

Predictie gronddeformaties

case Betuweroute km 16.7

Antoine Feddema
Jennifer Rietdijk

Titel
 Predictie gronddeformaties

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Delft Cluster	1001048-010	1001048-010-GEO-0001-	87

Samenvatting

Dit rapport maakt deel uit van het onderzoek naar omgevingsbeïnvloeding bij ophogingen en wegverbredingen in het kader van het DelftCluster programma Blijvend Vlakke Wegen. Binnen dit onderzoek wordt onderzoek gedaan naar de voorspellende waarde met betrekking tot de zettingen en horizontale vervormingen bij ophogingen/wegverbredingen en de correlatie tussen horizontale en verticale volumes van de methode De Leeuw (horizontaal), het MSettle isotachen model (verticaal) en de Plaxis modellen Soft Soil Creep (SSC), Soft Soil (SS) en Hardening Soil (HS) (verticaal en horizontaal), tijdens de bouw-, consolidatie- en kruipfase.

Op basis van deze case wordt het volgende advies gegeven voor het maken van een prognose van horizontale gronddeformaties door een ophoging:

- Voor het maken van een eerste inschatting van de horizontale gronddeformaties in de teen van een ophoging kan de methode Bourges en Mieussens worden gebruikt.
- Als de grond kruipgevoelig is kunnen de horizontale gronddeformaties het beste met het Soft Soil Creep-model worden bepaald. Bij niet-kruipgevoelige grond of als het verloop van de deformaties in de tijd minder belangrijk is, is het Hardening Soil-model ook bruikbaar.
- Gezien de achtergrond en de uitgangspunten van het Soft Soil Creep-model en de berekeningsresultaten, kunnen de parameters K_0^{nc} en M het beste worden bepaald uit K_0 -CRS-proeven. De hoek van inwendige wrijving ϕ' moet zo worden gekozen dat $\tan \phi' \approx M$. Uit numerieke overwegingen wordt voor de cohesie c' een zeer kleine waarde aangehouden.
- Op basis van de resultaten van deze case wordt aanbevolen om in het ontwerpstadium dat nog geen resultaten van laboratoriumproeven beschikbaar zijn, de volgende waarden voor K_0^{nc} te hanteren:
 - Veen: $0,3 \leq K_0^{nc} \leq 0,35$
 - Klei: $0,35 \leq K_0^{nc} \leq 0,45$
 - Zandige klei: $K_0^{nc} \geq 0,5$.

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
01	2008-04	ing. A. Feddema		ir. A.A.M. Venmans		ing. M. Hutteman	
02	2009-07-28	ing. A. Feddema		ir. A.A.M. Venmans		ing. M. Hutteman	

Status
 definitief

Inhoud

1	Inleiding	1
2	Beschikbare gegevens	3
3	Basisgegevens berekeningen km 16.7	5
3.1	Schets situatie	5
3.2	Ophoogschema	7
3.3	Verticale drainage	7
3.4	Geotextiel	8
3.5	Grondopbouw	8
3.6	Resultaten K_0 -CRS proeven	9
3.7	Overige samendrukkingseigenschappen	10
3.8	Sterkteparameters	10
3.9	Uitgevoerde analyses	11
4	Meetresultaten	12
5	Analyse zettingen	15
5.1	Inleiding	15
5.2	Berekeningsresultaten	17
6	Analytische en empirische methoden	19
6.1	Inleiding	19
6.2	Methode IJsseldijk/Loof	20
6.2.1	Bepaling benodigde parameters	20
6.2.2	Berekeningsresultaten	20
6.2.3	Bepaling benodigde parameters overige tijdstippen	21
6.3	Methode Bourges en Mieussens	22
6.3.1	Bepaling benodigde parameters	22
6.3.2	Berekeningsresultaten	23
6.4	Conclusies	24
7	Plaxis modellering	27
7.1	Geometrie	27
7.2	Toegepaste grondmodellen	28
7.3	Materiaalparameters zandlagen	29
7.4	Stijfheid slappe lagen	29
7.4.1	SSC parameters	29
7.4.2	SS parameters	30
7.4.3	HS parameters	31
7.5	Sterkteparameters slappe lagen	32
7.5.1	Omrekening methode TAW	34
7.5.2	Resultaten uit K_0 -CRS-proeven	35
7.5.3	Glijvlakanalogie	36
7.6	Berekeningsvarianten	36
7.6.1	Soft Soil Creep-model	36

7.6.2	Soft Soil- en Hardening Soil-model	38
7.7	Materiaalparameters zand	39
7.8	Berekeningsstappen	39
8	Berekeningsresultaten Plaxis	41
8.1	Zettingen	41
8.2	Horizontale gronddeformaties	43
8.2.1	Hellingmeetbuis 16-50	43
8.2.2	Horizontale vervormingen in 16-49	44
8.2.3	Horizontale vervormingen in 16-48 en 16-47	46
8.3	Waterspanningen	47
8.4	Stabiliteit	49
9	Voorspelbaarheid horizontale gronddeformaties	51
10	Conclusies	56
10.1	Zettingen	56
10.2	Horizontale gronddeformaties	56
10.2.1	Empirisch analytisch	56
10.2.2	Plaxis	56
10.3	Waterspanningen	57
10.4	Advies voor het maken van prognoses	57
Bijlage(n)		
A	Grondonderzoek en situatietekening	A-1
B	Metingen ophoging en gronddeformaties in de tijd	B-1
C	Parameters t.b.v. MSettle	C-1
D	Samenvatting methode Bourges en Mieussens	D-1
E	Gemeten versus met Plaxis berekende zettingen	E-1
F	Berekeningsresultaten horizontale gronddeformaties varianten SSC-model	F-1
G	Vergelijking horizontale gronddeformaties SSC-, SS- en HS-model	G-1
H	Vergelijking 'best fits' Plaxis met analytische/empirische modellen	H-1
I	Waterspanningsmetingen versus berekeningsresultaten Plaxis	I-1
J	Relatieve schuifspanningen	J-1
K	Spanningspaden	K-1

Lijst van Tabellen

Tabel 3.1	Locatie van de metingen ten opzichte van de teen van de ophoging	6
Tabel 3.2	Ophoogschema terp conform zakbaak 16-75	7
Tabel 3.3	Gebruikte monsters nabij km16.7 voor K_0 -CRS-proeven	8
Tabel 3.4	Resultaten van K_0 -CRS proeven (1)	9
Tabel 3.5	Resultaten van K_0 -CRS proeven (2)	9
Tabel 3.6	Doorlatendheden en aangepaste OCR	10
Tabel 5.1	Fitfactoren MSettle	17
Tabel 6.1	Berekende zetting in de tijd	19
Tabel 6.2	Bepaling E-modulus methode IJsseldijk-Loof per beschouwde fase	22
Tabel 6.3	Bepaling stabiliteitsfactor F	23
Tabel 6.4	Benodigde parameters methode Bourges en Mieussens	23
Tabel 7.1	Doorlatendheden grondlagen inclusief verticale drainage	28
Tabel 7.2	MC-materiaalparameters voor het Pleistocene zand en ophoogmateriaal	29
Tabel 7.3	Stijfheid en doorlatendheid grondlagen SSC-model	29
Tabel 7.4	Stijfheid en doorlatendheid grondlagen SS-model	31
Tabel 7.5	Parameters t.b.v. bepaling stijfheden HS-model	32
Tabel 7.6	Stijfheden t.b.v. HS-model	32
Tabel 7.7	Gebruikte sets sterkteparameters van de cohesieve grondlagen	34
Tabel 7.8	Kenmerkende parameters Soft Soil Creep model per variant	37
Tabel 7.9	Kenmerkende parameters Soft Soil model	38
Tabel 7.10	Kenmerkende parameters Hardening Soil model	38
Tabel 7.11	Sterkteparameters en afgeleide parameters per SS- en HS-variant	39
Tabel 7.12	MC-materiaalparameters voor het Pleistocene zand en ophoogmateriaal	39
Tabel 8.1	Berekende zetting op dag 658 en eindzetting	41
Tabel 9.1	Meetresultaten maximale horizontale gronddeformatie en niveau voor	51
Tabel 9.2	Legenda kleurcodering voor Tabel 9.3 t/m Tabel 9.6	51
Tabel 9.3	Beoordeling berekeningsresultaten SSC1, SSC9, SSC3, SSC10 en SSC11	52
Tabel 9.4	Beoordeling berekeningsresultaten SSC11b, SSC12, SSC13 en SSC14	53
Tabel 9.5	Beoordeling berekeningsresultaten SS- en HS-model	54
Tabel 9.6	Beoordeling berekeningsresultaten analytisch/empirisch	55
Tabel 10.1	Sterkteparameters best scorende varianten	57

Lijst van Figuren

Figuur 3.1	Locatie dwarsprofiel in RD-stelsel	5
Figuur 3.2	Dwarsprofiel met ophoogslagen	5
Figuur 3.3	Locatie zakbaken, inclinometers en piëzometers	7
Figuur 4.1	Maaiveldhoogtemetingen en gemeten gronddeformaties in de tijd	13
Figuur 4.2	Waterspanningsmetingen in de tijd	14
Figuur 5.1	Gebruikte geometrie in MSettle	15
Figuur 5.2	Berekeningsresultaten zettingen	17
Figuur 6.1	Meting versus berekende gronddeformaties met methode IJsseldijk-Loof	21
Figuur 6.2	Berekeningsresultaten en meting 11 maart 2002	24
Figuur 7.1	Dwarsdoorsnede Plaxis met locaties meetinstrumenten	27
Figuur 7.2	Bezwijkoppervlak van het Soft Soil (Creep)-model in het p-q-vlak	32
Figuur 7.3	Overzicht algemeen gebruikte berekeningsstappen Plaxis	40
Figuur 8.1	Locatie zakbaak 16-72 en 16-75	41
Figuur 8.2	Gemeten versus met Plaxis berekende zettingen midden ophoging	42
Figuur 8.3	Locatie hellingmeetbuis 16-50	44
Figuur 8.4	Locatie hellingmeetbuis 16-49	45
Figuur 8.5	Bepaling effect grondlagen beneden NAP -7 m	46
Figuur 8.6	Locatie hellingmeetbuizen 16.48 en 16-47	46
Figuur 8.7	Locatie van de waterspanningsmeters	47
Figuur 8.8	Gemeten en met Plaxis berekende waterspanningen in de tijd	48

1 Inleiding

Dit rapport maakt deel uit van het onderzoek naar omgevingsbeïnvloeding bij ophogingen en wegverbredingen in het kader van de DelftCluster programma's Blijvend Vlakke Wegen en Perspectief voor Fundering en Bouwput. Binnen dit onderzoek wordt onderzoek gedaan naar de voorspellende waarde met betrekking tot de zettingen en horizontale vervormingen bij ophogingen/wegverbredingen en de correlatie tussen horizontale en verticale volumes van de methode De Leeuw (horizontaal), het MSettle isotachen model (verticaal) en de Plaxis modellen Soft Soil Creep (SSC), Soft Soil (SS) en Hardening Soil (HS) (verticaal en horizontaal), tijdens de bouw-, consolidatie- en kruipfase. Vragen die hierbij beantwoord moeten worden:

- Na vergelijking voorspellingen met metingen: Wat is de voorspellende waarde van de geselecteerde modellen: tijdens de bouw, na consolidatie, en na kruip. Dit voor horizontale vervormingen en voor zettingen.
- Hoe gevoelig zijn de voorspellingen voor variatie in parameters, geometrie, drainage en ophoogtempo.
- Wat is het verschil tussen de voorspelde zettingen met MSettle en met Plaxis (effect van zijdelingse verplaatsing op zettingen).
- Kunnen horizontale vervormingen voldoende nauwkeurig worden bepaald met behulp van gemeten en/of door MSettle voorspelde zettingen, al dan niet gebruik makend van fitfactoren.
- Welke verklaringen zijn er voor de verschillen tussen de verschillende voorspellingen en tussen de voorspellingen en de metingen.
- Welke voorspellingsmodellen zijn geschikt voor het voorontwerp in combinatie met MSettle/MRoad en detailontwerp in combinatie met MSettle.

In dit rapport worden deze vragen getracht te beantwoorden aan de hand van de analyse van één case, te weten een dwarsdoorsnede door de Betuweroute ter hoogte van km 16.7. In de periode 2000-2002 is door de Waardse Alliantie de aardebaan voor de Betuweroute aangelegd ter hoogte van km16.7. Op deze locatie heeft tijdens het ophoogproces een uitgebreide monitoring van gronddeformaties (zakbaken en hellingmeetbuizen) en waterspanningen plaatsgevonden.

2 Beschikbare gegevens

Deze case betreft een doorsnede van de Betuweroute in het traject Gorinchem-Sliedrecht ter plaatse van kilometer 16.7.

Voor dit rapport is gebruik gemaakt van de volgende bronnen:

- [1] Den Haan, dr.ir. E.J., "Voorspelling restzettingen met het a,b,c isotachenmodel – Betuweroute, km 16,7 en km 11,7", Delft Cluster, kenmerk 071.04.02-76 d.d. juli 2002
- [2] Essen, drs. H.M. van, "Uitvoering K0-CRSproeven ten behoeve van zettingsonderzoek Betuwelijn Sliedrecht-Gorinchem", GeoDelft, kenmerk CO-710402/90, versie 2, d.d. augustus 2002
- [3] Knibbeler, A., "Uitgangspunten geotechnisch ontwerp Omgevingsbeïnvloeding", Waardse Alliantie, kenmerk 000-E-0000-E-0002, revisie 01 d.d. 10 januari 2001
- [4] Memo Horizontale vervorming in zandlichaam Betuweroute d.d. 29-02-2002
- [5] "Geotechnische advisering Aardebaan Spoor, Geotechnisch ontwerp baanvak 4; km 13.70-km17.50", Annexcode 2.2.1-A, Waardse Alliantie, doc.nr. 4.B.0000.E.0001, rev. 01
- [6] Den Haan, dr.ir. E.J. en Molendijk, ir. W.O., "Voorspelling restzettingen met het a,b,c isotachenmodel, Betuweroute km 16.7 en km 11.7", Delft Cluster, 071.04.02-76, juli 2002
- [7] Plaxis version 8, Material Models manual, version 84-4
- [8] Den Haan, dr.ir. E.J., De intrinsieke tijd in het Isotachenmodel, Geotechniek, 12^e jaargang, nummer 1, januari 2008.
- [9] "Case studie Alblasserdam Noord I, Fase V: Plaxis simulaties met kruip", Grondmechanica Delft, ref.nr. 379210.20, 19 juni 1998.
- [10] CUR-publicatie 191, "Achtergronden bij numerieke modellering van geotechnische constructies, deel 2", juli 1997.
- [11] Vermeer, prof. P., "Evaluation of stiffness parameters as used in the HS-model", rapport opgesteld voor Grondmechanica Delft en Adviesbureau Noord/Zuidlijn Amsterdam, maart 1999.
- [12] Muir Wood, D., "Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics", Cambridge University Press, 1990.

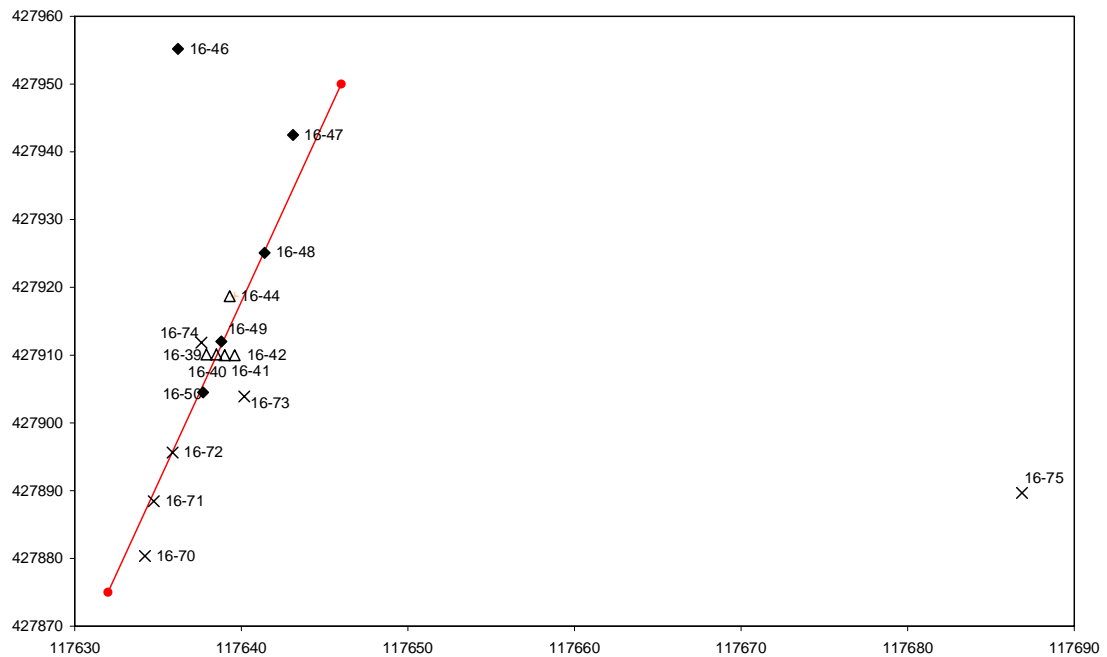
Daarnaast is de volgende informatie beschikbaar:

- Sonderingen en laboratoriumproeven:
 - Sondering 16-05, 152/016-038 en 152/016-148
 - Boring 152/016-146
 - 6 K₀-CRS proeven op alle cohesieve lagen van boring 152/016-146
 - Regionale proevenverzameling van de sterkte-eigenschappen aan de hand van celproeven (Waardse Alliantie)
- Monitoringsgegevens:
 - Inclinometingen (16-46 t/m 16-50)
 - Zakbaakmetingen (16-70 t/m 16-75)
 - Waterspanningsmetingen (16-39 t/m 16-44).

