2 en vergelijking I.3 toegepast te worden voor het bepalen van de bijbehorende schuifsterkte van het materiaal.

$$q_z = \tau \cdot D \cdot (1 + f_i) \quad (I.1)$$

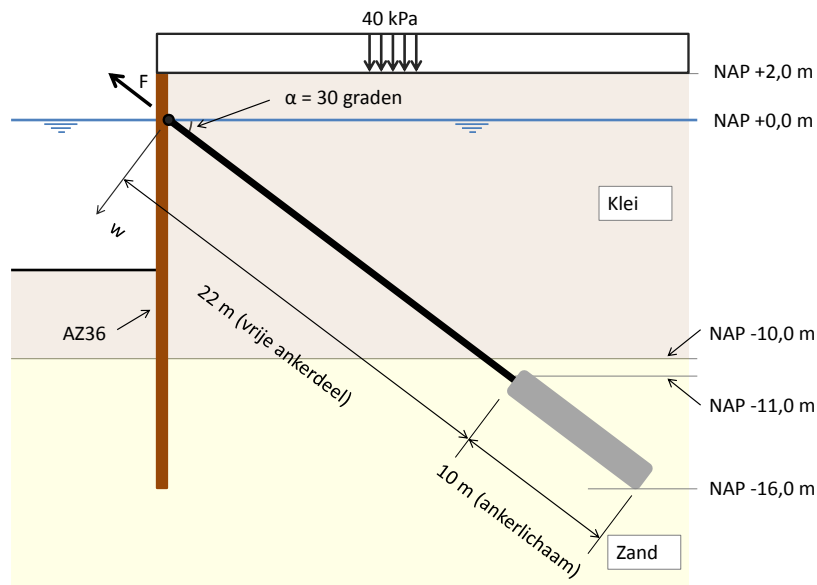
$$\sigma'_1 = c' \frac{2\cos\phi'}{1 - \sin\phi'} + \sigma'_3 \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} \quad (I.2)$$

$$\tau' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (I.3)$$

I.2 Situatie 1

Ten behoeve van het onderling vergelijken van de rekenmethoden wordt gebruik gemaakt van standaard situaties. Figuur I.2 toont situatie 1 waarbij het verankerings-element één grondlaag doorkruist en zijn houdkracht ontleend aan de zandlaag waarin het ankerlichaam zich bevindt. De bovenzijde van de groutprop bevindt zich 1 meter onder de onderzijde van de slappe kleilaag.

I. Overzicht van gebruikte gegevens voor het vergelijken van de rekenmethoden



Figuur I.2: Standaard situatie (situatie 1) van een damwandverankering ten behoeve van het vergelijken van de drie rekenmethoden.

De eigenschappen van het verankeringselement in Plaxis zijn in tabel I.1 weergegeven. Aangezien het lateraal begrenzen slechts in Plaxis 2D mogelijk is, zijn deze waarden uitsluitend voor de 2D simulatie bedoeld. Met uitzondering van de begrenzingen van de schuifkrachten zijn deze waarden voor alle rekenmethoden gelijk.

Tabel I.1: Eigenschappen van het toe te passen verankeringselement voor situatie 1. De waarden voor het begrenzen van de houdkrachten door een maximale schachtwrijving is slechts voor de Plaxis 2D en 3D rekenmethode toepasbaar.

| Parameter | Embedded pile | | |
|---|---------------|-------------------|------------------------|
| Young's modulus | E | kN/m ² | $2,1 \cdot 10^8$ |
| Soortelijk gewicht | γ | kN/m ³ | 78,5 |
| Buisdiameter | D | m | 0,051 |
| Wanddikte | t | m | 0,01 |
| Doorsnedeoppervlak | A | m ² | $1,288 \cdot 10^{-3}$ |
| Traagheidsmoment | I_3 | m ⁴ | $0,2868 \cdot 10^{-6}$ |
| Traagheidsmoment | I_2 | m ⁴ | $0,2868 \cdot 10^{-6}$ |
| Maximale axiale schachtwrijving top vrije ankerdeel (klei) | $T_{top,max}$ | kN/m | 3,2 |
| Maximale axiale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (klei) | $T_{bot,max}$ | kN/m | 3,2 |
| Maximale axiale schachtwrijving top vrije ankerdeel (zand) | $T_{top,max}$ | kN/m | 21,7 |
| Maximale axiale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (zand) | $T_{bot,max}$ | kN/m | 22,7 |
| Maximale axiale schachtwrijving top ankerlichaam (zand) | $T_{top,max}$ | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |
| Maximale axiale schachtwrijving voet ankerlichaam (zand) | $T_{bot,max}$ | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |
| Maximale laterale schachtwrijving top vrije ankerdeel (klei) | $T_{top,max}$ | kN/m | 12,6 |
| Maximale laterale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (klei) | $T_{bot,max}$ | kN/m | 22,4 |
| Maximale laterale schachtwrijving top vrije ankerdeel (zand) | $T_{top,max}$ | kN/m | 26,3 |
| Maximale laterale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (zand) | $T_{bot,max}$ | kN/m | 28,1 |

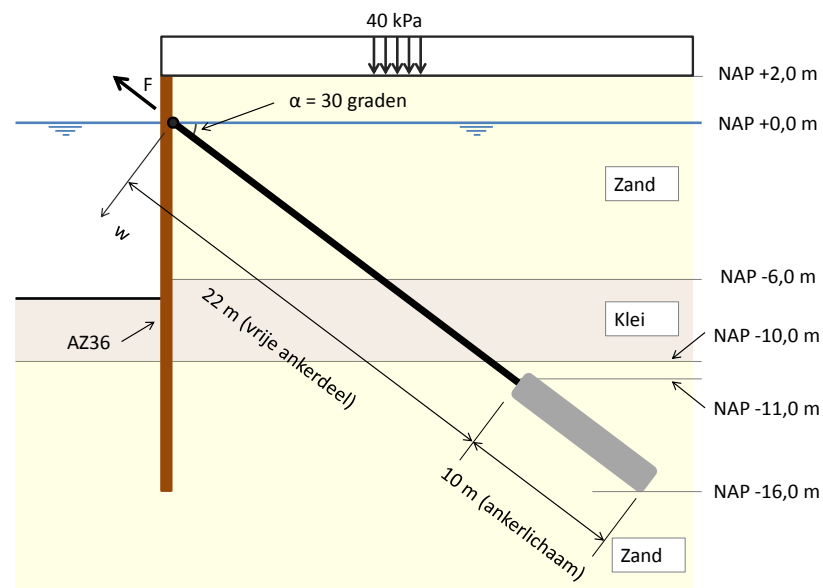
De grondeigenschappen in tabel I.2 zijn exact gelijk aan de in paragraaf 6.1 beschreven waarden. Het zakken van de kleilaag als gevolg van een bovenbelasting van circa 40 kPa zorgt voor een realistisch zettingsprofiel langs het anker.

Tabel I.2: Gegevens van de toe te passen grondsoorten voor de Plaxis 2D en Plaxis 3D rekenmethode.

| Parameter | | | Kleigrond (situatie 1) | Kleigrond (situatie 2) | Zandgrond (situatie 1 en 2) |
|--|-------------------------------|-----------------|---------------------------|---------------------------|--------------------------------|
| Drainage type | - | - | Drained | Drained | Drained |
| Droog volumiek gewicht | γ_{unsat} | kN/m^3 | 16 | 16 | 18 |
| Nat volumiek gewicht | γ_{sat} | kN/m^3 | 16 | 16 | 19 |
| Parameters | | | | | |
| Secant stijfheid | E_{50}^{ref} | kN/m^2 | 4.000 | 2.000 | 40.000 |
| Oedometer referentie stijfheid | $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ | kN/m^2 | 2.000 | 1.000 | 40.000 |
| Ontlastings- / herbestingsstijfheid | $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ | kN/m^2 | 12.000 | 6.000 | 120.000 |
| Macht (m) | - | - | 1 | 1 | 0,5 |
| Cohesie | c' | kN/m^2 | 5 | 5 | 0,1 |
| Effectieve hoek van inwendige wrijving | ϕ' | $^{\circ}$ | 20 | 20 | 30 |
| Dilatatiehoek | ψ' | $^{\circ}$ | 0 | 0 | 0 |
| Ontlastings / herbelastingsdwars- contractiecoëfficiënt | ν_{ur} | - | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| Stromingsparameters | | | | | |
| Doorlatendheid in x-richting | k_x | m/dag | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | 1 |
| Doorlatendheid in y-richting | k_y | m/dag | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | 1 |
| Verticale doorlatendheid | k_z | m/dag | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | $1,0 \cdot 10^{-4}$ | 1 |

I.3 Situatie 2

Een andere en veel voorkomende situatie betreft een zandlaag welke als gevolg van een onderliggende klei of leemlaag zakt (zie figuur I.3). Voor de gegevens van het gebruikte embedded element (Plaxis 2D) wordt verwezen naar tabel I.3. De grondgegevens en materiaaleigenschappen van de ankerstaaf zijn gelijk aan de in figuur I.1 en tabel I.2 weergegeven waarden. In verband met het creëren van een realistische zetting worden voor situatie 2 de stijfheden verlaagd waardoor een matig tot slappe kleilaag ontstaat. De parameters welke voor de analytische bepaling van de belasting worden toegepast veranderen niet.