3 Basisgegevens berekeningen km 16.7

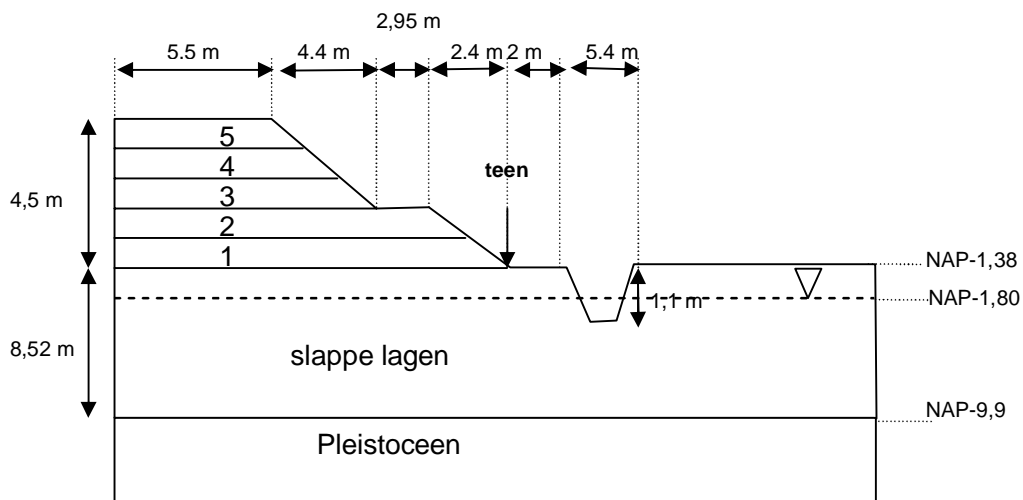
3.1 Schets situatie

Figuur 3.1 toont een overzicht van de situatie ter hoogte van km 16.7 en de locatie van de meetinstrumenten in het RD-stelsel. De rode lijn geeft het dwarsprofiel weer met daarin inclinometers (♦), zakkbakken (x) en waterspanningsmeters (Δ).



Figuur 3.1 Locatie dwarsprofiel in RD-stelsel

Figuur 3.2 geeft een schets van de dwarsdoorsnede en de ophoogslagen. Hierin is de linker begrenzing de symmetrieas van de terp. De locatie van de meetinstrumenten in het dwarsprofielen is weergegeven in Figuur 3.3.



Figuur 3.2 Dwarsprofiel met ophoogslagen

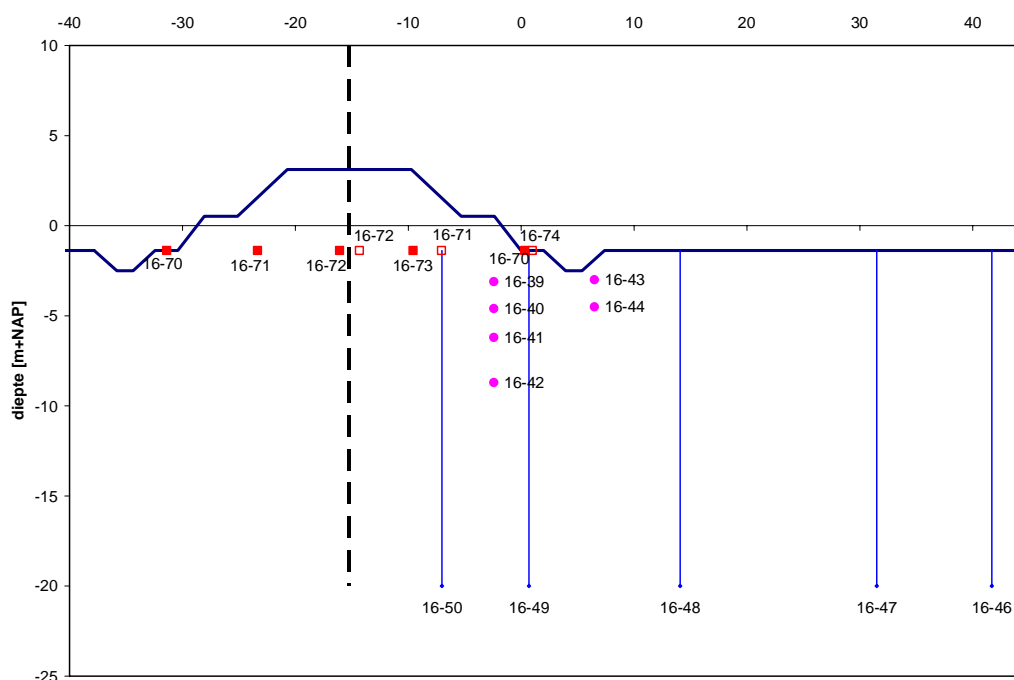
Tabel 3.1 geeft de locatie van metingen ten opzichte van de teen van de ophoging (zie Figuur 3.2). De X-richting is positief in noordelijke richting (zie Figuur 3.1). Dit is grafisch weergegeven in Figuur 3.3, waarbij:

- Rood vierkant = zakbaak
- Blauwe verticale lijn = hellingmeetbuis
- Lila stip = waterspanningsmeter.

De locaties van de zakbaken links van de symmetrieas zijn met open rode vierkanten aangegeven aan de rechterzijde van de symmetrieas (gespiegeld).

no.	locatie t.o.v. teen ophoging [m]		diepte [m+NAP]
	Zakbaken	Compleet dwarsprofiel	
16-70	-31,4	1,0	-1,38
16-71	-23,3	-7,1	-1,38
16-72 ¹⁾	-16,1	-14,3	-1,38
16-73	-9,6	-9,6	-1,38
16-74	0,3	0,3	-1,38
16-75 ¹⁾	-16,1	-14,3	-1,38
Inclinometers			
16-46	41,7	41,7	continu
16-47	31,5	31,5	continu
16-48	14,1	14,1	continu
16-49	0,7	0,7	continu
16-50	-7,0	-7,0	continu
Waterspanningsmeters			
16-39	-2,4	-2,4	-3,1
16-40	-2,4	-2,4	-4,6
16-41	-2,4	-2,4	-6,2
16-42	-2,4	-2,4	-8,7
16-43	6,5	6,5	-3
16-44	6,5	6,5	-4,5
¹⁾ gedurende het ophoogproces is gebleken dat de metingen van zakbaak 16-72 onbetrouwbaar waren. Daarom is als vervanging zakbaak 16-75 gebruikt die op een vergelijkbare locatie in een dwarsprofiel 50 m oostelijker staat.			

Tabel 3.1 Locatie van de metingen ten opzichte van de teen van de ophoging



Figuur 3.3 Locatie zakbaken, inclinometers en piëzometers

3.2 Ophoogschema

Zoals reeds opgemerkt in Tabel 3.1, zijn de metingen van zakbaak 16-72 onbetrouwbaar, daarom zijn de resultaten van zakbaak 16-75 gebruikt voor deze analyse. Het verloop van de ophoogslagen is hierdoor ook bepaald aan de hand van zakbaak 16-75 en samengevat in onderstaande tabel. De dikte van de slag is bepaald door het verschil te nemen van de zandhoogte en de toename van de zetting, beide ten opzichte van de vorige meting. Er is vanuit gegaan dat de zakbaak tegelijk met de eerste ophoogslag is aangebracht. De startdatum van het ophoogproces is 17 juli 2000.

slag	datum	relatieve tijd [dagen]	zanddikte [m]	
			slag	cumulatief
sloot graven	17-7-2000	0		
slag 1	17-7-2000	1	0,87	0,87
installatie drains	26-9-2000	71		
slag 2	26-9-2000	71	1,03	1,9
slag 3	8-1-2001	175	1,04	2,94
slag 4	21-3-2001	247	0,87	3,81
slag 5	14-7-2001	362	0,69	4,5
verwijderen overhoogte	6-5-2002	658	-0,97	3,53

Tabel 3.2 Ophoogschema terp conform zakbaak 16-75

3.3 Verticale drainage

De toegepaste verticale drainage bestaat uit stripdrains met een diameter van 0,065 m. De drains zijn geplaatst in een driehoeksstramien met een hart-op-hart afstand van 1,15 m. De onderzijde van de drains bevindt zich op NAP - 8,2 m. In paragraaf 7.1 staat beschreven hoe de drains in de Plaxis-modellen zijn gesimuleerd.

3.4 Geotextiel

In de grond is een geotextiel geplaatst. Conform het geotechnisch ontwerprapport van de Waardse Alliantie betreft het hier een textiel van de soort "Geolon PET 280". Het geotextiel is geplaatst onder de ophoging op een (begin)niveau van NAP - 1,40 m.

Hierbij wordt opgemerkt dat de sterkte van het geotextiel is gereduceerd, omdat de verticale drainage door het geotextiel heen is geprikt. Ten aanzien van de schade die hierdoor ontstaat, is aangenomen dat het doek over een breedte van 0,20 meter aan weerszijde van de as van de drains geen treksterkte meer bezit. Gegeven een hart-op-hart afstand van de drains van 1,15 m (driehoeksstramien) resulteert dit in een treksterkteverlies van 40%.

Aangezien in de stabiliteitsberekeningen voor het ontwerp rekening is gehouden met een maximale treksterkte van 85 kN/m' is een benodigde treksterkte van het onbeschadigde geotextiel van $85 / (1-0,40) = 140$ kN/m' benodigd. Deze treksterkte kan een Geolon PET 280 leveren. Bij deze treksterkte hoort een rek van 6% wat resulteert in een EA van $85 / 0,06 = 1417$ kN/m'.

Samengevat zijn de in de berekeningen gebruikte materiaaleigenschappen voor het geotextiel als volgt:

- EA = 1417 kN/m
- N_p = 85 kN/m.

3.5 Grondopbouw

De opbouw van de ondergrond is vastgesteld aan de hand van boring 152/016-146. Deze is uitgevoerd naast de baan. De maaiveldhoogte ter plaatse van de boring bedraagt NAP - 1,47 m. Op monsters uit deze boring zijn K_0 -CRS proeven (zie [2]) uitgevoerd. De dieptelocatie en grondlaag van deze monsters is weergegeven in Tabel 3.3)

Grondlagen			K_0 -CRS monsters	
Laag	Naam	bovenkant laag [m+NAP]	monster no.	diepte monster [m+NAP]
K1	Kleilaag (deklaag Tiel/OB12)	-1,47 (maaiveld)	30a	-1,63
V1	Hollandveen	-2,14	31a	-2,73
V2	Hollandveen	-3,45	32d	-4,34
V3	Hollandveen	-5,26	34d	-6,36
K2	Gorkum licht	-7,28	36d	-8,38
V4	Basisveen	-8,57	37b	-8,99
ZK	Kreftenheye	-9,03	37c	-9,19
Z1	Pleistocene zand	-9,90		

Tabel 3.3 Gebruikte monsters nabij km16.7 voor K_0 -CRS-proeven

De grondwaterstand is:

- polderpeil: NAP - 1,80 m.
- stijghoogte in het Pleistocene zand: NAP - 0,78 m.

3.6 Resultaten K_0 -CRS proeven

De resultaten van de K_0 -CRS proeven zijn weergegeven in Tabel 3.4 en Tabel 3.5.

monster no.	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{droog} [kN/m ³]	γ_s [kN/m ³]	W [%]	e_0 [-]	$K_{0,nc}$ [-]	k_0 [m/dag]	RR [-]	CR [-]	C_α [-]
30a	15,2	8,61	24,25	76,7	2,1	0,458	7,69E-5	0,0258	0,1835	0,0073
31a	10,3	1,34	15,41	666,6	10,7	0,296	1,56E-2	0,0524	0,5083	0,0500
32d	10,5	1,64	18,36	538,2	10,2	0,279	8,29E-2	0,0516	0,4176	0,0527
34d	10,7	2,18	19,91	390,6	7,7	0,344	4,32E-2	0,0436	0,4368	0,0665
36d	13,7	6,36	24,49	116,1	2,9	0,447	3,11E-4	0,0418	0,2970	0,0207
37b	10,8	2,05	18,89	425,8	8,2	0,335	1,38E-2	0,0533	0,4787	0,0647
37c	18,4	13,83	25,69	33,3	1,8	0,498	3,37E-4	0,0084	0,1378	0,0076

Tabel 3.4 Resultaten van K_0 -CRS proeven (1)

Waarin:

- γ_{nat} : natte volumieke massa
- γ_{droog} : droge volumieke massa
- γ_s : soortelijke massa
- W : watergehalte
- e_0 : initiële poriëngetal
- $K_{0,nc}$: neutrale gronddrukcoëfficiënt voor normaal geconsolideerde grond
- k_0 : doorlatendheid bij het initiële poriëngetal
- RR : recompressie ratio volgens Bjerrum
- CR : compressie ratio volgens Bjerrum
- C_α : kruipcoëfficiënt volgens Bjerrum.

monster no.	a [-]	b [-]	c [-]	C_{k_0} [-]	$\sigma'_{vy,b}$ [kPa]	$\sigma'_{v,0}$ [kPa]	POP [kPa]	OCR [-]	v_{ur} [-]
30a	0,0119	0,085	0,0032	0,124	33,7	5,5	28,2	6,1	0,31
31a	0,0441	0,321	0,0217	0,205	15,1	3,7	11,3	4,0	0,18
32d	0,042	0,289	0,0229	0,159	11,4	4,6	6,8	2,5	0,15
34d	0,0326	0,285	0,0289	0,164	15,2	6,17	9,0	2,5	0,21
36d	0,0227	0,175	0,009	0,225	17,4	7,57	9,8	2,3	0,22
37b	0,0369	0,307	0,0281	0,156	22,2	7,95	14,2	2,8	0,28
37c	0,0035	0,0694	0,0033	0,235	21,1	8,5	12,6	2,5	0,30

Tabel 3.5 Resultaten van K_0 -CRS proeven (2)

Waarin:

- a : ontlast- herbelaststijfheid van de grond
- b : primaire compressie-index van de grond
- c : secundaire compressie-index van de grond
- C_{k_0} : doorlatendheid-rek factor
- $\sigma'_{vy,b}$: yield stress of grensspanning
- $\sigma'_{v,0}$: terreinspanning
- POP : Pre Overburden Pressure (= grensspanning – terreinspanning)
- OCR : OverConsolidatieRatio
- v_{ur} : dwarscontractiecoëfficiënt bij ontlasten/herbelasten.

3.7 Overige samendrukkingseigenschappen

Ten tijde van de analyse van de zakbaakmetingen (zie [2]) was het nog niet mogelijk om in MSettle te rekenen met afnemende doorlatendheid bij toenemende zetting/rek op basis van k_0 en $C_{k\epsilon}$ uit de K_0 -CRS-proeven. In deze analyses is daarom de doorlatendheid gefit aan de zakbaakresultaten. Dit geldt ook voor de verhouding tussen de horizontale en verticale doorlatendheid. Deze gefitte doorlatendheden zijn ook in de hier gerapporteerde Plaxisanalyses gebruikt en zijn weergegeven in de kolom met k_v in Tabel 3.6.

Voor het modelleren van de verticale drainage is gebruik gemaakt van de speciale drainelementen die beschikbaar zijn in Plaxis. De toegepaste verticale drainage is geplaatst in een driehoeksstramien met een hart-op-hart afstand van 1,15 m, terwijl in het Plaxismodel de drainelementen op een onderlinge afstand van 3 meter zijn gemodelleerd. Conform paragraaf 4.3 van [10] is de horizontale doorlatendheid van de grondlagen waarin de drains zijn geplaatst aangepast voor het gebruik in Plaxis. Deze aangepaste doorlatendheden zijn weergegeven in de kolom met k_h' in Tabel 3.6. In paragraaf 7.1 wordt de afleiding van de horizontale doorlatendheid in detail behandeld.

Volgens [8] leidt het direct toepassen van een OCR of grensspanning uit samendrukkingproeven in zowel MSettle en het Plaxis Soft Soil Creep-model tot onjuiste waarden voor de initiële kruipsnelheid. Daarom is een afgeleide OCR_2 bepaald uit de vergelijking:

$$OCR_2 = OCR \frac{b}{b-a}$$

De in de berekeningen gebruikte waarde voor OCR_2 zijn weergegeven in Tabel 3.6.

laag	k_v [m/dag]	k_h/k_v [m/dag]	k_h [m/dag]	OCR_2 [-]
ophoogzand	1,0E+01	1	1,0E+01	1,00
K1	7,7E-05	1	7,7E-05	8,19
V1	1,8E-03	1,5	2,7E-03	4,99
V2	9,6E-03	1,5	1,4E-02	2,79
V3	5,0E-03	1,5	7,5E-03	2,69
K2	3,6E-05	1	3,6E-05	2,47
V4	1,6E-03	1,5	2,4E-03	3,09
KZ	3,11E-4	1	3,11E-4	2,62
Z1	1,0E+01	1	1,0E+01	1,00

Tabel 3.6 Doorlatendheden en aangepaste OCR

Waarin:

k_v : verticale doorlatendheid
 k_h : horizontale doorlatendheid
 OCR_2 : aangepaste OCR op basis van [8].

3.8 Sterkteparameters

Ter hoogte van km 16.7 zijn geen triaxiaal-, cel- of shear boxproeven uitgevoerd. Om de sterkteparameters te kunnen bepalen die nodig zijn voor de eindige elementen analyses is gebruik gemaakt van een proevenverzameling van celproeven van de Waardse Alliantie en de resultaten van triaxiaalproeven op dezelfde grondlagen elders langs het beschouwde deel

van de Betuweroute. Voor het bepalen van de sterkte-eigenschappen zijn de volgende methoden/bronnen gebruikt:

1. Proevenverzameling met celproeven.
2. Omrekeningsmethode Waardse Alliantie [3]. Hierbij is gebruik gemaakt van de resultaten van een proefterp (verwachtingswaarde schuifsterkte in triaxiaalproef = gemiddelde waarde schuifsterkte uit celproeven maal factor 1,7). Vervolgens zijn deze waardes bewerkt, rekening houdende met spanningsniveaus.
3. Omrekeningsmethode TAW [9]. Hiermee wordt de hoek van inwendige wrijving uit en celproef omgerekend naar een hoek van inwendige wrijving voor een triaxiaalproef.
4. Triaxiaalproeven op dezelfde grondlagen elders langs het beschouwde deel van de Betuweroute.
5. Resultaten K_0 -CRS-proeven.

In hoofdstuk 7 wordt de bepaling van de sterkteparameters verder behandeld.

3.9 Uitgevoerde analyses

Voor deze case zijn een aantal analytische en empirische modellen gebruikt om een voorspelling van afzonderlijke gemeten grondformaties te maken:

- maaiveldzakking onder de ophoging met MSettle (zie hoofdstuk 5)
- horizontale gronddeformatie ter plaatse van de teen van de ophoging met methode IJsseldijk-Loof (zie hoofdstuk 6)
- horizontale gronddeformatie ter plaatse van de teen van de ophoging met methode Bourges & Mieussens (zie hoofdstuk 6).

Het zwaartepunt van de berekeningen ligt bij het uitvoeren van een groot aantal simulaties met PLAXIS 2D. Hiermee zijn de gemeten maaiveldzakking onder de ophoging en de gemeten horizontale gronddeformaties ter plaatse van de hellingmeetbuizen en de waterspanningen nagerekend (zie hoofdstuk 7 en 8).

4 Meetresultaten

In Figuur 4.1 zijn onder elkaar de metingen van de maaiveldhoogte (= ophoging), zettingmetingen van de zakbaken 16-72 en 16-75 en horizontale deformatiemetingen van hellingmeetbuis hmb050 tot en met hmb047 tegen de tijd weergegeven. Gedurende het ophoogproces is gebleken dat de metingen van zakbaak 16-72 onbetrouwbaar waren. Daarom is als vervanging zakbaak 16-75 gebruikt die op een vergelijkbare locatie in een dwarsprofiel 50 m oostelijker staat.

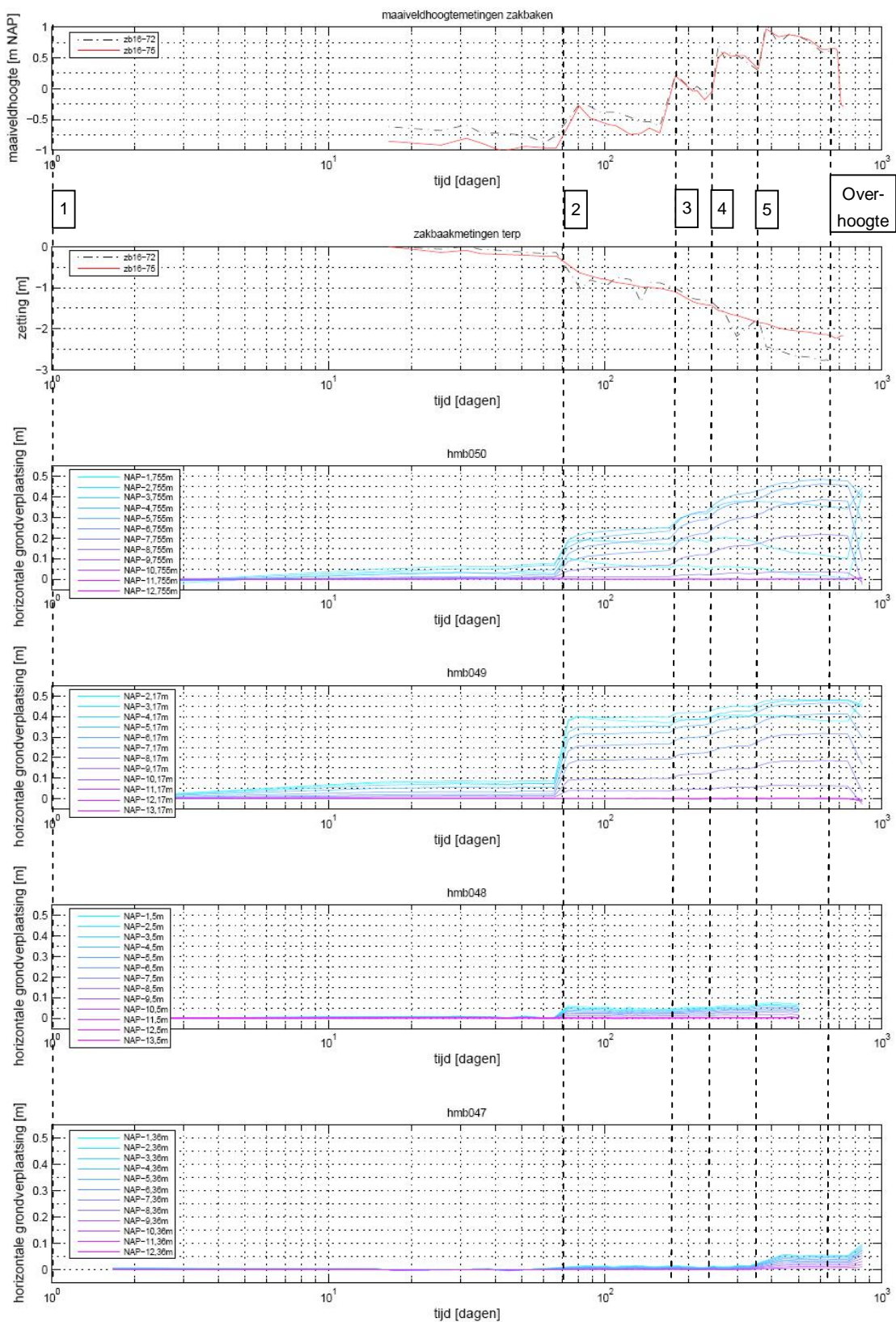
De gemeten waterspanningen tegen de tijd zijn weergegeven in Figuur 4.2 voor de waterspanningsmeters 16-39 tot en met 16-44. In beide figuren zijn met stippellijnen de tijdstippen van de verschillende bouwfasen uit Tabel 3.2 weergegeven.

Uit de meetresultaten van de gronddeformaties blijkt uit Figuur 4.1 dat de tweede ophoogslag de helft van de verticale gronddeformaties veroorzaakt. Dit geldt ook voor de horizontale gronddeformaties onder het talud van de terp (hmb050). In de teen van de terp (hmb049) veroorzaakt de tweede ophoogslag zelfs 80% van de horizontale gronddeformaties

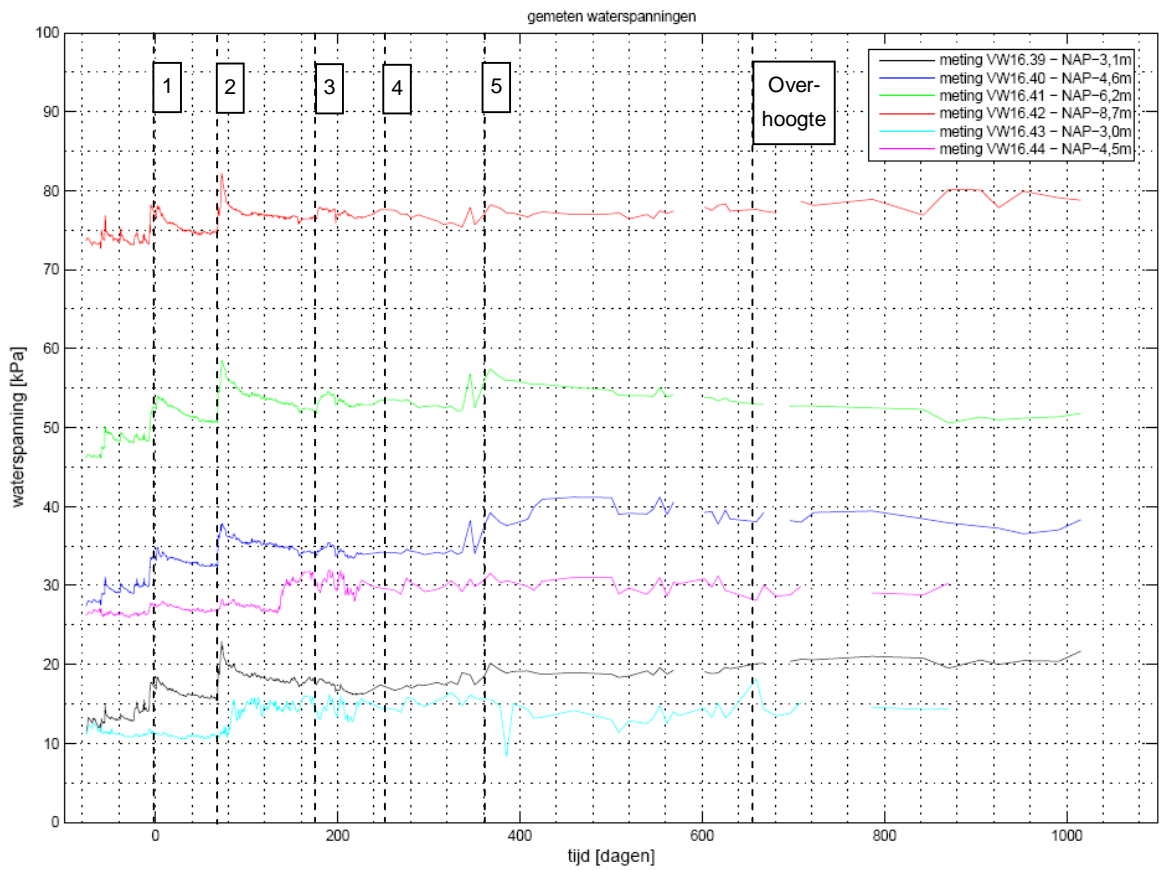
Bij hellingmeetbuis 16-47 wordt opgemerkt dat de gemeten horizontale gronddeformaties groter zijn dan bij hellingmeetbuis 16-48. Omdat dit niet te verklaren is als een gevolg van het ophoogproces en omdat deze hellingmeetbuis zich relatief ver van de teen van de ophoging bevindt ten opzichte van de dikte van de slappe lagen (3,7D) zijn de metingen van hellingmeetbuis 16-47 niet meegenomen in de uitgevoerde analyses.

Uit Figuur 4.2 blijkt dat vooral de eerste en tweede ophoogslag duidelijk herkenbaar zijn in een waterspanningstoename onder de steunberm (16.39 t/m 16.42). Voor de waterspanningsmeters die wat verder af staan van de steunberm (16.43 en 16.44) is een duidelijke toename van de waterspanningen te zien tussen de tweede en de derde ophoogslag. Dit is ook in de periode waarin relatief de grootste zettingen van de kruin van de terp en de grootste horizontale gronddeformaties aan de teen van de terp optreden.

Met betrekking tot de waterspanningsmeters wordt opgemerkt dat de opnemers 16.39 tot en met 16.42 in het gebied staan waar verticale drainage is aangebracht. Dit in combinatie met de wijze van modelleren van verticale drainage in Plaxis maakt het vergelijken tussen gemeten en berekende waterspanning lastig. Daarom worden geen harde conclusies verbonden aan deze vergelijking.



Figuur 4.1 Maaiveldhoogtemetingen en gemeten gronddeformaties in de tijd



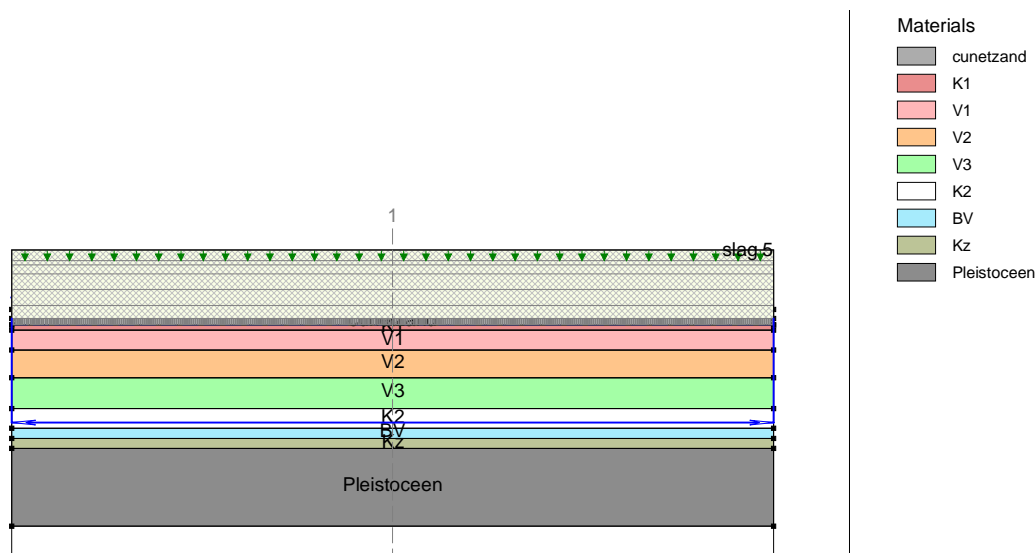
Figuur 4.2 Waterspanningsmetingen in de tijd

5 Analyse zettingen

5.1 Inleiding

Voor de analyse van de zettingen is gebruik gemaakt van het programma MSettle (versie 8.0, build 0.0 van 21 februari 2007). Van deze zogenaamde bètaversie van MSettle is gebruik gemaakt, omdat in deze versie per rekenstap de belasting wordt gecorrigeerd voor het onderwater zakken van het ophoogmateriaal. In de periode dat de zettingsanalyses zijn gemaakt werd deze correctie in de productieversie van MSettle gedaan op basis van de eindzetting. Hierdoor is de belasting tijdens het simuleren van het ophoogproces lager dan in werkelijkheid, waardoor de zettingen achter blijven. Met de gebruikte bètaversie is dit niet meer het geval.

Voor de geometrie is niet de hele terp ingevoerd, maar is een 1-dimensionale berekening gemaakt voor het midden van de terp (zie Figuur 5.1). Dit is representatief voor de locatie (midden ophoging) van de gebruikte zakbaken 12-72 en 12-75.



Figuur 5.1 Gebruikte geometrie in MSettle

In de berekeningen is verder gebruik gemaakt van het isotachen-model in combinatie met het Darcy consolidatiemodel en rekafhankelijke permeabiliteit. Voor de bouwfasering is gebruik gemaakt van Tabel 3.2.