Figuur I.3: Standaard situatie (situatie 2) van een damwandverankering ten behoeve van het vergelijken van de rekenmethode van de CUR 166 en de vernieuwde rekenmethode.

I. Overzicht van gebruikte gegevens voor het vergelijken van de rekenmethoden

Tabel I.3: Eigenschappen van het toe te passen verankerings-element voor situatie 2. De waarden voor het begrenzen van de schachtwrijving is slechts voor de Plaxis 2D rekenmethode toepasbaar.

| Parameter | | | Embedded pile |
|---|----------------------|-------------------|------------------------|
| Young's modulus | E | kN/m ² | $2,1 \cdot 10^8$ |
| Soortelijk gewicht | γ | kN/m ³ | 78,5 |
| Buisdiameter | D | m | 0,051 |
| Wanddikte | t | m | 0,01 |
| Doorsnedeoppervlak | A | m ² | $1,288 \cdot 10^{-3}$ |
| Traagheidsmoment | I | m ⁴ | $0,2868 \cdot 10^{-6}$ |
| Maximale axiale schachtwrijving top vrije ankerdeel (zand) | T _{top,max} | kN/m | 15,0 |
| Maximale axiale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (zand) | T _{bot,max} | kN/m | 21,5 |
| Maximale axiale schachtwrijving top vrije ankerdeel (klei) | T _{top,max} | kN/m | 3,2 |
| Maximale axiale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (klei) | T _{bot,max} | kN/m | 3,2 |
| Maximale axiale schachtwrijving top vrije ankerdeel (zand) | T _{top,max} | kN/m | 24,1 |
| Maximale axiale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (zand) | T _{bot,max} | kN/m | 25,0 |
| Maximale axiale schachtwrijving top ankerlichaam (zand) | T _{top,max} | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |
| Maximale axiale schachtwrijving voet ankerlichaam (zand) | T _{bot,max} | kN/m | $1 \cdot 10^4$ |
| Maximale laterale schachtwrijving top vrije ankerdeel (zand) | T _{top,max} | kN/m | 15,1 |
| Maximale laterale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (zand) | T _{bot,max} | kN/m | 25,8 |
| Maximale laterale schachtwrijving top vrije ankerdeel (klei) | T _{top,max} | kN/m | 20,5 |
| Maximale laterale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (klei) | T _{bot,max} | kN/m | 28,9 |
| Maximale laterale schachtwrijving top vrije ankerdeel (zand) | T _{top,max} | kN/m | 30,6 |
| Maximale laterale schachtwrijving voet vrije ankerdeel (zand) | T _{bot,max} | kN/m | 32,4 |

J VERIFICATIEDOCUMENTEN BEREKENING SITUATIE 1

J.1 Verificatieberekening CUR 166

Zakkende grond op ankerstangen - CUR 166, 5e druk
deel 2, art 4.9.13

Project:
Onderdeel:
Datum:

Materiaal dat nazakt langs de stang:
1 = Niet cohesief
2 = Cohesief

versie 0.6
JV6

Volker InfraDesign



Ankers

| Diameter | Wanddikte | H.o.h. afstand | Lengte | Belasting (F _{max} /α _m α _s) | A _{staaf} | W _{staaf} | I _{staaf} | EA _{staaf} | EI _{staaf} | f _{y,staaf} |
|----------|-----------|----------------|--------|--|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| [m] | [mm] | [m] | [m] | [kN] | [m ²] | [m ³] | [m ⁴] | [kN] | [kNm ²] | [MPa] |
| 0,051 | 10 | 2,5 | 20 | 400 | 0,001288053 | 1,12452E-05 | 2,868E-07 | 270491,1 | 60,2181 | 550 |

| Hoek anker |
|------------|
| [deg] |
| 30 |

Wand

| Type | Iwand | Elwand |
|------|---------------------|-----------------------|
| [-] | [m ² /m] | [kNm ² /m] |
| AZ36 | 8,28E-04 | 173880 |

Geometrie en bodem

| Hoogte maaiveld [m tov NAP] | Hoogte ankers [m tov NAP] | Dikte grondlaag [m] | Net cohesieve grond | | | | | Cohesief | | k _s [kN/m ³] | W _{grond} (geval 2) [m] | z _c (geval 3) [m] | Maaiveld belasting [kNm ²] | Geval (1, 2 of 3) |
|-----------------------------|---------------------------|---------------------|---------------------|----|-------------|-------|----------------|----------|---|-------------------------------------|----------------------------------|------------------------------|--|-------------------|
| | | | γ' | φ' | δ | tan δ | λ _s | Cu | α | | | | | |
| 2 | -5 | 7 | α | 20 | 13,35333333 | 0,237 | 0,657979857 | 29,5 | 9 | 2000 | 0,23 | 0,15 | 40 | 2 |

Uitkomsten

| | | | | | | |
|--------------------|---|--------------|---------------------|---|-------|---|
| q _z | = | 15,05 [kN/m] | k' | = | 21592 | Resultaten F _{s,staaf,rep} = 1014 [kN] y ₀ = 0,77 [m] M ₀ = 1,15 [kNm] σ _{staaf,rep} = 889 [N/mm ²] FOS = 0,62 [-] |
| q _{e.g.} | = | 0,16 [kN/m] | α(1+α) ² | = | 9,869 | |
| q _t | = | 15,21 [kN/m] | α | = | 1,535 | |
| q _{haaks} | = | 15,21 [kN/m] | | | 9,864 | |
| q ₀ | = | 19,36 [kN/m] | Δ F | = | 614,0 | |

geval 1
n.v.t.

n

| | | | | | | |
|---|---|------------|--------|---|-------|---|
| n | = | 3,36 | | | | Resultaten F _{s,staaf,rep} = 536 [kN] M ₀ = 2,17 [kNm] σ _{staaf,rep} = 610 [N/mm ²] FOS = 0,90 [-] |
| α _s ² (1+α _s) | = | 0,1569 | 0,1559 | | | |
| α _s | = | 0,341 | | | | |
| β | = | 0,602 | β x L | = | 12,05 | |
| Δ F | = | 136,4 [kN] | | | | |

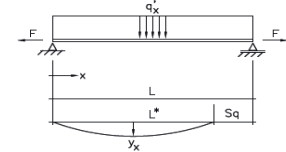
geval 2
van toepassing

α_s²(1+α_s)

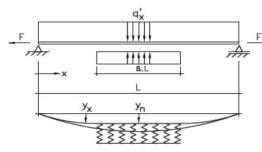
| | | | | | | |
|---|---|--------|---------|---|-------|---|
| α _s ² (1+α _s) | = | 0,0109 | 0,01077 | | | Resultaten F _{s,staaf,rep} = 440 [kN] M ₀ = 2,65 [kNm] σ _{staaf,rep} = 577 [N/mm ²] FOS = 0,95 [-] |
| α _m | = | 0,0990 | | | | |
| βα _m | = | 0,0144 | β x L | = | 0,146 | |
| m ² | = | 0,038 | m | = | 0,19 | |
| Δ F | = | 39,6 | | | | |

geval 3
n.v.t.