Er zijn twee typen berekeningen uitgevoerd. In de eerste berekening (variant lab2) zijn de grondparameters gebruikt uit de laboratoriumproeven (zie paragraaf 3.6). Hierbij is gerekend met de OCR uit de K_0 -CRS-proeven (predictie1; zie tabel Tabel 3.5) en de gecorrigeerde OCR conform [8] (predictie2; zie Tabel 3.6).

Daarnaast zijn berekeningen uitgevoerd om de metingen van zakbaak 12-75 en de berekende zetting aan elkaar te "fitten". Hierbij is gebruik gemaakt van de optie "zakbaakfit" in MSettle. Met deze optie kunnen voor een vooraf te bepalen cluster van lagen de fitfactoren worden bepaald voor:

- De verhouding tussen de ontlast- herbelaststijfheid van de grond en de primaire compressie-index van de grond a/b [-]
- De waarde van de primaire compressie-index van de grond b [-]
- De verhouding tussen de secundaire compressie-index van de grond en de primaire compressie-index van de grond c/b [-]
- De waarde van de Pre Overburden Pressure (POP = P_g – terreinspanning) [kPa]
- De waarde voor de verticale doorlatendheid k_v [m/dag].

Daarbij zijn de volgende varianten beschouwd:

- Fit1: de parameters voor alle slappe lagen zijn aangepast met fitfactoren
- Fit2: de parameters voor de lagen V2, V3 en BV zijn aangepast met fitfactoren
- Fit3: de parameters voor de lagen V2, V3 en BV zijn aangepast met fitfactoren, waarbij de startwaarde voor de OCR van V3 is verhoogd naar 3,5
- Fit4: de parameters voor laag V3 zijn aangepast met fitfactoren.

De varianten Fit3 en Fit4 zijn ingegeven door het feit dat de zogenaamde intrinsieke tijd van laag V3, die een maat is voor de initiële kruipsnelheid, sterk afwijkt van de overige lagen. De intrinsieke tijd kan worden bepaald uit [8]:

$$\tau_0 = OCR^c = e^{\frac{b}{c} \times \ln(OCR_2)}$$

Waarin:

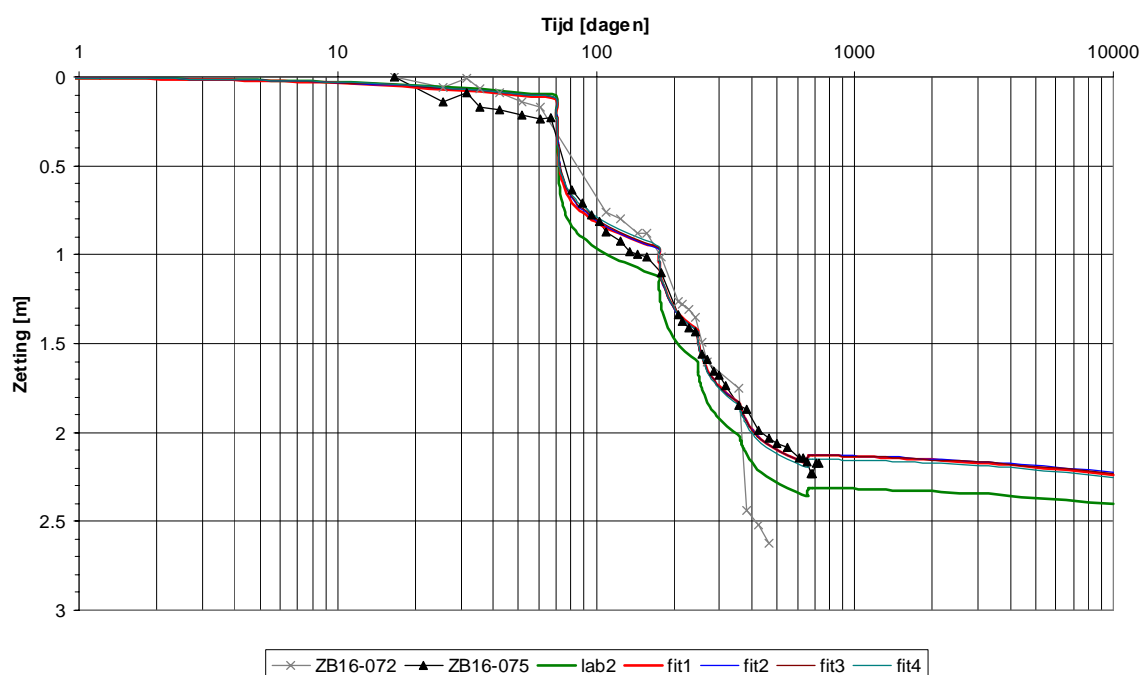
- τ_0 = intrinsieke tijd [dagen]
 a = ontlast- herbelaststijfheid van de grond [-]
 b = primaire compressie-index van de grond [-]
 c = secundaire compressie-index van de grond [-]
OCR = overconsolidatie ratio [-]
OCR₂ = aangepaste overconsolidatie ratio [-] (zie paragraaf 1.2).

In Bijlage C is de basisset met parameters voor de MSettle-berekeningen weergegeven samen met de fitfactoren voor de verschillende varianten en het effect hierop op de verschillende parameters. Uit de tabel met basisparameters in deze bijlage, blijkt uit de kolom met de initiële intrinsieke tijd τ_0 bepaald uit de OCR, dat deze waarde voor laag V3 zeer laag is (15,4 jaar) ten opzichte van de overige slappe lagen. Daarom is bij de varianten fit3 en fit4 extra aandacht besteed aan deze laag.

De resultaten van de MSettle berekeningen dienen als basis voor het bepalen van de horizontale deformaties met de analytische methoden van IJsseldijk en Loof en de empirische methode van Bourges en Mieussens (zie hoofdstuk 6). Verder zijn de berekende zettingen vergeleken met de resultaten van de Plaxis-berekeningen in hoofdstuk 7.

5.2 Berekeningsresultaten

De berekeningsresultaten zijn weergegeven in Figuur 5.2. Hierin zijn de berekende (predictie en fit) en gemeten zettingen (zakbaak 16-72 en 16-75) uitgezet tegen de tijd. In deze grafiek is te zien dat tot ongeveer dag 355 de metingen voor beide zakbaken goed vergelijkbaar zijn. Na dit tijdstip zijn de metingen voor zakbaak 16-72 onbetrouwbaar volgens het logboek. De plotselinge toename van de zettingen vlak na dit tijdstip is ook niet te verklaren uit het ophoogschema. Daarom is de fit ook alleen uitgevoerd voor zakbaak 16-75.



Figuur 5.2 Berekeningsresultaten zettingen

Uit Figuur 5.2 blijkt dat de zettingen na de tweede slag worden overschat als gebruik wordt gemaakt van de resultaten van de K_0 -CRS-proeven (lab2). Het verschil op het moment dat de overhoogte wordt verwijderd ($t = 658$ dagen) tussen meting en berekening is circa 0,19 m. Het verschil tussen de gemeten (2,17 m) en berekende zetting (2,36 m) bedraagt circa 9%, wat als relatief klein kan worden beschouwd.

In de tweede serie berekeningen is geprobeerd om de gemeten en berekende zetting aan elkaar te "fitten". De hierbij gebruikte fitfactoren zijn weergegeven in Tabel 5.1. Uit deze tabel blijkt dat bij alle varianten de fitfactor op de OCR het grootst is. Bij variant fit4 zijn ook de verhoudingen a/b en c/b relatief veel aangepast.

fitfactor	variant			
	fit1	fit2	fit3	fit4
a/b [-]	1,007	0,983	1,009	1,227
b [-]	0,994	0,95	0,946	1,1
c/b [-]	1,041	1,013	1,021	0,818
POP/OCR [-]	1,21	1,242	1,1	1,731
k_v [m/dag]	1,109	0,998	1	1

Tabel 5.1 Fitfactoren MSettle

Van alle varianten scoren de varianten fit1 en fit4 het beste, maar de verschillen met de andere twee varianten zijn zeer gering. Voor de bepaling van de parameters voor de analytische methode IJsseldijk-Loof en de empirische methode van Bourges en Mieussens zijn de resultaten van de zettingen uit de varianten lab2 en fit1 gebruikt.

6 Analytische en empirische methoden

6.1 Inleiding

In dit hoofdstuk worden de horizontale gronddeformaties bepaald met twee methoden, te weten:

1. Methode IJsseldijk/Loof:

Dit is een in Nederland nog steeds veel gebruikte analytische methode waarbij de slappe lagen worden geschematiseerd tot één laag met een bepaalde stijfheid (E). Deze methode is ook bekend als de methode De Leeuw. Uitgangspunt bij deze methode is dat de grond volledig ongedraineerd reageert. De methode kent een variant met (Loof) en zonder (IJsseldijk) een rekstijve bovenlaag.

2. Methode Bourges en Mieussens:

Dit is een Franse empirische methode die gebaseerd is op de analyse van monitoringsgegevens van een groot aantal ophogingen in Frankrijk. Deze methode geeft de horizontale gronddeformaties voor een aantal standaard gevallen, waarbij de grootte hiervan afhangt van de primaire samendrukking van de terp voor en na de grensspanning, de stabiliteitsfactor van de terp en de geometrie van de terp (zie Bijlage D voor een omschrijving van deze methode).

Voor de benodigde stijfheid van de slappe lagen voor deze twee methoden wordt gebruik gemaakt van de resultaten van de MSettle-berekeningen. Dit geldt zowel voor de zettingen op basis van de basis parameterset met gecorrigeerde OCR (lab2) en de zettingen op basis van fit1. In Tabel 6.1 zijn de berekende zettingen voor lab2 en fit1 weergegeven op een aantal kenmerkende tijdstippen. Hierbij wordt opgemerkt dat de zetting op dag 71 (na het aanbrengen van ophoogslag 2) wordt beschouwd als de zetting vóór de grensspanning (zie ook Figuur 5.2)

bouwfase	datum	tijd	zetting [m]	
		[dagen]	lab2	fit1
slag 1	17 juli 2000	1	0,006	0,008
slag 2	26 september 2000	71	0,248	0,23
slag 3	8 januari 2001	175	1,121	0,963
slag 4	21 maart 2001	247	1,605	1,429
slag 5	14 juli 2001	362	2,021	1,837
referentie 16-049	11 maart 2002	602	2,337	2,153
eind/30 jaar	17 juli 2030	10000	2,404	2,237

Tabel 6.1 Berekende zetting in de tijd

De berekeningsresultaten voor beide methoden zijn vergeleken met de hellingmeting op 11 maart 2002 in de teen van de ophoging (16-049). In de zettingsberekeningen is dit op tijdstip $t = 602$ dagen. Deze meting is gekozen, omdat op het tijdstip van de twee hellingmetingen die nog later zijn uitgevoerd geen zakbaakmetingen meer zijn uitgevoerd. Opgemerkt wordt dat de hellingmetingen zijn gestart voordat begonnen is met ophogen (17 juli 2000). Daarom is de hellingmeting van 11 maart 2002 gecorrigeerd door de meetresultaten van de hellingmeting van 12 juli 2000 hier van af te trekken. In de metingen van vóór 17 juli 2000 zit namelijk het effect van bouw materieel dat het terrein heeft opgeschoond, voordat begonnen kon worden met ophogen.

In Bijlage D zijn de horizontale verplaatsingen voor beide methoden ook weergegeven op de tijdstippen waarvan de resultaten van de Plaxisberekeningen worden gepresenteerd, namelijk na elke ophoogslag, op 11 maart 2002 en na 30 jaar.

6.2 Methode IJsseldijk/Loof

6.2.1 Bepaling benodigde parameters

Voor de analytische methode IJsseldijk-Loof moet een stijfheid van het totale pakket aan slappe lagen worden opgegeven. Voor deze case is deze stijfheid bepaald op de wijze zoals algemeen is toegepast bij de Betuweroute. Hierbij wordt de stijfheid bepaald uit:

$$E_{U-L} = \frac{1,25 \times \Delta p \times H}{\Delta z}$$

Waarin:

E_{U-L} = stijfheid van het pakket slappe lagen voor gebruik in de methode IJsseldijk-Loof [kPa]

Δp = verandering van de verticale spanning door de ophoging [kPa]

H = dikte pakket slappe lagen [m]

Δz = restzetting voor het tijdstip waarop de horizontale gronddeformaties worden bepaald [m].

Voor het modelleren van deze case is de variant volgens IJsseldijk toegepast, waarin geen rekstijve bovenlaag wordt meegenomen. Voor het bepalen van het verloop van de horizontale gronddeformaties in de klei met deze methode is gebruik gemaakt van MHorpile.

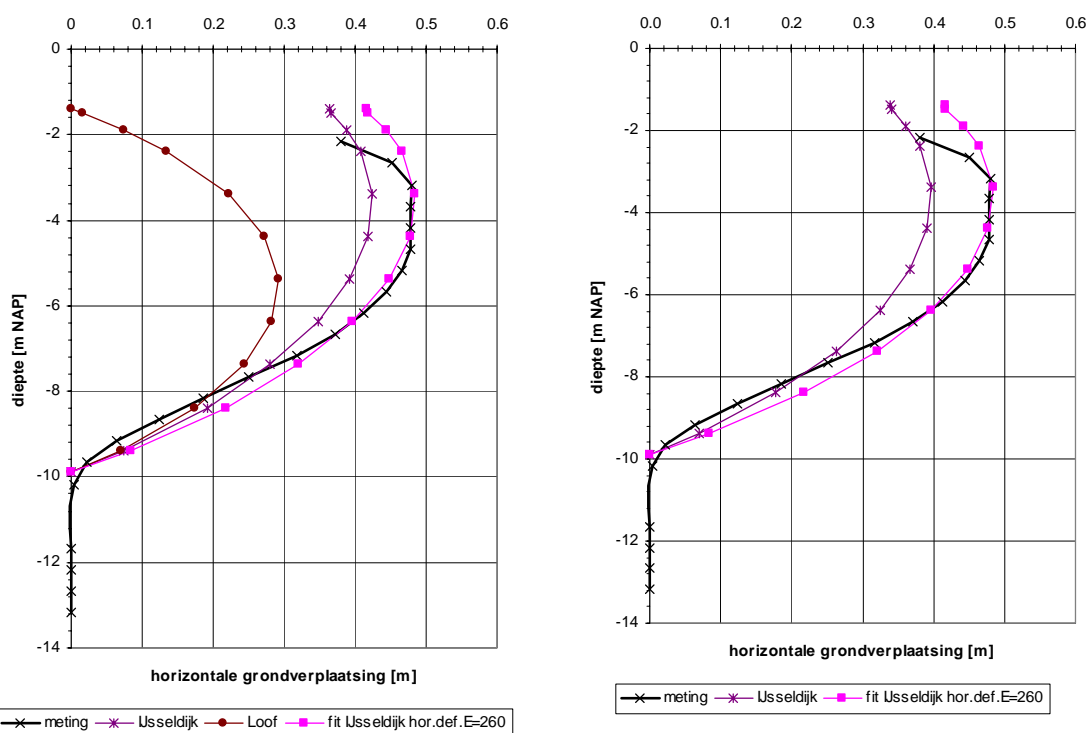
6.2.2 Berekeningsresultaten

De berekeningsresultaten van deze methode zijn vergeleken met de hellingmeting op 11 maart 2002 voor de teen van de ophoging (16-049). In de zettingsberekeningen is dit op tijdstip $t = 602$ dagen. Deze meting is gekozen, omdat op het tijdstip van de twee hellingmetingen die nog later zijn uitgevoerd geen zakbaakmetingen meer zijn uitgevoerd. In paragraaf 6.2.3 zijn de berekende horizontale gronddeformaties voor alle tijdstippen met hellingmetingen en voor de eindsituatie opgenomen.

Op basis van de uitgevoerde zettingsberekeningen zijn voor de stijfheid E_{U-L} van het pakket slappe lagen voor gebruik in de methode IJsseldijk-Loof de volgende waarden bepaald zijn voor $t = 602$ dagen (meting 11 maart 2002):

- lab2: $E_{U-L} = 297 \text{ kN/m}^2$ ($\Delta p = 65,2 \text{ kPa}$; $z = 2,337 \text{ m}$; $H = 8,52 \text{ m}$)
- fit1: $E_{U-L} = 311 \text{ kN/m}^2$ ($\Delta p = 62,8 \text{ kPa}$; $z = 2,153 \text{ m}$; $H = 8,52 \text{ m}$).

In Figuur 6.1 zijn de met de methode IJsseldijk-Loof berekende horizontale gronddeformaties vergeleken met de meting van hellingmeetbuis 16-049 op 11 maart 2002. Hierbij zijn in Figuur 6.1a de grondverplaatsingen volgens de methode IJsseldijk en de methode Loof weergegeven voor de stijfheid van de grond die volgt uit variant lab2 van de zettingen; de grondverplaatsingen in Figuur 6.1b zijn gebaseerd op de stijfheid van de grond die volgt uit de eerste fitvariant (fit1) van de zakbaakmetingen.

a. lab2 ($E=297 \text{ kN/m}^2$)b. fit1 ($E=311 \text{ kN/m}^2$)

Figuur 6.1 Meting versus berekende gronddeformaties met methode Ijsseldijk-Loof

Uit Figuur 6.1a en b blijkt dat de methode Loof tot een forse onderschatting van de horizontale gronddeformaties leidt ten opzichte van de meting. Dit is ook logisch, omdat in de bodemopbouw op deze locatie geen sprake is van een rekstijve bovenlaag. Daarom is deze methode verder niet meer in beschouwing genomen.

Uit Figuur 6.1a blijkt dat de berekende horizontale deformatie met de methode Ijsseldijk (maximaal 0,42 m) kleiner is dan de gemeten waarden (maximaal 0,48 m). Een verschil van circa 12% ten opzichte van de meting. Dit terwijl de berekende zettingen circa 9% groter zijn dan gemeten is.

Uit Figuur 6.1b blijkt dat de berekende horizontale deformatie op basis van de resultaten van fit1 (maximaal 0,40 m) kleiner is dan de gemeten waarden (maximaal 0,48 m). Een verschil van ruim 16% ten opzichte van de meting en een verslechtering ten opzichte van de predictie.

Om te bepalen wat de juiste waarde van de elasticiteitsmodulus voor de methode Ijsseldijk zou moeten zijn, is gefit aan de maximaal gemeten horizontale deformatie. Ter vergelijking met de andere berekeningsresultaten is in beide figuren de horizontale verplaatsing tegen de diepte bij deze stijfheid weergegeven. Hierbij hoort een elasticiteitsmodulus van 260 kN/m^2 . Dit is circa 12% lager dan volgt uit lab2.

6.2.3 Bepaling benodigde parameters overige tijdstippen

Voor het totaaloverzicht zijn in Tabel 6.2 de horizontale verplaatsingen voor de methode Ijsseldijk ook weergegeven op de tijdstippen waarvan de resultaten van de Plaxisberekeningen worden gepresenteerd, namelijk na elke ophoogslag, op 11 maart 2002 en na 30 jaar. In Tabel 6.2 is voor lab2 per fase weergegeven welke elasticiteitsmodulus gebruikt moet worden om de horizontale gronddeformaties te bepalen in de betreffende fase.

De resultaten hiervan zijn grafisch weergegeven in bijlage H. In deze bijlage worden de methoden IJsseldijk en Bourges en Mieussens vergeleken met de beste berekeningsresultaten van de Plaxis-analyses. Deze vergelijking wordt in hoofdstuk 9 besproken voor de eindconclusies.

bouwfase	Δp [kN/m ²]	z [m]	E [kPa]
slag 1	15	0.006	26252
slag 2	32	0.591	582
slag 3	44	1.226	385
slag 4	55	1.662	354
slag 5	64	2.052	331
referentie 16-049	65	2.337	297
eind/30 jaar	48	2.404	213

Tabel 6.2 Bepaling E-modulus methode IJsseldijk-Loof per beschouwde fase

6.3 Methode Bourges en Mieussens

6.3.1 Bepaling benodigde parameters

Voor het bepalen van de horizontale gronddeformaties met de methode Bourges en Mieussens is gebruik gemaakt van de resultaten van de zettingsberekeningen van predictie2 (zie Tabel 6.1). De voor de methode Bourges en Mieussens benodigde stabiliteitsfactor is bepaald met de volgende formule en correlatie:

$$F = \frac{(\pi + 2) \times \bar{c}_u}{p}$$

$$\bar{c}_u = 0,22 \times \bar{\sigma}'_v \times OCR^m$$

Waarin:

\bar{c}_u = gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte van een grondlaag [kPa]

p = belasting [kN/m²]

$\bar{\sigma}'_v$ = gemiddelde effectieve spanning in een grondlaag [kPa]

OCR = Overconsolidatie ratio van een grondlaag [-]

m = sterkteveranderingsfactor (1,0 voor normaal geconsolideerde klei).

Voor de gemiddelde effectieve spanning zijn de met MSettle berekende waarden per (bouw)fase gebruikt. Als de grensspanning wordt overschreden wordt de OCR gelijk aan 1.

Een complicerende factor hierbij is de toepassing van geotextiel op de beschouwde locatie. Om het effect hiervan te bepalen op de stabiliteitsfactor zijn MStab-berekeningen uitgevoerd. In Tabel 6.3 is weergegeven hoe van de veiligheidsfactor zonder geotextiel naar een veiligheid met geotextiel is gekomen. Voor het vergelijken met de meting van hellingmeetbuis 16-049 op 11 maart 2002 is een veiligheidsfactor van 1,18 gebruikt (laagste waarde; na slag 5).

bouwfase	belasting [kPa]	\bar{c}_u [kPa]	F [-]	F _{Mstab} met invloed geotextiel			F _{geotextiel} [-]
				zonder	met	verschilfactor	
slag 1	15	9,8	3,40	3,66	4,01	1,10	3,72
slag 2	32	9,9	1,58	1,69	1,85	1,09	1,73
slag 3	44	10,7	1,24	1,33	1,45	1,09	1,36
slag 4	55	12,0	1,11	1,20	1,30	1,08	1,21
slag 5	4	13,8	1,11	1,20	1,28	1,07	1,18

Tabel 6.3 Bepaling stabiliteitsfactor F

Naast de veiligheidsfactor en de zetting zijn de volgende factoren van belang bij het bepalen van de horizontale gronddeformaties met de methode Bourges en Mieussens:

- Afstand kruin-hellingmeting X : 10,45 m
- Taludlengte L : 9,75 m
- X/L : 1,07
- Dikte samendrukbare laag D : 8,52 m
- Breedte terp gemeten halverwege talud B : 20,75 m
- D/B : 0,41

Uit de waarde van X/L volgt dat voor de bepaling van de bewegingsfactor λ de curve gebruikt moet worden die geldt voor X/L=1; uit de waarde van D/B volgt dat de vergrotingsfactor voor de maximale consolidatievervorming ρ_c 11% bedraagt. In Tabel 6.4 zijn per beschouwde fase de parameters weergegeven die nodig zijn om de horizontale gronddeformaties te bepalen met de methode Bourges en Mieussens op basis van variant lab2.

bouwfase	zetting [m]	F [-]	λ [%]	ρ_i [m]	ρ_c [m]
slag 1	0,006	3,72	0,21	0,018	0,000
slag 2	0,248	1,73	0,94	0,080	0,061
slag 3	1,121	1,36	1,52	0,129	0,173
slag 4	1,605	1,21	1,83	0,156	0,250
slag 5	2,021	1,18	1,87	0,160	0,319
referentie 16-049	2,337	1,18	1,87	0,160	0,370
eind/30 jaar	2,404	1,18	1,87	0,160	0,382

Tabel 6.4 Benodigde parameters methode Bourges en Mieussens per beschouwde fase (lab2)

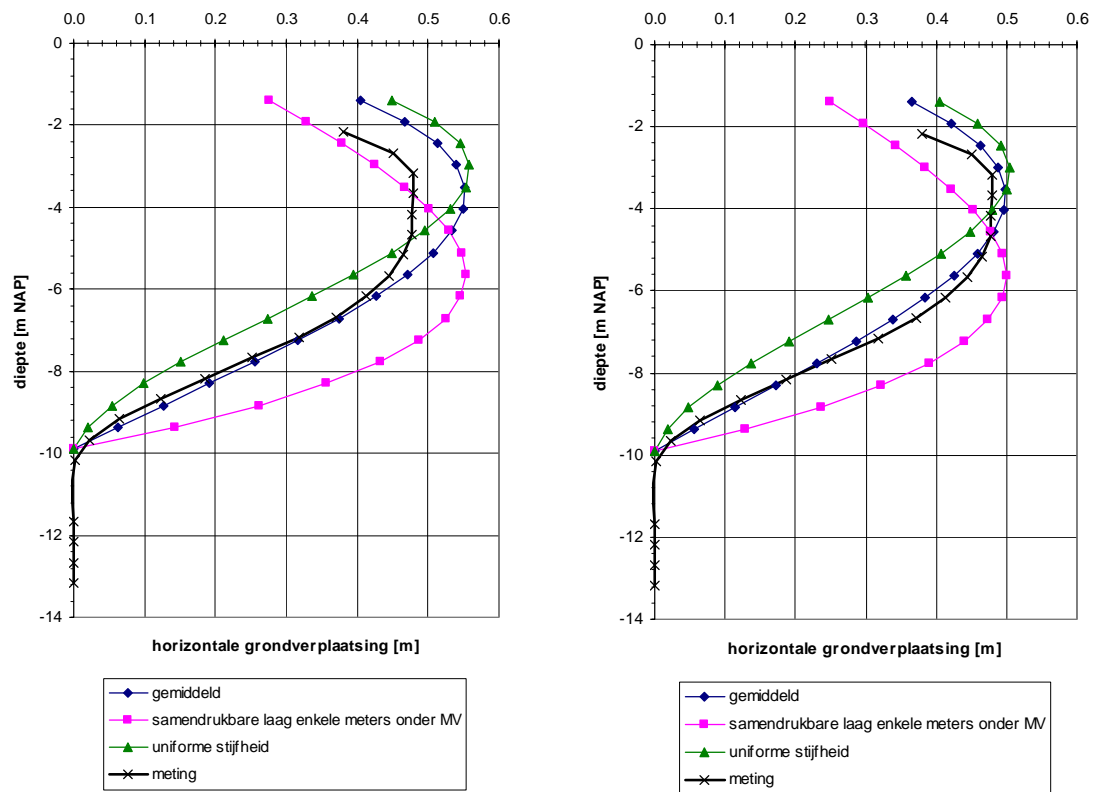
Waarin:

- F : Stabiliteitsfactor [-]
 λ : Bewegingsfactor [%]
 ρ_i : Initiële horizontale vervorming (voor grensspanning) [m]
 ρ_c : Consolidatievervorming [m].

6.3.2 Berekeningsresultaten

In Figuur 6.2 zijn de gemeten en berekende horizontale gronddeformaties in de teen van de ophoging (hellingmeetbuis 16-049) weergegeven voor het tijdstip 11 maart 2002. Hierbij zijn

de berekeningsresultaten gepresenteerd van de drie verschillende curves die Bourges en Mieussens hanteren (zie Bijlage D). Voor de hier beschouwde situatie is de curve "gemiddeld" (= curve 1) representatief.



a. op basis van predictie (predictie2)

b. op basis van zakbaakfit (fit1)

Figuur 6.2 Berekeningsresultaten en meting 11 maart 2002

Uit Figuur 6.2a blijkt dat de berekende horizontale deformatie op basis van lab2 voor de curve "gemiddeld" (maximaal 0,55 m) groter is dan de gemeten waarden (maximaal 0,48 m). Een verschil van circa 15% ten opzichte van de meting.

Voor de berekende horizontale deformatie op basis van de zakbaakfit (fit1) wordt voor de curve "gemiddeld" een zeer goed resultaat geboekt (zie Figuur 6.2b). De maximaal berekende waarde bedraagt 0,50 m ten opzichte van de gemeten 0,48 m. Een verschil van circa 4% tussen berekening en meting. Ook de berekende waarden over de diepte wijken zeer beperkt af van de gemeten waarden.

6.4 Conclusies

Op basis van de vergelijking tussen berekening en meting voor hellingmeetbuis 16-049 op 11 maart 2002 wordt het volgende geconcludeerd:

- De methode Loof is niet van toepassing op deze case.
- De predictie met de methode IJsseldijk onderschat de horizontale gronddeformaties met circa 12%. Door het ijken van de toe te passen stijfheid aan de zakbaakmetingen loopt dit verschil op naar 16%.

- De predictie met de methode Bourges en Mieussens overschat de horizontale gronddeformaties met circa 15%. Door het ijken van de toe te passen stijfheid aan de zakbaakmetingen loopt dit verschil terug naar 4%.
- De vorm van de curve over de diepte komt voor zowel de methode IJsseldijk als curve 1 van de methode Bourges en Mieussens goed overeen met de meetresultaten.

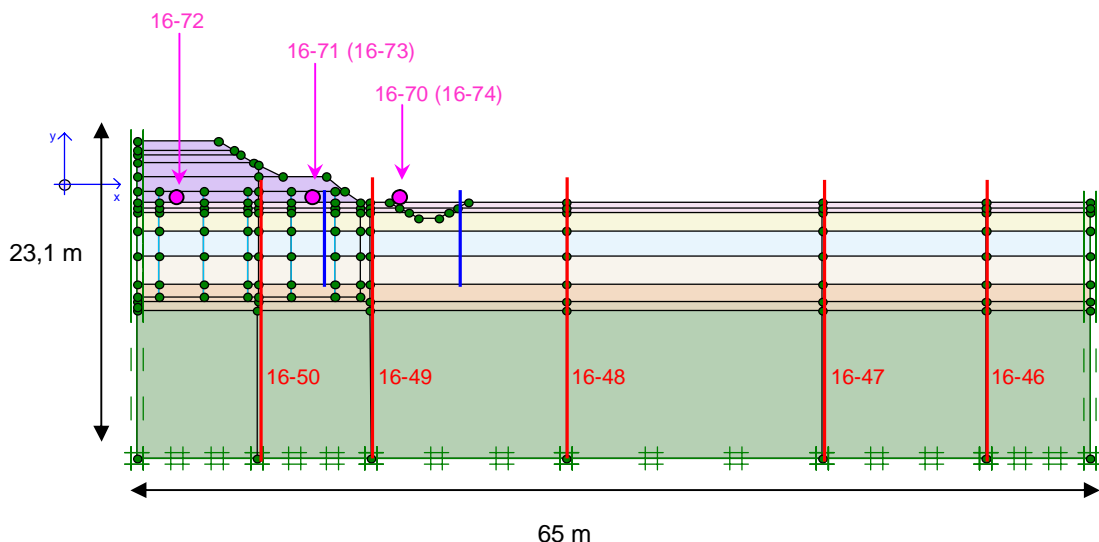
7 Plaxis modellering

7.1 Geometrie

De Plaxis berekeningen zijn uitgevoerd met een plane-strain model met 15-nodes elementen. Aangezien sprake is van een symmetrische geometrie is één helft gesimuleerd. Figuur 7.1 toont de schematisatie, waarbij de symmetrieas links ligt. In deze figuur zijn ook de locaties van de verschillende meetinstrumenten weergegeven:

- Zakbaken: lila punten
- Hellingmeetbuizen: rode verticale lijnen
- Waterspanningsmeters: blauwe verticale lijnen.

De zakbaken 16-73 en 16-74 vallen samen met zakbaak 16-71 en 16-70. Zakbaak 16-72 is vergelijkbaar met zakbaak 16-75 (zie ook Tabel 3.1).



Figuur 7.1 Dwarsdoorsnede Plaxis met locaties meetinstrumenten

Voor het modelleren van de verticale drainage is gebruik gemaakt van de speciale drainelementen die beschikbaar zijn in Plaxis. De toegepaste verticale drainage is geplaatst in een driehoeksstramien met een hart-op-hart afstand van 1,15 m. Het toepassen van deze hart-op-hart afstand in het Plaxismodel zou leiden tot een zeer fijne mesh met alle (mogelijke) numerieke problemen van dien. Daarom zijn de drainelementen in het Plaxismodel op een onderlinge afstand van 3 meter gemodelleerd en is de horizontale doorlatendheid van de grondlagen waarin de drains zijn geplaatst aangepast conform paragraaf 4.3 van [10]:

$$k_h' = \alpha \times \frac{B^2}{\mu \times D^2} \times k_h$$

Waarin:

- k_h' : Equivalente horizontale doorlatendheid [m/dag]
 α : Parameter afhankelijk van de consolidatiegraad [-]
 B : Halve drainafstand tussen de drainelementen in het Plaxismodel [m]
 D : Toegepaste equivalente drainafstand [m]
 μ : Parameter afhankelijk van de verhouding tussen de toegepaste equivalente drainafstand D [m] en de equivalente draindiameter d [m] van de toegepaste drains [-]
 k_h : horizontale doorlatendheid van de grondlaag zonder drains [m/dag].