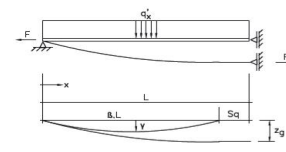
Geval 1: Zettingen groter dan staafdoorbuiging



Geval 2: Zettingen kleiner dan staafdoorbuiging



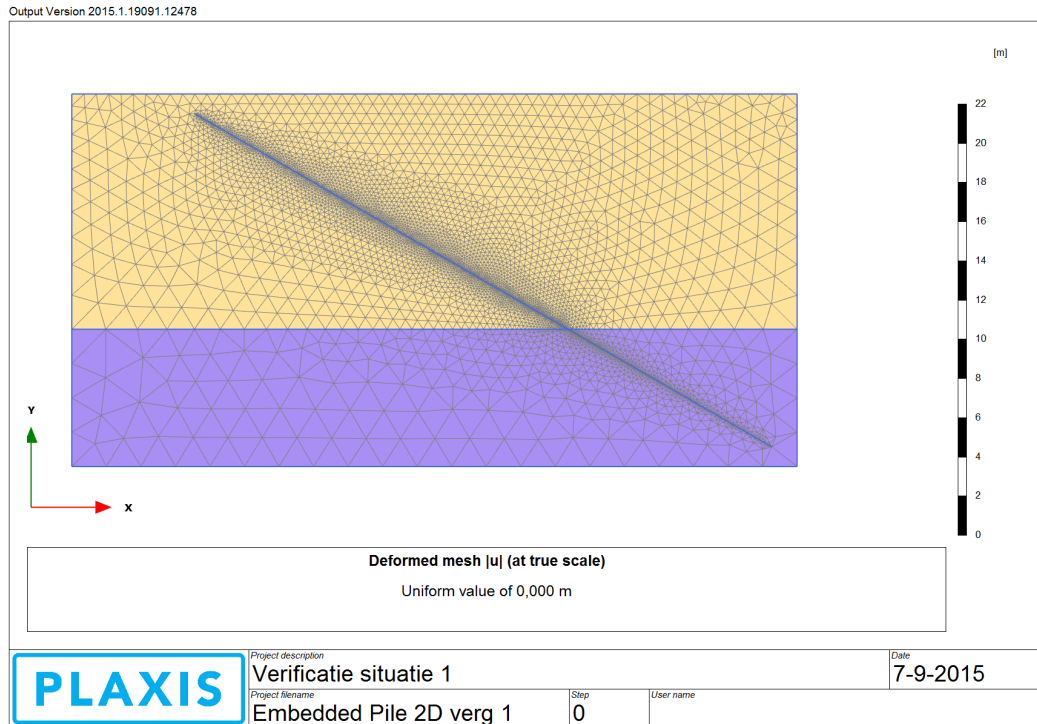
Geval 3: Meezakkend ankerschot



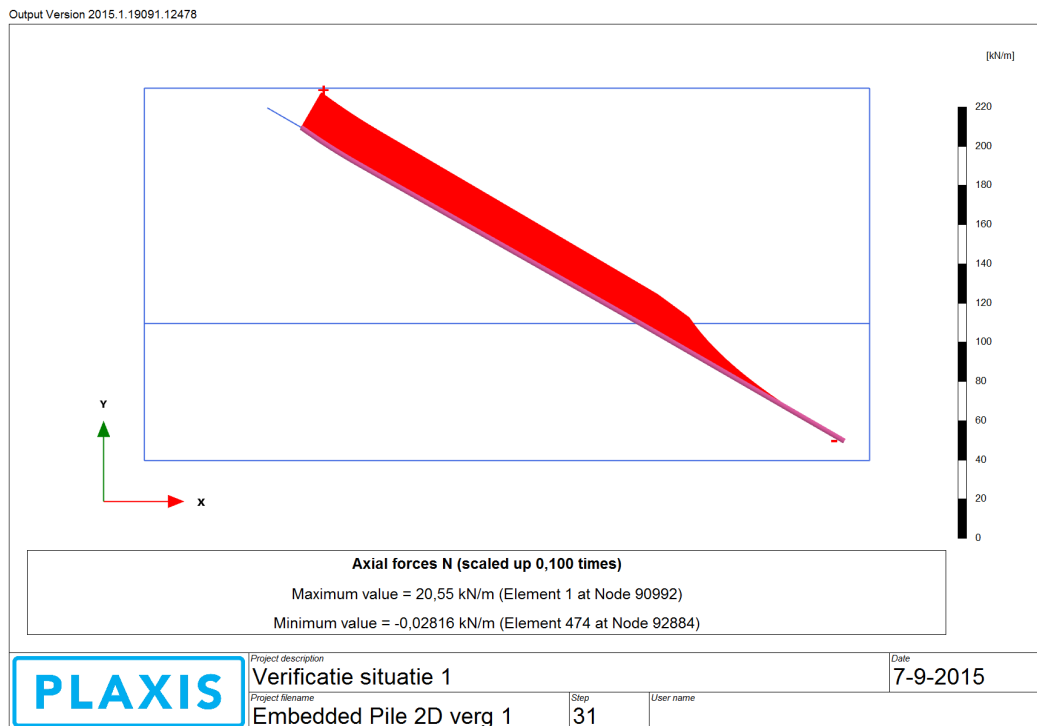
J.2 **Verificatieberekening vernieuwde rekenmethode**

In de publieke versie is dit onderdeel weggelaten.

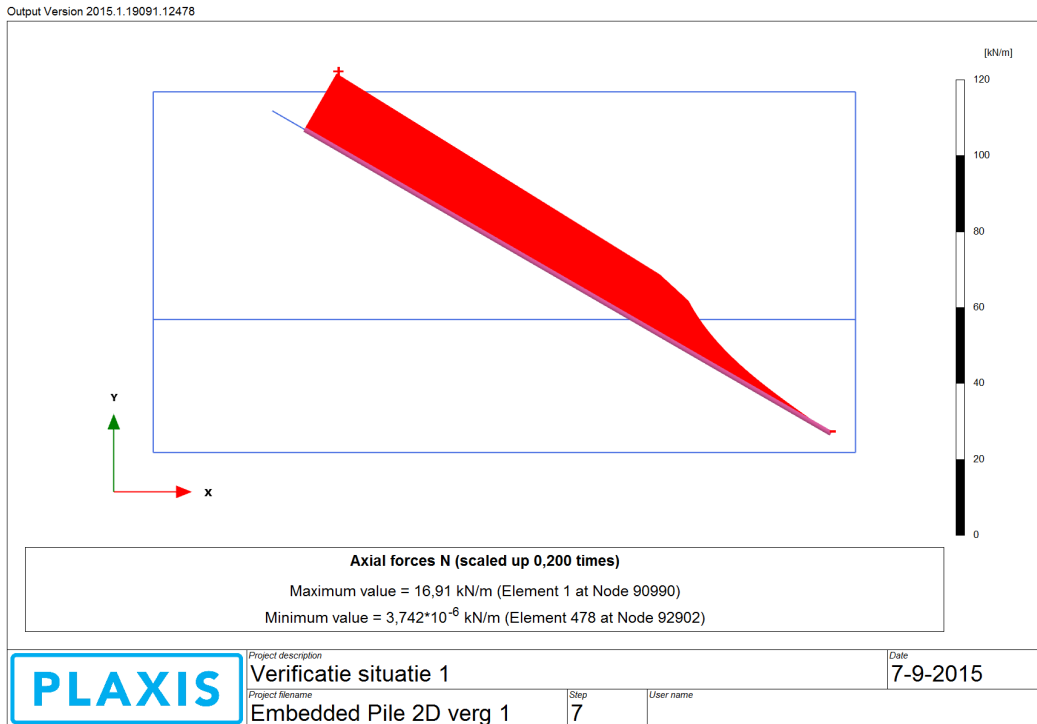
J.3 Verificatieberekening Plaxis 2D



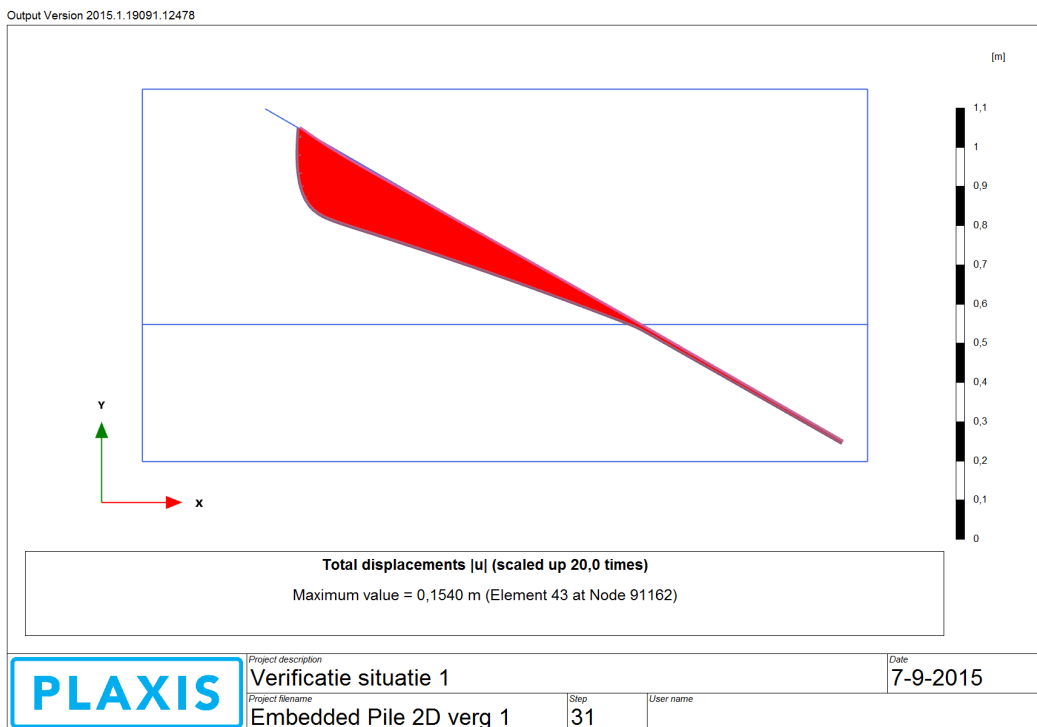
Figuur J.1: Overzicht van de opzet van het Plaxis 2D model (h.o.h. afstand 20 m).