Voor deze case zijn de volgende waarden gebruikt om de equivalente horizontale doorlatendheid te bepalen:

- α = 2,94 bij een consolidatiegraad van 90%
 B = 1,5 m
 D = $1,15 \times 1,05 = 1,2075$ m (voor een driehoeksstramien geldt een correctiefactor van 1,05)
 μ = 2,17 (drainbreedte = 0,1 m; draindikte = 0,003 m → draindiameter $d = 0,066$ m → $n = 18,41$).

In Tabel 7.1 zijn de equivalente horizontale doorlatendheden met drains weergegeven voor de verschillende grondlagen samen met de doorlatendheden zonder drains, waarin:

- k_v : verticale doorlatendheid (zonder drains)
 k_h : horizontale doorlatendheid (zonder drains)
 k_h' : equivalente horizontale doorlatendheid met drains.

laag	k_v [m/dag]	k_h/k_v [m/dag]	k_h [m/dag]	k_h' [m/dag]
ophoogzand	1,0E+01	1	1,0E+01	n.v.t.
K1	7,7E-05	1	7,7E-05	1,61E-04
V1	1,8E-03	1,5	2,7E-03	5,05E-02
V2	9,6E-03	1,5	1,4E-02	2,69E-01
V3	5,0E-03	1,5	7,5E-03	1,40E-01
K2	3,6E-05	1	3,6E-05	6,73E-04
V4	1,6E-03	1,5	2,4E-03	4,49E-02
KZ	3,11E-4	1	3,11E-4	n.v.t.
Z1	1,0E+01	1	1,0E+01	n.v.t.

Tabel 7.1 Doorlatendheden grondlagen inclusief verticale drainage

7.2 Toegepaste grondmodellen

Het ophoogzand en Pleistocene zand zijn gesimuleerd met het Mohr-Coulomb (MC) model met volledige drainage. Het slappe lagen pakket is gesimuleerd met het Soft Soil Creep (SSC)-model, het Soft Soil (SS)-model en het Hardening Soil (HS)-model. Voor het SSC-model is een studie uitgevoerd naar de invloed van variaties in materiaalparameters.

Voor onderwaterzakken wordt in Plaxis automatisch gecorrigeerd door activering van de opties updated mesh en updated pore water pressures. Deze opties zijn in alle simulaties gebruikt.

7.3 Materiaalparameters zandlagen

De parameters voor het Pleistocene zand en het ophoogmateriaal zijn op basis van schatting bepaald. De Mohr-Coulomb materiaalparameters die gebruikt zijn voor het Pleistocene zand en het ophoogmateriaal zijn weergegeven in Tabel 7.2.

laag	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{droog} [kN/m ³]	E [MPa]	φ' [°]	c' [kPa]	v [-]	K_0^{nc} [-]	OCR [-]
ophoogzand	20	18	15	30	1	0,3	0,5	1,0
Pleistoceen zand	20	18	25	30	1	0,3	0,5	1,0

Tabel 7.2 MC-materiaalparameters voor het Pleistocene zand en ophoogmateriaal

7.4 Stijfheid slappe lagen

Voor de slappe lagen zijn de parameters voor het HS-, SS- en SSC-model zijn allen bepaald uit de K_0 -CRS proeven per laag (zie paragraaf 3.6). In onderstaande subparagrafen wordt de afleiding van de stijfheidparameters van de slappe lagen voor de verschillende materiaalmodellen behandeld.

7.4.1 SSC parameters

Aangezien de Plaxisberekeningen zijn uitgevoerd met een zogenaamde Updated Mesh analyse, kunnen de stijfheden a, b en c uit de K_0 -CRS-proeven eenvoudig worden omgerekend (zie [7]) naar de Plaxisparameters κ^* , λ^* en μ^* van het Soft Soil Creep-model, uit:

$$\kappa^* = 2a$$

$$\lambda^* = b$$

$$\mu^* = c.$$

De in de berekeningen gebruikte waarden voor het SSC-model zijn weergegeven in Tabel 7.3.

laag	k_v [m/dag]	k_h [m/dag]	k_h' [m/dag]	κ^* [-]	λ^* [-]	μ^* [-]	OCR ₂ [-]
ophoogzand	1,0E+01	1,0E+01	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	1,00
K1	7,7E-05	7,7E-05	1,61E-04	0,0238	0,085	0,0032	8,19
V1	1,8E-03	2,7E-03	5,05E-02	0,0882	0,321	0,0217	4,99
V2	9,6E-03	1,4E-02	2,69E-01	0,084	0,289	0,0229	2,79
V3	5,0E-03	7,5E-03	1,40E-01	0,0652	0,285	0,0289	2,69
K2	3,6E-05	3,6E-05	6,73E-04	0,0454	0,175	0,009	2,47
V4	1,6E-03	2,4E-03	4,49E-02	0,0738	0,307	0,0281	3,09
KZ	3,11E-4	3,11E-4	n.v.t.	0,007	0,0694	0,0033	2,62
Z1	1,0E+01	1,0E+01	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	1,00

Tabel 7.3 Stijfheid en doorlatendheid grondlagen SSC-model

Waarin:

- k_v : verticale doorlatendheid van de grond [m/dag]
- k_h : horizontale doorlatendheid (zonder drains) van de grond [m/dag]
- k_h' : horizontale doorlatendheid (inclusief drains) van de grond [m/dag]
- κ^* : ontlast- herbelaststijfheid van de grond [-]
- λ^* : primaire compressie-index van de grond [-]
- μ^* : secundaire compressie-index van de grond [-]
- OCR_2 : Overconsolidatie ratio gecorrigeerd conform [8] [-].

7.4.2 SS parameters

Voor het SS-model kunnen voor de stijfheidsparameters κ^* en λ^* de zelfde waarden worden aangehouden als voor het SSC-model. Echter, het effect van de kruip die in het SSC-model is verwerkt in de parameter μ^* wordt dan verwaarloosd. Om de kruip van de grond toch mee te kunnen nemen in de berekeningen met het SS-model is de kruip na 10.000 dagen verdisconteerd in λ^* op de volgende wijze (zie [7]):

$$\frac{1}{C_p'} = \lambda^*$$

$$C_s' = \frac{1}{2,3 \times \mu^*}$$

$$C' = \frac{1}{\frac{1}{C_p'} + \frac{4}{C_s'}}$$

$$\frac{1}{C'} = \lambda_{kruip}^* = \lambda^* + 4 \times 2,3 \times \mu^*$$

Waarin:

- C_p' : primaire samendrukkingscoëfficiënt voor de methode Koppejan [-]
- C_s' : secundaire samendrukkingscoëfficiënt voor de methode Koppejan [-]
- λ^* : primaire compressie-index van de grond [-]
- μ^* : secundaire compressie-index van de grond [-]
- λ_{kruip}^* : primaire compressie-index van de grond inclusief kruip [-].

De in de berekeningen gebruikte waarden voor de stijfheidsparameters voor het SS-model zijn weergegeven in Tabel 7.4.

laag	k_v [m/dag]	k_h [m/dag]	k_h' [m/dag]	κ^* [-]	λ^* [-]	λ_{kruip}^* [-]	OCR ₂ [-]
ophoogzand	1,0E+01	1,0E+01	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	1,00
K1	7,7E-05	7,7E-05	1,61E-04	0,0238	0,085	0,1144	8,19
V1	1,8E-03	2,7E-03	5,05E-02	0,0882	0,321	0,5206	4,99
V2	9,6E-03	1,4E-02	2,69E-01	0,084	0,289	0,4997	2,79
V3	5,0E-03	7,5E-03	1,40E-01	0,0652	0,285	0,5509	2,69
K2	3,6E-05	3,6E-05	6,73E-04	0,0454	0,175	0,2578	2,47
V4	1,6E-03	2,4E-03	4,49E-02	0,0738	0,307	0,5655	3,09
KZ	3,11E-4	3,11E-4	n.v.t.	0,007	0,0694	0,0998	2,62
Z1	1,0E+01	1,0E+01	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	n.v.t.	1,00

Tabel 7.4 Stijfheid en doorlatendheid grondlagen SS-model

7.4.3 HS parameters

Het HS-model heeft als stijfheidsparameters E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} en E_{ur}^{ref} . De voor deze case gebruikte parameters voor het HS-model zijn op de volgende wijze uit de resultaten van de K_0 -CRS-proeven afgeleid conform [7] en [11]:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{P_{ref}}{\lambda_{kruip}^*}$$

$$E_{oed;ur}^{ref} = \frac{CR}{RR} \times \frac{p_{ref}}{\lambda^*}$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 1,8 \times E_{oed;ur}^{ref} \approx 15 \times E_{oed}^{ref} \approx 8 \times E_{50}^{ref} \text{ (ervaring voor klei)}$$

Waarin:

E_{oed}^{ref} : oedometerstijfheid bij de referentiespanning [kPa]

p_{ref} : referentiespanning [kPa]; hier 100 kPa

λ_{kruip}^* : primaire compressie-index van de grond inclusief kruip [-]

$E_{oed;ur}^{ref}$: oedometerstijfheid voor de ontlast- herbelastak [kPa]

CR : compressie ratio volgens Bjerrum [-]

RR : recompressie ratio volgens Bjerrum [-]

λ^* : primaire compressie-index van de grond (zonder kruip) [-]

E_{ur}^{ref} : ontlast/herbelast stijfheid bij de referentiespanning [kPa]

In Tabel 7.5 en Tabel 7.6 worden de invoerparameters voor en de resultaten van de hierboven gepresenteerde vergelijkingen weergegeven. Bij Tabel 7.6 wordt het volgende opgemerkt:

- Voor de waarde van E_{oed}^{ref} is in de berekeningen de waarde inclusief het effect van kruip gehanteerd.
- De berekende waarden voor E_{50}^{ref} kunnen in combinatie met de bijbehorende waarden voor E_{ur}^{ref} en E_{oed}^{ref} (meestal) niet worden ingevoerd in Plaxis. Aangezien deze case een samendrukkingsprobleem betreft zijn de waarden voor E_{50}^{ref} aangepast. De aangepaste waarden voor E_{50}^{ref} zijn bepaald door de waarde van E_{oed}^{ref} te vermenigvuldigen met een factor 2 (zie [11]). Hieruit volgt de waarde voor $E_{50;model}^{ref}$.

laag	CR/RR	p_{ref} [kPa]	λ^* [-]		E_{oed}^{ref} [kPa]	$E_{oed;ur}^{ref}$ [kPa]	ν_{ur} [-]	E_{ur} [kPa]	K_0^{nc} [-]	$\sigma_{h;ref}^*$ [kPa]	m [-]
			zonder kruip	met kruip							
K1	7,1	100	0,0850	0,1144	874	8368	0,15	7925	0,50	50,0	1,00
V1	9,7	100	0,3210	0,5206	192	3022	0,15	2862	0,42	42,2	1,00
V2	8,1	100	0,2890	0,4997	200	2800	0,15	2652	0,50	50,0	1,00
V3	10,0	100	0,2850	0,5509	182	3515	0,15	3329	0,50	50,0	1,00
K2	7,1	100	0,1750	0,2578	388	4060	0,15	3845	0,50	50,0	1,00
V4	9,0	100	0,3070	0,5655	177	2925	0,15	2771	0,47	46,7	1,00
KZ	16,4	100	0,0694	0,0998	1002	23638	0,15	22387	0,38	38,4	0,80

Tabel 7.5 Parameters t.b.v. bepaling stijfheden HS-model

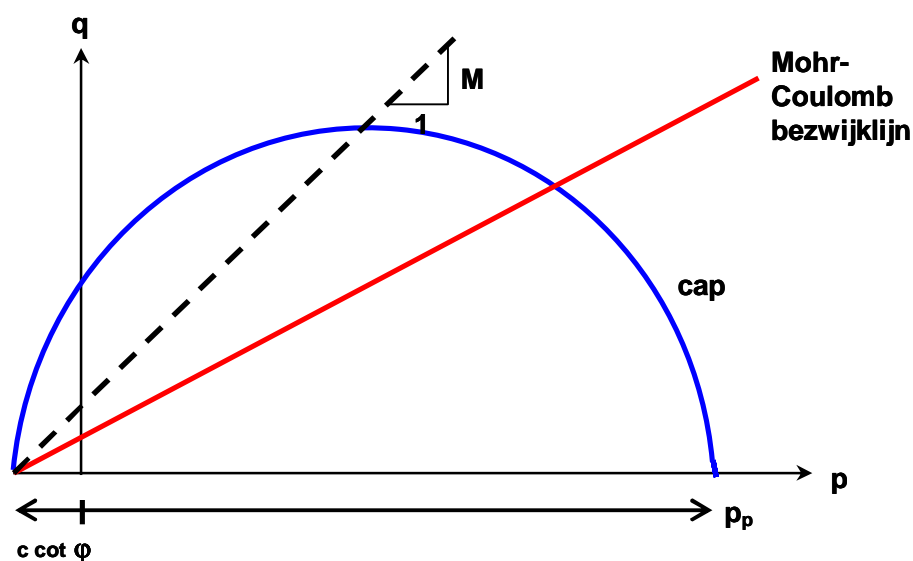
laag	E_{ur}^{ref}	E_{oed}^{ref} [kPa]		E_{50}^{ref}	$E_{50;model}^{ref}$
	[kPa]	met kruip	zonder kruip	[kPa]	[kPa]
K1	15081	874	1176	1885	1748
V1	6215	192	312	777	384
V2	4974	200	346	622	400
V3	6244	182	351	781	363
K2	7306	388	571	913	776
V4	5514	177	326	689	354
KZ	45747	1002	1441	5718	2005

Tabel 7.6 Stijfheden t.b.v. HS-model

7.5 Sterkteparameters slappe lagen

Voor deze case is voornamelijk met het Soft Soil Creep-model een aantal varianten doorgerekend waarbij voornamelijk de sterkteparameters en de daaraan gekoppelde waarden voor K_0^{nc} en M zijn gevarieerd.

Zowel in het Plaxis Soft Soil Creep- als het Soft Soil-model wordt de verhouding van de horizontale en verticale gronddeformatie bepaald door de parameter M (zie Figuur 7.2). Deze parameter bepaald de vorm van de zogenaamde cap.



Figuur 7.2 Bezijsoppervlak van het Soft Soil (Creep)-model in het p-q-vlak

Ook in het Hardening Soil-model wordt de verhouding tussen de horizontale en verticale gronddeformatie bepaald door de vorm van de cap. Deze vorm wordt echter niet bepaald door de parameter M, maar door de parameter α . Volgens [7] is α afhankelijk van K_0^{nc} , maar op welke wijze wordt niet duidelijk. Daarnaast is α geen invoerparameter.

Een ander verschil tussen het Soft Soil (Creep)-model en het Hardening Soil-model is de locatie van de bovenkant van de ellips die de cap vormt. In het Soft Soil (Creep)-model ligt deze ergens langs de p-as (zie Figuur 7.2); in het Hardening Soil-model ligt de bovenkant op de q-as, dus bij p is nul (zie [7]).

In het Soft Soil Creep-model wordt de waarde van M als default bepaald uit de volgende relatie:

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}}$$

Vervolgens wordt K_0^{nc} bepaald uit:

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + 2K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^*) - (1 - K_0^{nc})(1 + \nu_{ur})}} \approx 3 - 2,8K_0^{nc}$$

In het Soft Soil-model wordt de defaultwaarde van M als volgt bepaald:

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + 2K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^*) - (1 - K_0^{nc})(1 + \nu_{ur})}} \approx 3 - 2,8K_0^{nc}$$

Met:

$$K_0^{nc} [Jaky] = 1 - \sin \varphi'$$

Waarin:

- M = helling van de Critical State Line [-]
- ϕ_{cv} = hoek van inwendige wrijving bij constant volume [°]
- K_0^{nc} = neutrale gronddrukcoëfficiënt voor normaal geconsolideerde grond [-]
- ν_{ur} = dwarscontractiecoëfficiënt bij ontlasten en herbelasten [-]
- λ^* = gemodificeerde compressie index [-]
- κ^* = gemodificeerde zwellingsindex [-]
- φ' = hoek van inwendige wrijving [°].

In beide modellen bestaat er dus een relatie tussen M en de hoek van inwendige wrijving φ' via de K_0^{nc} .

Ter hoogte van km 16.7 zijn geen triaxiaal-, cel- of shear boxproeven uitgevoerd. Om de sterkteparameters te kunnen bepalen die nodig zijn voor de eindige elementen analyses is gebruik gemaakt van een proevenverzameling van celproeven van de aannemerscombinatie en de resultaten van triaxiaalproeven op dezelfde grondlagen elders langs het beschouwde

deel van de Betuweroute. Voor het bepalen van de sterkte-eigenschappen zijn de volgende methoden/bronnen gebruikt:

1. Proevenverzameling met celproeven.
2. Omrekeningsmethode aannemerscombinatie [3]. Hierbij is gebruik gemaakt van de resultaten van een proefterp (verwachtingswaarde schuifsterkte in triaxiaalproef = gemiddelde waarde schuifsterkte uit celproeven maal factor 1,7). Vervolgens zijn deze waarden bewerkt, rekening houdende met spanningsniveaus.
3. Omrekeningsmethode TAW [9]. Hiermee wordt de hoek van inwendige wrijving uit een celproef omgerekend naar een hoek van inwendige wrijving voor een triaxiaalproef (zie paragraaf 7.5.1).
4. Triaxiaalproeven op dezelfde grondlagen elders langs het beschouwde deel van de Betuweroute.
5. Resultaten K_0 -CRS-proeven (zie paragraaf 7.5.2).