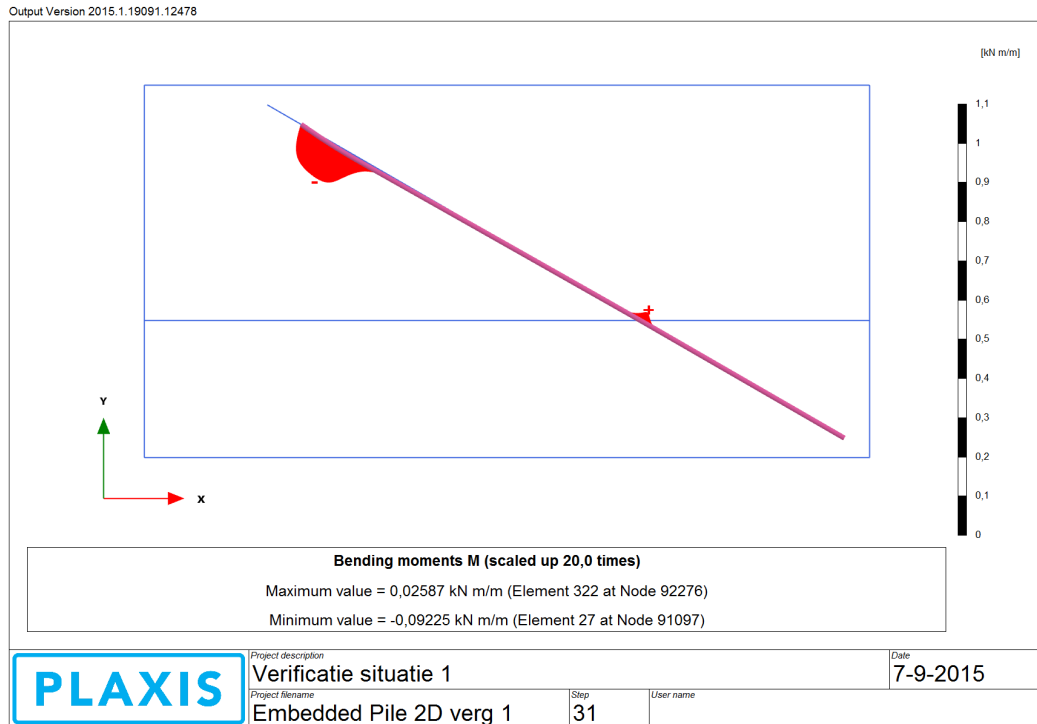
Figuur J.2: Totale axiale ankerkracht in Plaxis 2D (h.o.h. afstand 20 m).



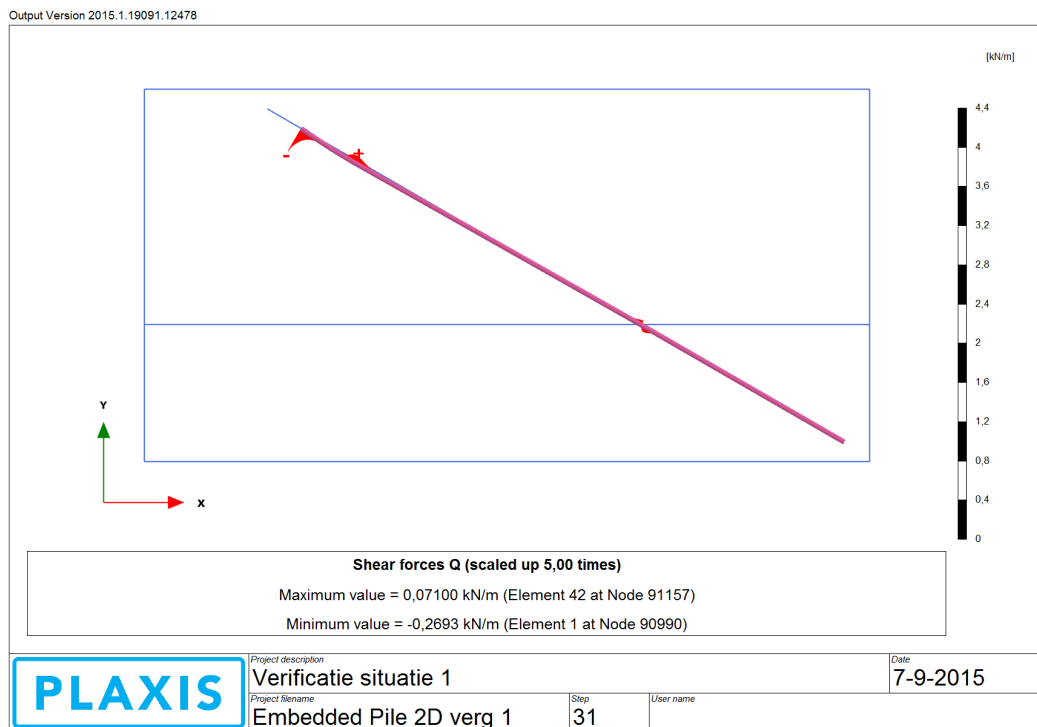
Figuur J.3: Ankerkracht door voorspanning in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).



Figuur J.4: Doorbuiging in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).

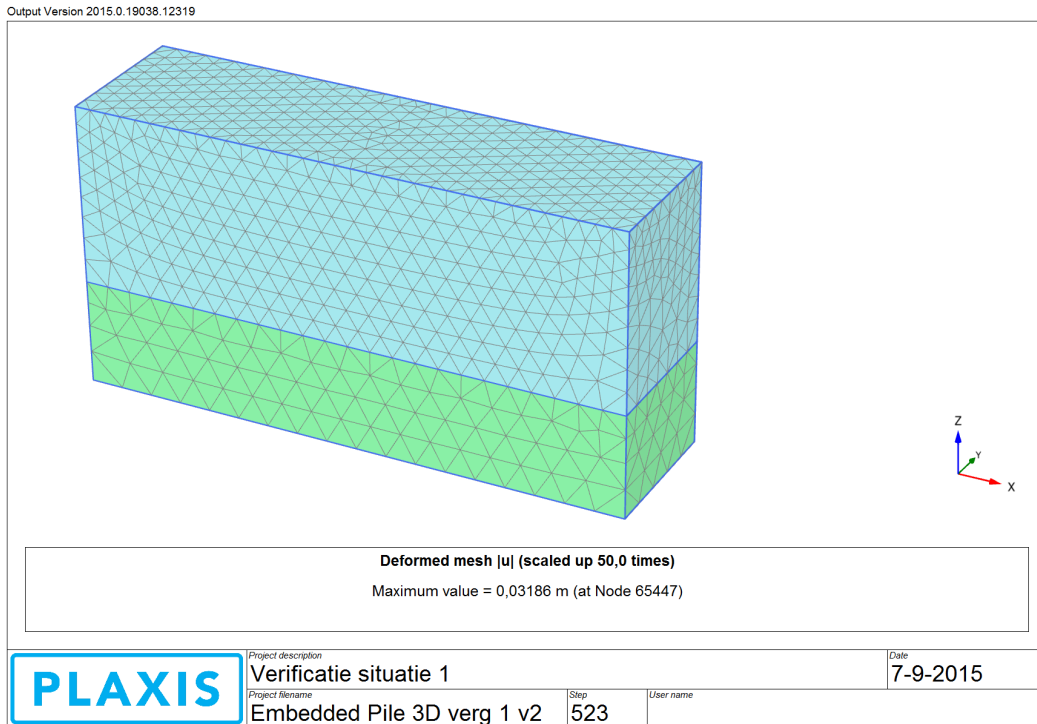


Figuur J.5: Buigend moment in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).

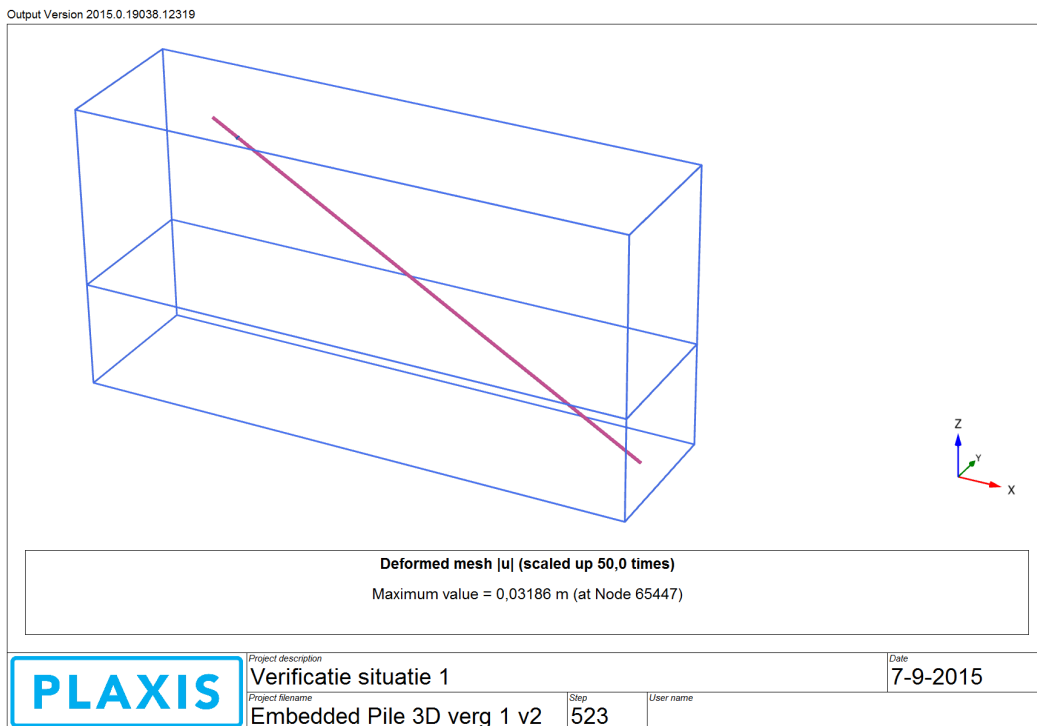


Figuur J.6: Dwarskracht in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).

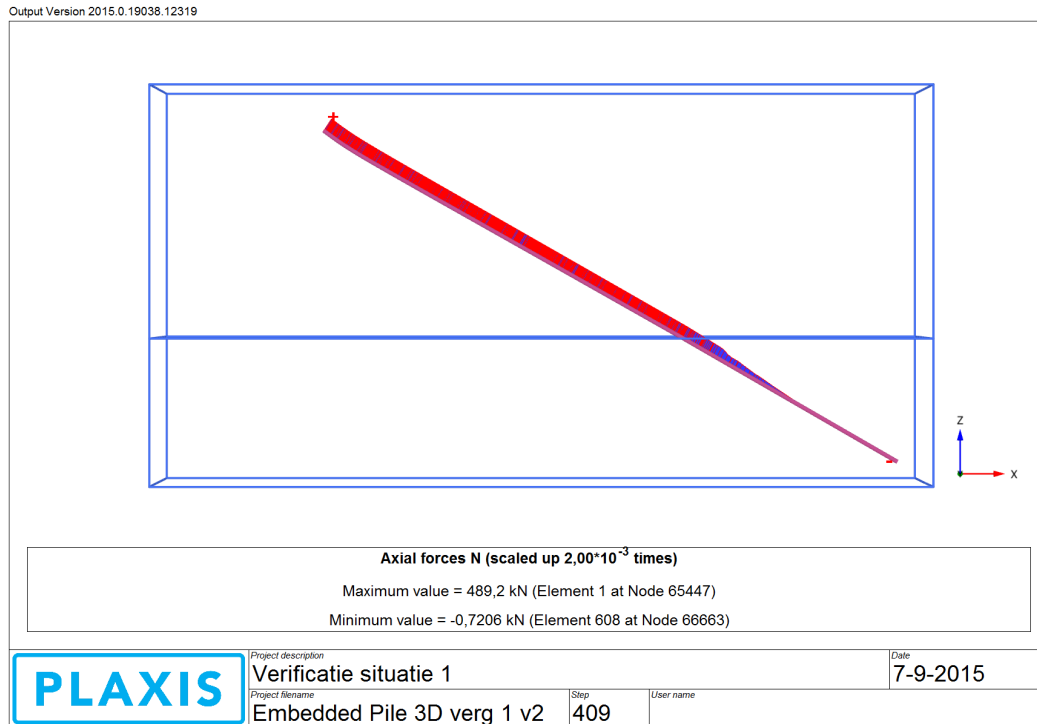
J.4 Verificatieberekening Plaxis 3D



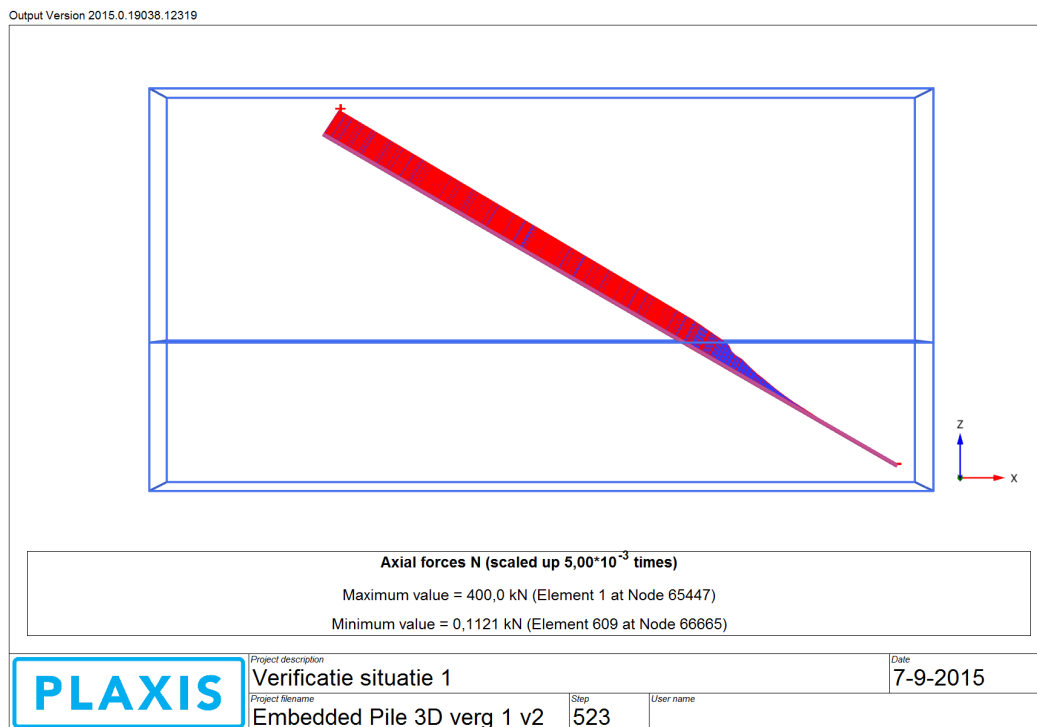
Figuur J.7: Overzicht van de opzet van het Plaxis 3D model.



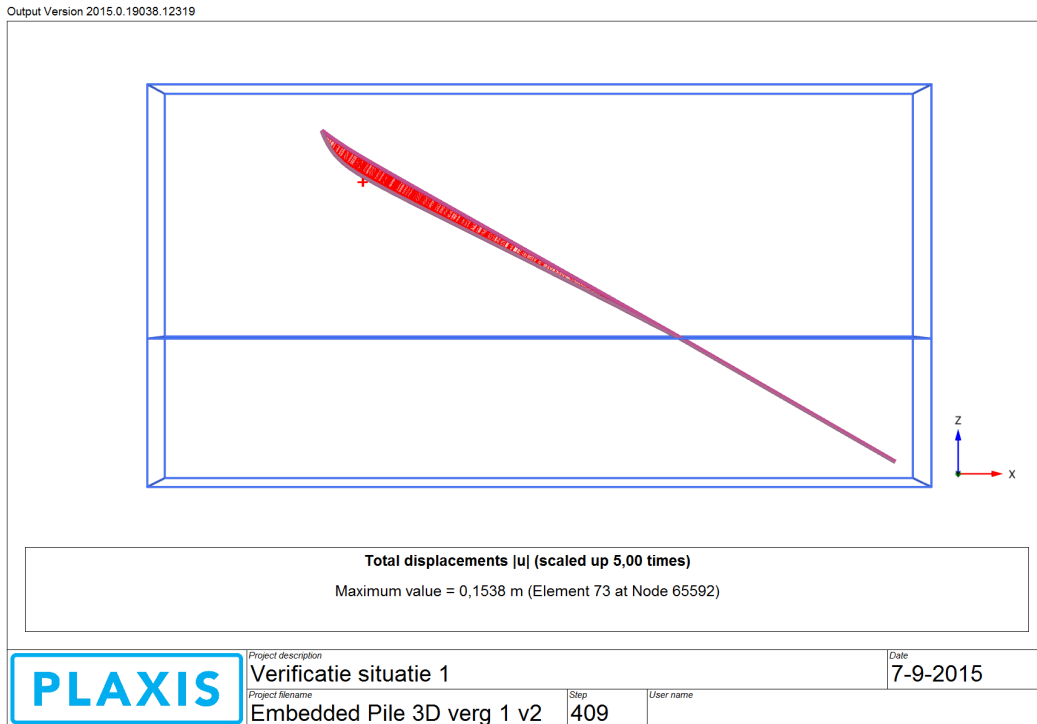
Figuur J.8: Overzicht van de opzet van het Plaxis 3D model.