In Tabel 7.7 zijn een aantal sets met sterkteparameters weergegeven die gebruikt zijn voor verschillende berekeningsvarianten met het Soft Soil Creep-model. Als basisset zijn de waarden overgenomen die zijn gebruikt voor het ontwerp door de aannemerscombinatie, waarbij wordt opgemerkt dat de waarde voor de cohesie gereduceerd is met een factor 1,7. Deze factor is door de aannemerscombinatie gebruikt om de sterkteparameters uit de proevenverzameling met celproeven om te rekenen naar triaxiaalwaarden en is gebaseerd op de resultaten van een proefterp. Deze reductie van de cohesie is toegepast, omdat een hoge waarde voor de cohesie in het Soft Soil Creep-model leidt tot een te grote afname van de horizontale gronddruk door kruip.

laag	celproef		basisset		TAW ^{2),3)}		triaxiaalproef ^{2),3)}		K ₀ -CRS-proef	
	c' [kPa]	φ' [kPa]	c' [kPa]	φ' [kPa]	c' [kPa]	φ' [kPa]	c' [kPa]	φ' [kPa]	c' [kPa]	φ' [kPa]
K1	4,35	22,16	3,8	35,30	4,35	33,2	7,83	31,31	1	43,7
V1	2,93	26,12	4,1	30,00	2,93	37,7	4,12	47,54	0,1	57,2
V2	2,93	26,12	4,1	30,00	2,93	37,7	4,12	47,54	0,1	58,6
V3	2,93	26,12	4,1	30,00	2,93	37,7	4,12	47,54	0,1	52,2
K2	3,15	21,02	3,5	32,20	3,15	31,9	1	40,73	0,1	42,8
V4	5,99	25,89	4,1	38,00	5,99	37,4	5,99 ¹⁾	37,4 ¹⁾	0,1	57,6
KZ	3,53	22,85	3,3	38,20	3,53	34,0	5,01	30,49	0,1	40,7

¹⁾ op deze laag zijn geen triaxiaalproeven uitgevoerd. Daarom zijn de waarden uit de methode TAW gebruikt in deze parameterset.
²⁾ voor de varianten SSC11, SSC11b en SSC12 is de waarde voor φ' vermenigvuldigd met 0,8 (zie paragraaf 7.5.3).
³⁾ voor de variant SSC11b en SSC12 is de waarde voor c' vermenigvuldigd met 0,8 (zie paragraaf 7.5.3).

Tabel 7.7 Gebruikte sets sterkteparameters van de cohesieve grondlagen

7.5.1 Omrekening methode TAW

Voor de in Tabel 7.7 genoemde omrekeningsmethode TAW wordt de hoek van inwendige wrijving voor een triaxiaalproef op de volgende wijze omgerekend uit een hoek van inwendige wrijving uit een celproef:

$$\tan \alpha^* = \sin \varphi^*$$

$$\varphi = \arcsin\left(\frac{2}{\cot \alpha^* + 1}\right)$$

Waarin:

α^* : helling van de maximale schuifspanning in de celproef gemeten in het τ - σ -vlak [°]

φ^* : hoek van inwendige wrijving uit een celproef [°]

φ : hoek van inwendige wrijving uit een triaxiaalproef [°].

Opgemerkt wordt dat deze methode voor een beperkt aantal situaties is gevalideerd en zeer beperkt toepasbaar is.

7.5.2 Resultaten uit K_0 -CRS-proeven

Het Soft Soil- en het Soft Soil Creep-model zijn afgeleid van het Modified Cam Clay-model, welke is gebaseerd op de Critical State theorie [12]. Grond bezwijkt hierbij als de zogenaamde Critical State Line wordt bereikt. De helling van deze Critical State Line in het p-q-vlak wordt bepaald door de hierboven genoemde parameter M (zie Figuur 7.2).

In het (Modified) Cam Clay-model gaat de Critical State Line door de oorsprong, omdat wordt aangenomen dat de grond alleen op wrijving bezwijkt en dus dat de cohesie c' gelijk is aan nul. Dit treedt op bij zeer grote deformaties, waarbij de verbindingen tussen de gronddeeltjes die cohesie veroorzaken zijn verbroken. Voor triaxiale compressie geldt dan:

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}}$$

In dit geval ligt de Mohr-Coulomb bezwijklijn op de Critical State Line.

Volgens de hierboven beschreven Critical State theorie kan voor het Soft Soil Creep-model voor elke slappe grondlaag een set met sterkteparameters afgeleid door de parameter M te bepalen uit de resultaten van de K_0 -CRS-proeven, middels de vergelijking:

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{nc})^2}{(1 + 2K_0^{nc})^2} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^*) - (1 - K_0^{nc})(1 + \nu_{ur})}}$$

Nadat M is bepaald kan de hoek van inwendige wrijving worden bepaald uit:

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}}$$

De cohesie c' is, conform de theorie, gelijk aan nul. Om numerieke problemen te voorkomen is een minimum waarde van 0,1 kPa gehanteerd. Vanwege de lage terreinspanning in de toplaag is hier een waarde van 1 kPa gehanteerd.

7.5.3 Glijvlakanalogie

In een publicatie van Ladd [Ladd, 1986], wordt een relatie gepubliceerd tussen de plasticiteitsindex I_p en de verhouding tussen de ongedraineerd schuifsterkte c_u en de effectieve verticale spanning voor triaxiale compressie ($\approx 0,32$), triaxiale extensie ($\approx 0,17$) en direct simple shear proeven ($\approx 0,23$). Gemiddeld geldt langs een glijvlak de direct simple shear-waarde voor de c_u . De waarde voor de triaxiale compressie moet dan ongeveer met een factor 0,8 worden gereduceerd om op deze gemiddelde waarde uit te komen. Voor een tweetal varianten is de waarde van ϕ' gereduceerd met deze factor. Hierbij zijn de parametersets van de TAW en de triaxiaalproeven gebruikt.

7.6 Berekeningsvarianten

7.6.1 Soft Soil Creep-model

De met het Soft Soil Creep-model uitgevoerde berekeningsvarianten zijn:

- **SSC1**: basisberekening (basisset sterkteparameters) met K_0^{nc} uit K_0 -CRS.
- **SSC3**: variant met sterkteparameters uit de methode TAW met de Plaxis-defaultwaarde voor K_0^{nc} .
- **SSC9**: als SSC1, maar voor K_0^{nc} is defaultwaarde van Plaxis gehanteerd.
- **SSC10**: als SSC3, maar voor de laag K2 is de $\tan \phi'$ gereduceerd met een factor 1,27. Dit getal komt uit de verhouding tussen de waarden voor $\tan \phi'$ uit triaxiaalproeven op laag V3 en K2. De waarde voor $\tan \phi'$ uit de TAW-methode voor laag K2 is met deze factor gereduceerd.
- **SSC11**: variant met sterkteparameters uit de methode TAW waarbij alleen de hoek van inwendige wrijving ϕ' is vermenigvuldigd met een factor 0,8 om tot een DSS-waarde te komen (TAW-DSS voor ϕ' ; methode TAW voor c'). Voor K_0^{nc} is de defaultwaarde van Plaxis gehanteerd.
- **SSC11b**: als SSC11, maar nu ook de cohesie c' vermenigvuldigd met een factor 0,8 (TAW-DSS voor c' en ϕ'). Voor K_0^{nc} is de defaultwaarde van Plaxis gehanteerd.
- **SSC12**: variant waarbij resultaten van triaxiaalproeven zijn gebruikt en vermenigvuldigd met een factor 0,8 om tot een DSS-waarde te komen (triaxiaal-DSS). Voor laag 37b waren geen triaxiaalresultaten beschikbaar en zijn de waarden uit TAW-DSS overgenomen. Voor K_0^{nc} is de defaultwaarde van Plaxis gehanteerd.
- **SSC13**: variant met alle sterkteparameters uit de triaxiaalproeven (triaxiaalproeven). Voor laag 37b waren geen triaxiaalresultaten beschikbaar en zijn de waarden uit de methode TAW overgenomen. Voor K_0^{nc} is de defaultwaarde van Plaxis gehanteerd.
- **SSC14**: K_0^{nc} en sterkteparameters uit K_0 -CRS.

Voor de varianten is de set met celproeven dus niet gebruikt. Dit in verband met de zeer grote horizontale deformaties die bij deze variant optreden (groter dan gemeten) die gepaard gaan met numerieke problemen.

In Tabel 7.8 is een overzicht gegeven van de parameters c' , ϕ' , K_0^{nc} , M en v_{ur} per variant en per grondlaag voor het Soft Soil Creep model.

variant	parameter	laag						
		K1	V1	V2	V3	GL	BV	KZ
SSC1	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	φ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K₀^{nc} [-]	0,41	0,30	0,29	0,35	0,46	0,33	0,50
	M [-]	1,85	2,16	2,19	2,02	1,71	2,08	1,60
	v_{ur} [-]	0,31	0,18	0,15	0,21	0,22	0,28	0,30
SSC9	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	φ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K₀^{nc} [-]	0,56	0,64	0,64	0,64	0,61	0,64	0,52
	M [-]	1,44	1,20	1,20	1,20	1,30	1,20	1,55
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC3	c' [kPa]	4,35	2,93	2,93	2,93	3,15	5,99	3,53
	φ' [°]	33,2	37,7	37,7	37,7	31,9	37,4	34,0
	K₀^{nc} [-]	0,59	0,52	0,52	0,52	0,61	0,53	0,58
	M [-]	1,34	1,54	1,54	1,54	1,29	1,53	1,38
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC10	c' [kPa]	4,35	2,93	2,93	2,93	3,15	5,99	3,53
	φ' [°]	33,2	37,7	37,7	37,7	26,3	37,4	34,0
	K₀^{nc} [-]	0,59	0,52	0,52	0,52	0,70	0,53	0,58
	M [-]	1,34	1,54	1,54	1,54	1,04	1,53	1,38
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC11	c' [kPa]	4,35	2,93	2,93	2,93	3,15	5,99	3,53
	φ' [°]	27,6	31,7	31,7	31,7	26,4	31,5	28,4
	K₀^{nc} [-]	0,68	0,61	0,61	0,61	0,70	0,62	0,67
	M [-]	1,10	1,28	1,28	1,28	1,05	1,27	1,13
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC11b	c' [kPa]	3,48	2,34	2,34	2,34	2,52	4,79	2,82
	φ' [°]	27,6	31,7	31,7	31,7	26,4	31,5	28,4
	K₀^{nc} [-]	0,68	0,61	0,61	0,61	0,70	0,62	0,67
	M [-]	1,10	1,28	1,28	1,28	1,05	1,27	1,13
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC12	c' [kPa]	6,26	3,30	3,30	3,30	0,80	4,79	4,01
	φ' [°]	25,9	41,2	41,2	41,2	34,6	31,5	25,2
	K₀^{nc} [-]	0,70	0,47	0,47	0,47	0,57	0,62	0,72
	M [-]	1,03	1,69	1,69	1,69	1,40	1,27	1,00
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC13	c' [kPa]	7,83	4,12	4,12	4,12	1,00	5,99	5,01
	φ' [°]	31,3	47,5	47,5	47,5	40,7	37,4	30,5
	K₀^{nc} [-]	0,62	0,37	0,37	0,37	0,47	0,53	0,63
	M [-]	1,26	1,96	1,96	1,96	1,67	1,53	1,23
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC14	c' [kPa]	1,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	φ' [°]	43,7	57,2	58,6	52,2	42,8	55,6	40,7
	K₀^{nc} [-]	0,41	0,30	0,29	0,35	0,46	0,33	0,50
	M [-]	1,85	2,16	2,19	2,02	1,71	2,08	1,60
	v_{ur} [-]	0,31	0,18	0,15	0,21	0,22	0,28	0,30

Tabel 7.8 Kenmerkende parameters Soft Soil Creep model per variant

7.6.2 Soft Soil- en Hardening Soil-model

Op basis van de berekeningsresultaten met het Soft Soil Creep-model, is voor het Soft Soil- en het Hardening Soil-model de basisset met sterkteparameters gehanteerd. Voor het Soft Soil-model is gevarieerd met het wel en niet meenemen van de kruip en met de parameter M. Voor het Hardening Soil-model is de kruip meegemodelleerd en is voor de waarde van K_0^{nc} de defaultwaarde gehanteerd. Opgemerkt wordt dat zowel voor het Soft Soil-model als voor het Hardening Soil-model de defaultwaarde voor K_0^{nc} uit φ' wordt bepaald met de vergelijking van Jaky.

De uitgevoerde berekeningsvarianten zijn:

- **SS:** λ^* inclusief kruip; sterkteparameters conform basisset; defaultwaarde Plaxis voor K_0^{nc} (=Jaky) en M.
- **SS2:** λ^* zonder kruip; sterkteparameters conform basisset; defaultwaarde Plaxis voor K_0^{nc} (=Jaky) en M.
- **SS3:** λ^* inclusief kruip; sterkteparameters conform basisset; K_0^{nc} aangepast zodat M gelijk aan SSC9 (defaultwaarde SSC-model)
- **HS:** E_{oed}^{ref} inclusief kruip; sterkteparameters conform basisset; defaultwaarde Plaxis voor K_0^{nc} (=Jaky).

In Tabel 7.9 en Tabel 7.10 is een overzicht gegeven van de belangrijkste parameters voor de varianten met het Soft Soil model en de variant met het Hardening Soil model.

laag	κ^* [-]	λ^* [-]	λ_{kruip}^* [-]	OCR ₂ [-]	$v_{ur}^{1)}$ [-]	K_0^{nc} [-]		M [-]		
						SS en SS2	SS3	SS	SS2	SS3
K1	0,0238	0,085	0,1144	8,19	0,15	0,42	0,56	1,84	1,80	1,43
V1	0,0882	0,321	0,5206	4,99	0,15	0,50	0,64	1,60	1,55	1,21
V2	0,084	0,289	0,4997	2,79	0,15	0,50	0,64	1,60	1,54	1,21
V3	0,0652	0,285	0,5509	2,69	0,15	0,50	0,64	1,63	1,57	1,23
K2	0,0454	0,175	0,2578	2,47	0,15	0,47	0,61	1,70	1,66	1,30
V4	0,0738	0,307	0,5655	3,09	0,15	0,50	0,64	1,62	1,57	1,23
KZ	0,007	0,0694	0,0998	2,62	0,15	0,38	0,52	2,03	2,02	1,59

¹⁾ dit is de defaultwaarde van Plaxis

Tabel 7.9 Kenmerkende parameters Soft Soil model

laag	E_{ur}^{ref} [kPa]	E_{oed}^{ref} [kPa]		E_{50}^{ref} [kPa]	$E_{50;model}^{ref}$ [kPa]	K_0^{nc} [-]	$m^{1)}$ [-]	$v_{ur}^{2)}$ [-]
		met kruip	zonder kruip					
K1	15081	874	1176	1885	1748	0,42	1,00	0,15
V1	6215	192	312	777	384	0,50	1,00	0,15
V2	4974	200	346	622	400	0,50	1,00	0,15
V3	6244	182	351	781	363	0,50	1,00	0,15
K2	7306	388	571	913	776	0,47	1,00	0,15
V4	5514	177	326	689	354	0,50	1,00	0,15
KZ	45747	1002	1441	5718	2005	0,38	0,80	0,15

¹⁾ deze parameter is niet gelijk aan de M uit het Soft Soil en Soft Soil Creep-model
²⁾ dit is de defaultwaarde van Plaxis

Tabel 7.10 Kenmerkende parameters Hardening Soil model

In Tabel 7.11 is per variant aangegeven met welke waarden voor c' , ϕ' en K_0^{nc} gerekend is. Voor het Soft Soil-model is tevens de waarde van M weergegeven, waarbij ter vergelijking de waarde voor M gepresenteerd die volgt uit een waardebepaling van K_0^{nc} volgens Jaky (M_{Jaky}).

variant	parameter	laag						
		K1	V1	V2	V3	GL	BV	Kz
SS	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	ϕ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K_0^{nc} [-]	0,42	0,50	0,50	0,50	0,47	0,50	0,38
	M [-]	1,84	1,60	1,60	1,63	1,70	1,62	2,03
	M_{Jaky} [-]	1,84	1,60	1,60	1,63	1,70	1,62	2,03
SS2	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	ϕ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K_0^{nc} [-]	0,42	0,50	0,50	0,50	0,47	0,50	0,38
	M [-]	1,80	1,55	1,54	1,57	1,66	1,57	2,02
	M_{Jaky} [-]	1,80	1,55	1,54	1,57	1,66	1,57	2,02
SS3	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	ϕ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K_0^{nc} [-]	0,56	0,64	0,64	0,64	0,61	0,64	0,52
	M [-]	1,43	1,21	1,21	1,23	1,30	1,23	1,59
	M_{Jaky} [-]	1,84	1,60	1,60	1,63	1,70	1,62	2,03
HS	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	ϕ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K_0^{nc} [-]	0,42	0,50	0,50	0,50	0,47	0,50	0,38

Tabel 7.11 Sterkteparameters en afgeleide parameters per SS- en HS-variant

7.7 Materiaalparameters zand

Voor het ophoogzand en de pleistocene zandlaag zijn de materiaalparameters (Plaxis Mohr-Coulomb model) gebruikt uit Tabel 7.12.

laag	γ_{nat} [kN/m ³]	γ_{droog} [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ' [°]	c' [kPa]	ν [-]
ophoogzand	20	18	15	30	1	0,3
Pleistoceen zand	20	18	25	30	1	0,3

Tabel 7.12 MC-materiaalparameters voor het Pleistocene zand en ophoogmateriaal

7.8 Berekeningsstappen

In Figuur 7.3 zijn de berekeningsfases weergegeven die voor alle varianten zijn toegepast. Hierbij wordt het volgende opgemerkt:

- alle ophoogslagen worden in 1 dag aangebracht.
- het einde van fase 14 komt overeen met de hellingmeting op 11 maart 2002.
- het einde van fase 17 komt overeen met de hellingmeting op 12 november 2002.
- in fase 18 (eindconsolidatie) wordt een periode van 10.000 dagen (ongeveer 30 jaar) gesimuleerd.
- de fasen 19 tot en met 21 zijn gebruikt ter controle van de initiële kruipsnelheid (allen hebben als beginpunt fase 0).