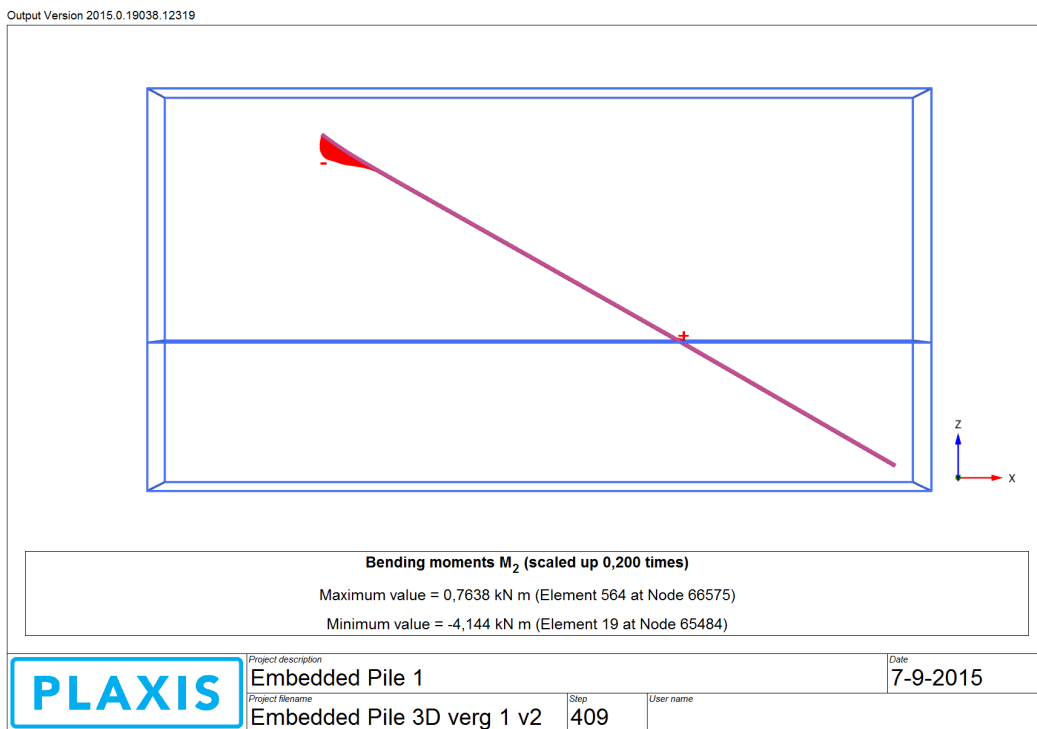
Figuur J.9: Totale axiale ankerkracht in Plaxis 3D simulatie.



Figuur J.10: Ankerkracht door voorspanning in Plaxis 3D simulatie.

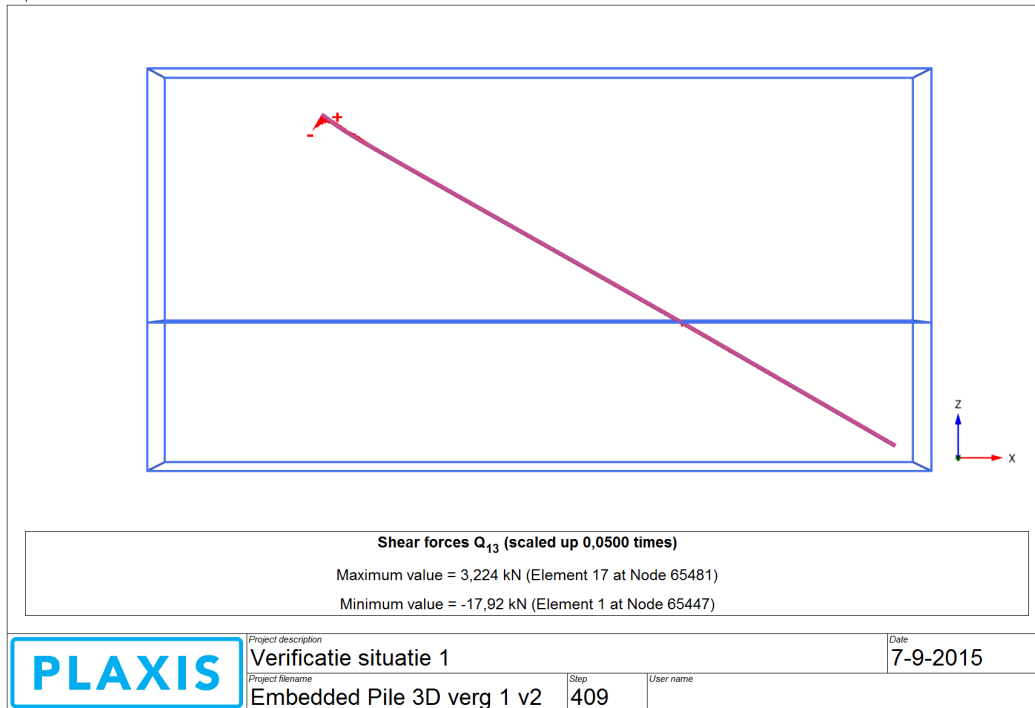


Figuur J.11: Doorbuiging in Plaxis 3D simulatie.



Figuur J.12: Buigend moment in Plaxis 3D simulatie.

Output Version 2015.0.19038.12319



Figuur J.13: Dwarskracht in Plaxis 3D simulatie.

K VERIFICATIEDOCUMENTEN BEREKENING SITUATIE 2

K.1 Verificatieberekening CUR 166

Zakkende grond op ankerstangen - CUR 166, 5e druk
deel 2, art 4.9.13

Materiaal dat nazakt langs de stang:
1 = Niet cohesief
2 = Cohesief

versie 0.6
JVB

Volker InfraDesign



Project:
Onderdeel:
Datum:

Ankers

| Diameter | Wanddikte | H.o.h. afstand | Lengte | Belasting (F _{s,max} α _s) | A _{staaf} | W _{staaf} | I _{staaf} | EA _{staaf} | EI _{staaf} | f _{y,staaf} |
|----------|-----------|----------------|--------|--|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------|---------------------|----------------------|
| [m] | [mm] | [m] | [m] | [kN] | [m ²] | [m ³] | [m ⁴] | [kN] | [kNm ²] | [MPa] |
| 0,051 | 10 | 2,5 | 20 | 400 | 0,001288053 | 1,12452E-05 | 2,868E-07 | 270491,1 | 60,2181 | 550 |

| Hoek anker |
|------------|
| [deg] |
| 30 |

Wand

| Type | Iwand | Elwand |
|------|---------------------|-----------------------|
| [-] | [m ² /m] | [kNm ² /m] |
| AZ36 | 8,28E-04 | 173880 |

| Geometrie en bodem | | Net cohesieve grond | | | | | | Cohesief | | k _s | W _{grond} (geval 2) | z ₁ (geval 3) | Maasveld belasting | Geval (1, 2 of 3) |
|-----------------------------|---------------------------|---------------------|-------------------------|--------|-------|-------|--------------------|----------|-------|----------------------|------------------------------|--------------------------|----------------------|-------------------|
| Hoogte maasveld [m tov NAP] | Hoogte ankers [m tov NAP] | Dikte grondlaag [m] | γ' [kN/m ³] | φ' [°] | δ [°] | tan δ | λ _s [-] | Cu [kPa] | α [-] | [kN/m ³] | [m] | [m] | [kN/m ²] | |
| 4 | -5 | 9 | 9 | 30 | 20 | 0,364 | 0,5 | 29,5 | 9 | 10000 | 0,136 | 0,15 | 40 | 2 |

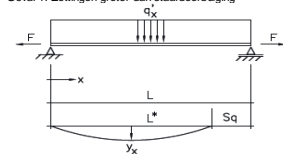
Uitkomsten

| | | | | | | |
|--------------------|---|-------------|---------------------|---|-------|--|
| q _z | = | 7,67 [kN/m] | k' | = | 72197 | Resultaten F _{s,staaf,rep} = 726 [kN] y ₀ = 0,48 [m] M ₀ = 0,72 [kNm] σ _{staaf,rep} = 627 [N/mm ²] FOS = 0,88 [-] |
| q _{e.g.} | = | 0,16 [kN/m] | α(1+α) ² | = | 2,688 | |
| q _t | = | 7,83 [kN/m] | α | = | 0,815 | geval 1 n.v.t. |
| q _{haaks} | = | 6,78 [kN/m] | Δ F | = | 326,0 | |
| q ₀ | = | 8,63 [kN/m] | | | | |

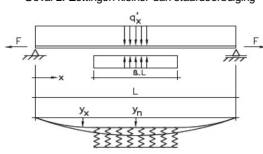
| | | | | | | |
|---|---|-----------|--------|---|-------|---|
| n | = | 3,54 | | | | Resultaten F _{s,staaf,rep} = 461 [kN] M ₀ = 1,13 [kNm] σ _{staaf,rep} = 458 [N/mm ²] FOS = 1,20 [-] |
| α _s ² (1+α _s) | = | 0,0271 | 0,0270 | | | |
| α _s | = | 0,153 | | | | geval 2 van toepassing |
| β | = | 0,576 | β x L | = | 11,51 | |
| Δ F | = | 61,2 [kN] | | | | |

| | | | | | | |
|---|---|--------|---------|---|-------|---|
| α _s ² (1+α _s) | = | 0,0091 | 0,00903 | | | Resultaten F _{s,staaf,rep} = 436 [kN] M ₀ = 1,19 [kNm] σ _{staaf,rep} = 445 [N/mm ²] FOS = 1,24 [-] |
| α _s | = | 0,0910 | | | | |
| β _s | = | 0,0198 | β x L | = | 0,217 | geval 3 n.v.t. |
| m ² | = | 0,097 | m | = | 4,34 | |
| Δ F | = | 36,4 | | | | |

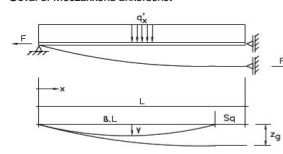
Geval 1: Zettingen groter dan staafdoorbuiging



Geval 2: Zettingen kleiner dan staafdoorbuiging



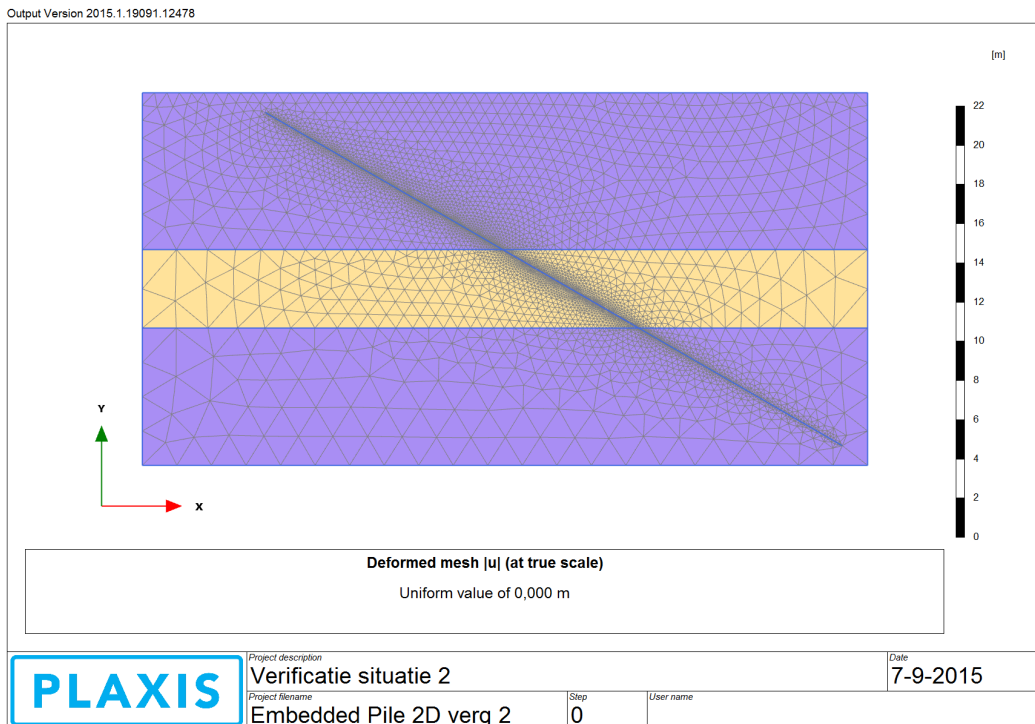
Geval 3: Meezakkend ankerschot



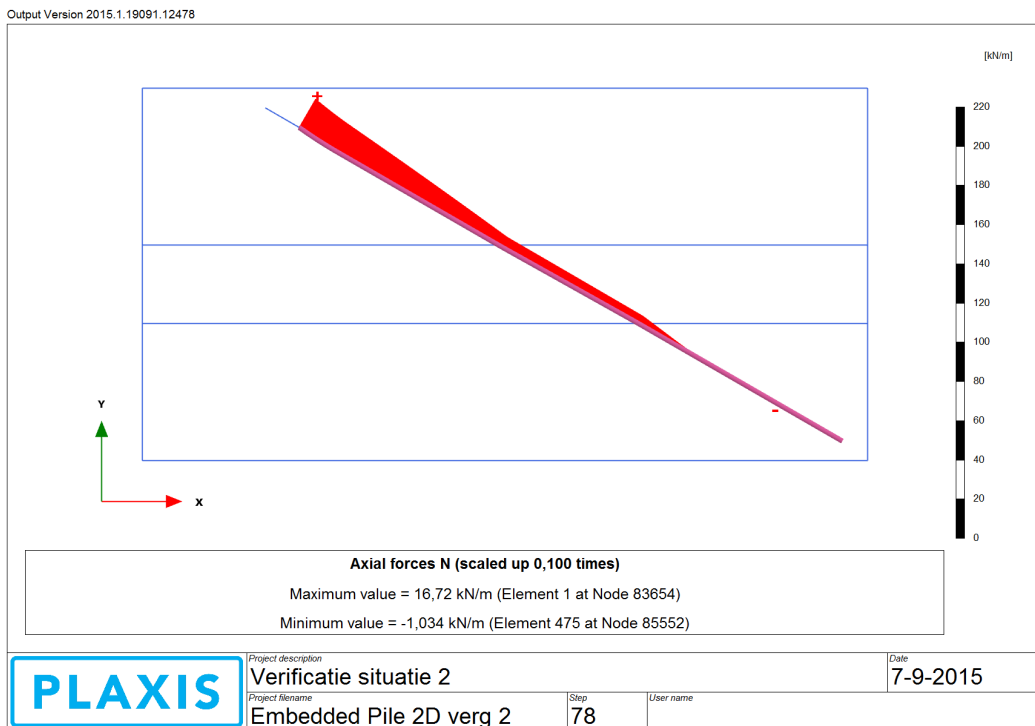
K.2 Verificatieberekening vernieuwde rekenmethode

In de publieke versie is dit onderdeel weggelaten.

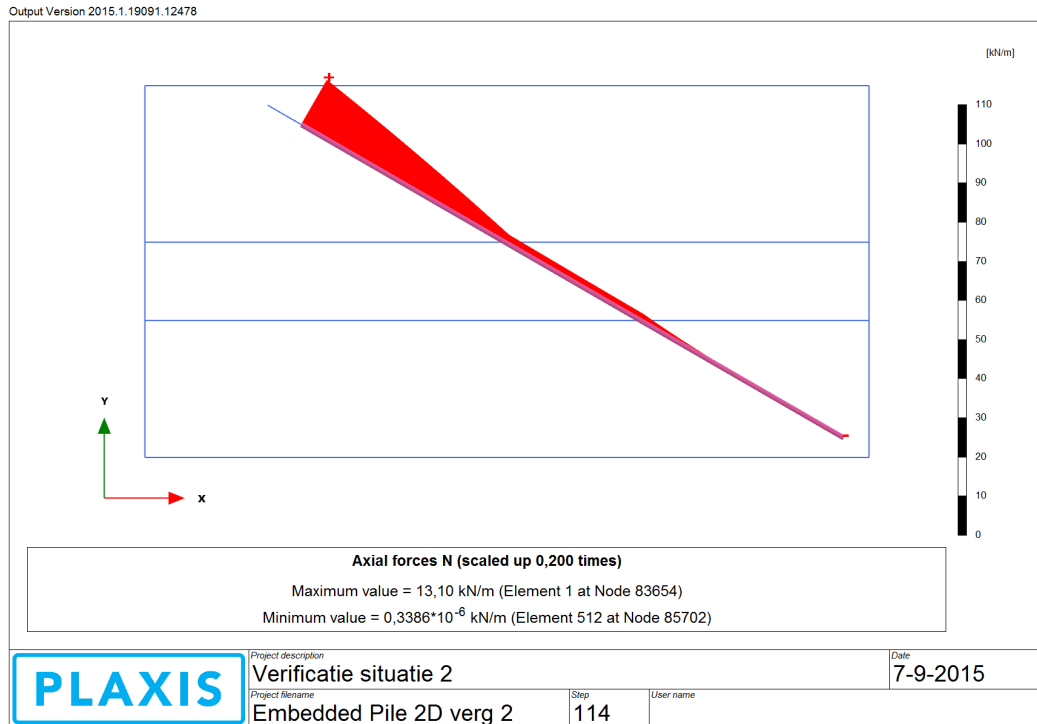
K.3 Verificatieberekening Plaxis 2D



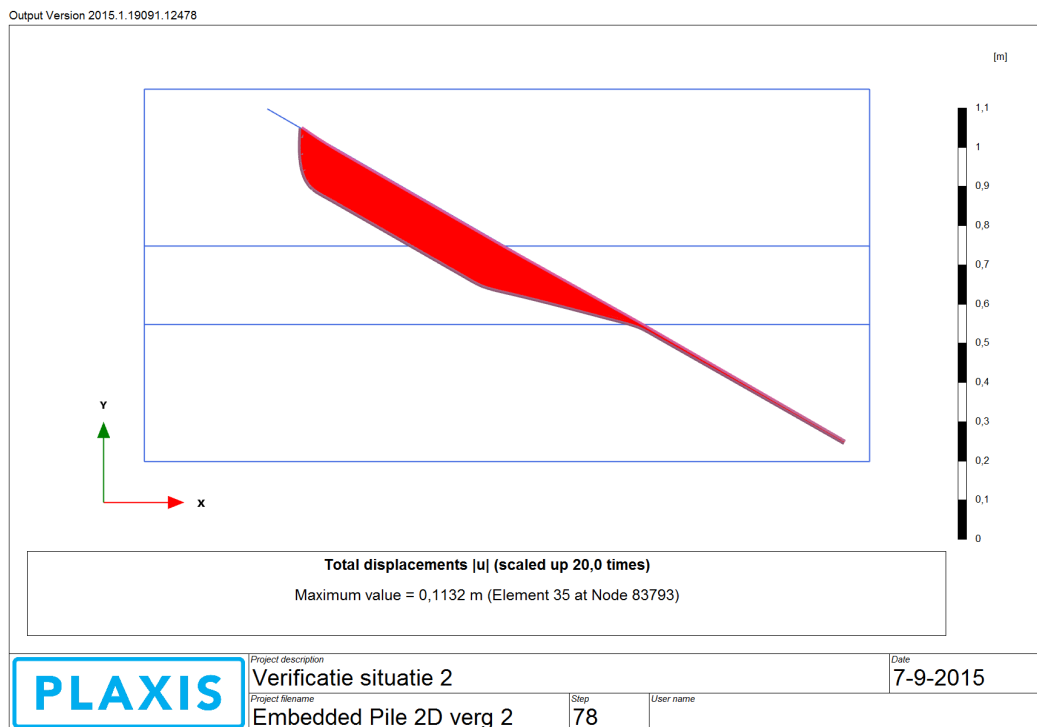
Figuur K.1: Overzicht van de opzet van het Plaxis 2D model (h.o.h. afstand 20 m).



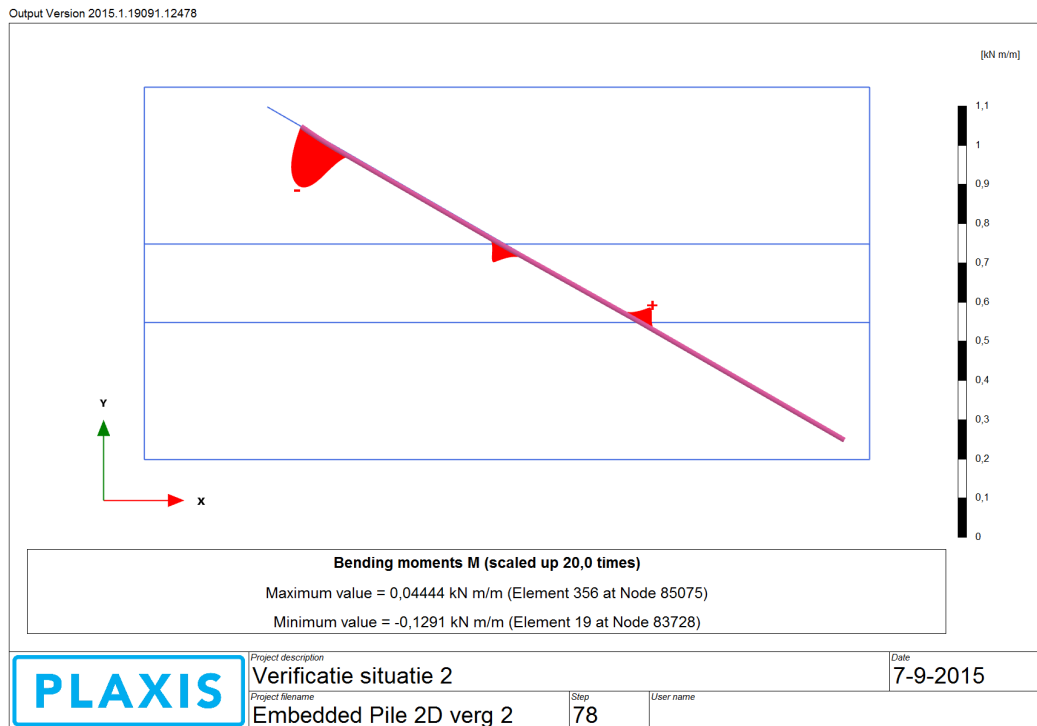
Figuur K.2: Totale axiale ankerkracht in Plaxis 2D (h.o.h. afstand 20 m).



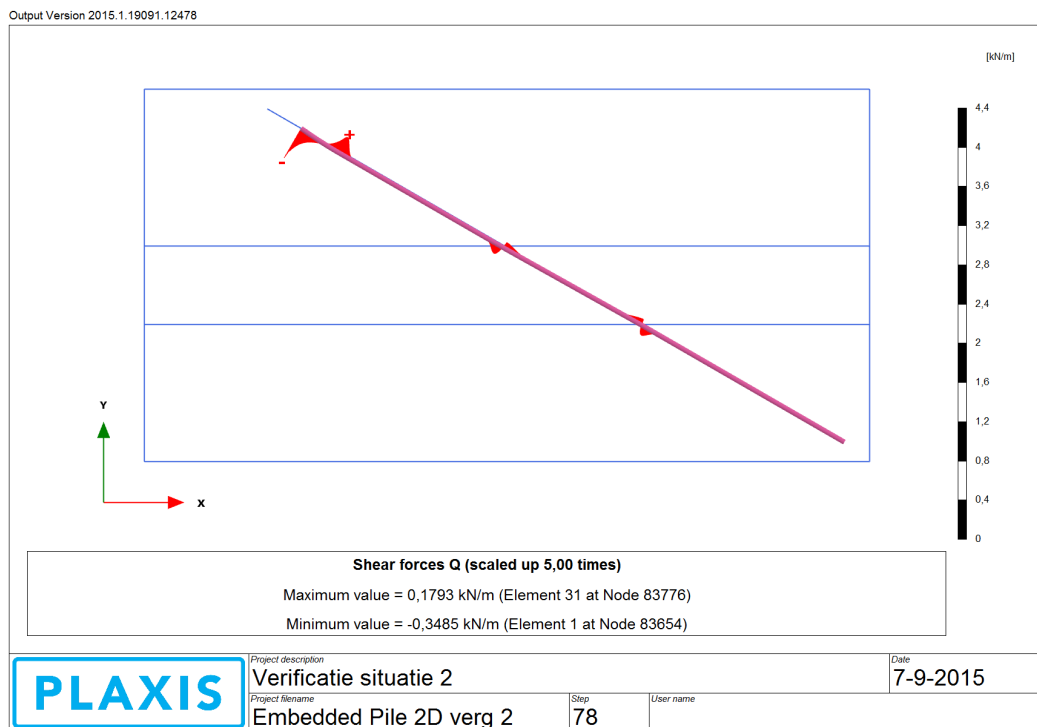
Figuur K.3: Ankerkracht door voorspanning in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).



Figuur K.4: Doorbuiging in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).



Figuur K.5: Buigend moment in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).



Figuur K.6: Dwarskracht in Plaxis 2D simulatie (h.o.h. afstand 20 m).

L VERIFICATIEDOCUMENTEN BEREKENING OPTIMALISATIE

L.1 Verificatie elastische berekening vernieuwde rekenmethode

In de publieke versie is dit onderdeel weggelaten.

L.2 Verificatie plastische berekening vernieuwde rekenmethode

In de publieke versie is dit onderdeel weggelaten.