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0.00 day	0	0	0
✓ sloot	2	0	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	2	1	3
✓ Geotextiel	3	2	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	3	4	6
✓ Ophoogslag 1	4	3	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	4	7	18
✓ 71 dg consolideren	5	4	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	71.00 day	5	19	29
✓ Drains installeren	6	5	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	6	30	32
✓ slag 2	7	6	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	7	33	44
✓ 104 dagen consolidatie	8	7	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	104.00 day	7	45	63
✓ slag 3	9	8	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	9	64	68
✓ 72 dagen consolidatie	10	9	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	72.00 day	9	69	69
✓ slag 4	11	10	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	11	70	73
✓ 115 dagen consolidatie	12	11	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	115.00 day	11	74	75
✓ slag 5	13	12	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	13	76	80
✓ 240 dagen consolidatie	14	13	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	240.00 day	13	81	83
✓ 56 dagen consolidatie	15	14	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	56.00 day	13	84	84
✓ overhoogte verwijderen	16	15	Plastic analysis (UM+)	Staged construction	1.00 day	16	85	88
✓ 190 dagen consolidatie	17	16	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	190.00 day	16	89	92
✓ eindconsolidatie	18	17	Consolidation analysis (UM+)	Staged construction	10000.00 day	16	93	98
✓ 1000 dagen kruip	19	0	Plastic analysis	Staged construction	1000.00 day	0	99	103
✓ 10000 dagen kruip	20	0	Plastic analysis	Staged construction	10000.00 day	0	104	110
✓ 100000 dagen kruip	21	0	Plastic analysis	Staged construction	1E5 day	0	111	118

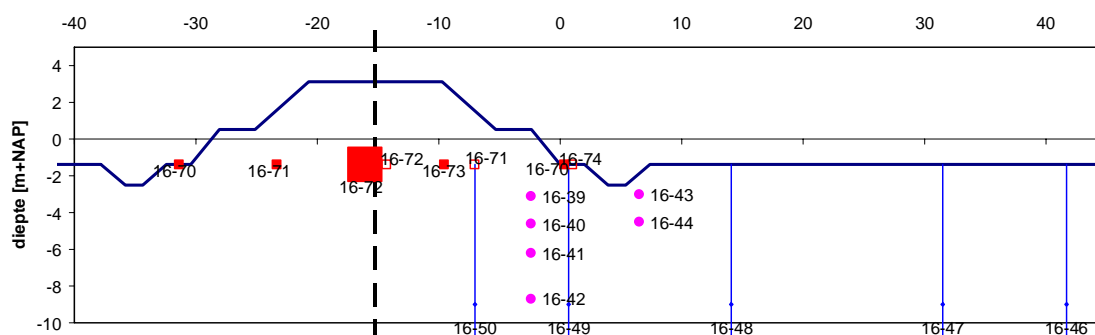
Figuur 7.3 Overzicht algemeen gebruikte berekeningsstappen Plaxis

8 Berekeningsresultaten Plaxis

In dit hoofdstuk wordt een vergelijking gegeven tussen de gemeten en met Plaxis berekende horizontale en verticale gronddeformaties en waterspanningen. Voor de horizontale gronddeformaties worden tevens de berekeningsresultaten met de methoden IJsseldijk-Loof en Bourges en Mieussens gepresenteerd.

8.1 Zettingen

De gemeten en berekende zettingen zijn met elkaar vergeleken voor zakbaak 16-72 en 16-75. Deze zakbaken bevinden zich ongeveer in het midden van de ophoging (zie Figuur 8.1). Zakbaak 16-75 bevindt zich tevens in het midden van de ophoging, maar iets verderop in het tracé. Zoals reeds genoemd paragraaf 3.1 en 5.2 zijn de meetdata van zakbaak 16-72 na ongeveer dag 355 onbetrouwbaar. Daarom wordt in de analyse alleen gekeken naar de berekeningsresultaten ten opzichte van zakbaak 16-75.

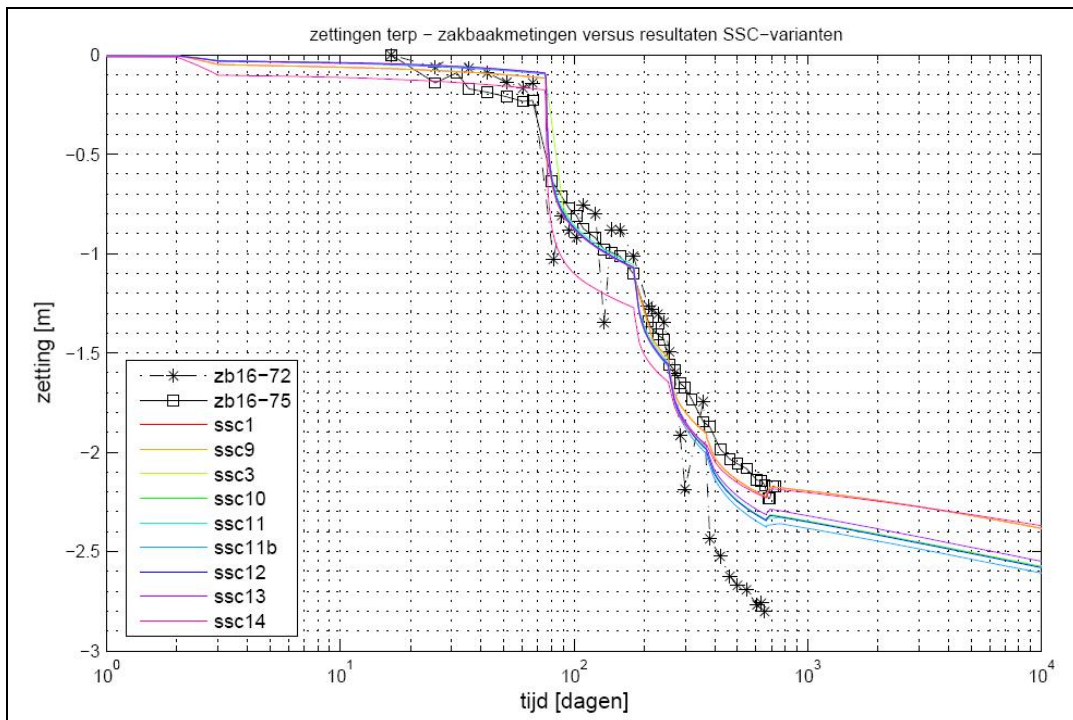


Figuur 8.1 Locatie zakbaak 16-72 en 16-75

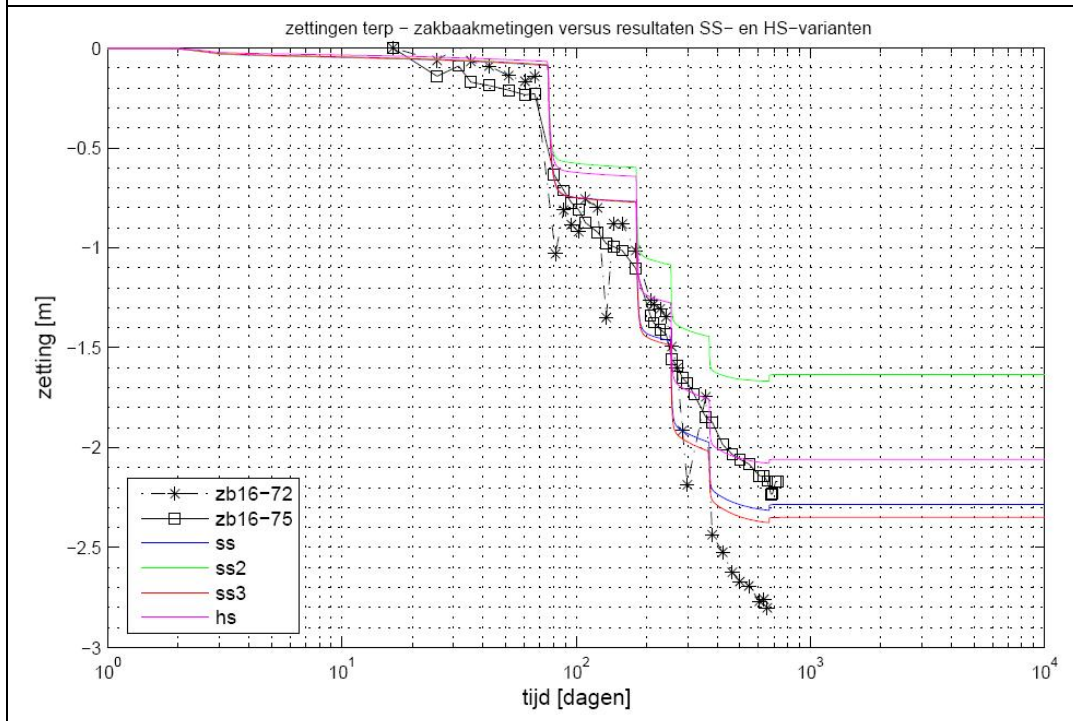
In de bovenste twee figuren van Bijlage B-2 zijn de ophoogslagen en zakbaakmetingen in de tijd weergegeven. Bijlage E bevat twee figuren waarin de gemeten en berekende zettingen zijn weergegeven voor respectievelijk de varianten met het SSC-model en de varianten met het SS- en HS-model. De zettingen uit deze figuren zijn tevens gepresenteerd in Figuur 8.2. Ter vergelijking van de verschillende varianten onderling zijn in Tabel 8.1 de met Plaxis berekende zettingen op het moment dat de overhoogte wordt verwijderd (= dag 658) gepresenteerd.

variant	dag 658		einzetting [m]	variant	dag 658		einzetting [m]
	zetting [m]	afwijking t.o.v. meting [%]			zetting [m]	afwijking t.o.v. meting [%]	
SSC1	-2,17	0	-2,40	SSC13	-2,31	+ 7	-2,56
SSC9	-2,24	+ 3	-2,48	SSC14	-2,22	+ 2	-2,38
SSC3	-2,34	+ 8	-2,58				
SSC10	-2,34	+ 8	-2,58	SS	-2,31	+ 7	-2,28
SSC11	-2,34	+ 8	-2,59	SS2	-1,67	- 23	-1,63
SSC11b	-2,38	+ 10	-2,62	SS3	-2,37	+ 10	-2,35
SSC12	-2,34	+ 8	-2,59	HS	-2,08	- 4	-2,06

Tabel 8.1 Berekende zetting op dag 658 en eindzetting



a. SSC-varianten



b. SS- en HS-varianten

Figuur 8.2 Gemeten versus met Plaxis berekende zettingen midden ophoging

Uit Figuur 8.2 en Tabel 8.1 blijkt het volgende voor de varianten met het SSC-model:

- De berekende zettingen voor variant SSC1 komen zeer goed overeen met de metingen. De berekende eindzetting is gelijk aan de berekende eindzetting uit MSettle-variant lab2.
- De varianten SSC1, SSC9 en SSC14 benaderen de meting het beste.
- De berekende zettingen voor de varianten SSC3, SSC10, SSC11 en SSC12 zijn nagenoeg gelijk.
- De berekende zettingen zijn bij variant SSC11b het grootst.

Uit Figuur 8.2 en Tabel 8.1 blijkt het volgende voor de varianten met het SS- en HS-model:

- Voor alle varianten geldt dat het berekende tijd-zettingsverloop afwijkt van de meting. Dit is goed verklaarbaar, omdat in deze modellen de kruip verwerkt is (behalve variant SS2) in de primaire samendrukkingsparameters. Hierdoor wordt het tijd-zettingsverloop alleen door de consolidatie bepaald.
- De berekende zettingen met variant SS2 geven geen goede benadering van de werkelijkheid. Dit is ook logisch, omdat in deze variant de kruipcomponent is verwaarloosd.
- De berekende zettingen met het HS-model geven gedurende het ophoogproces het beste resultaat.
- Omdat het tijd-zettingsgedrag in de varianten met het Soft Soil- en Hardening Soil-model wordt bepaald door consolidatie, is het lange-termijn gedrag van de grond door kruip niet (goed) te modelleren.

Voor zettingsprognoses wordt in het algemeen gesteld dat een predictie met een afwijking van $\pm 10\%$ van de meting een goede predictie is. Als deze grens wordt aangehouden, dan voldoet alleen variant SS2 niet. De varianten SSC1, SSC9, SSC14 en HS vallen zelf binnen een afwijking van $\pm 5\%$ van de meting.

8.2 Horizontale gronddeformaties

In de komende subparagrafen worden de berekende horizontale deformaties gerapporteerd. Per locatie worden op verschillende tijdstappen de horizontale vervormingen over de diepte gerapporteerd. De berekende en gemeten horizontale gronddeformaties zijn weergegeven in de volgende bijlagen:

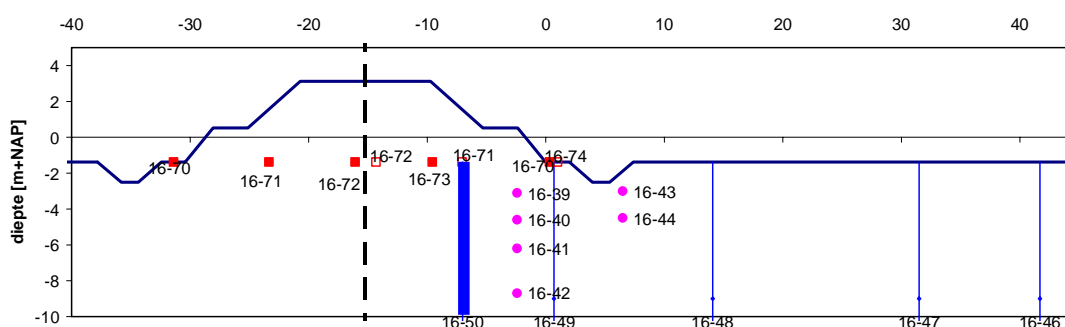
- Bijlage F: berekeningsresultaten met het SSC-model voor alle hellingmeetbuizen
- Bijlage G: berekeningsresultaten met het SS- en HS-model voor alle hellingmeetbuizen. ter vergelijking zijn hier ook de resultaten van variant SSC9 gepresenteerd.
- Bijlage H: berekeningsresultaten met de methode IJsseldijk en Bourges en Mieussens alsmede de Plaxisvarianten SSC9, SS3 en HS voor hellingmeetbuis 16-49 (= teen ophoging).

Hierbij is gekeken naar de volgende tijdstippen/momenten tijdens en na het ophoogproces:

- Na ieder ophoogslag
- Op 11 maart 2002
- Op 12 november 2002 (= laatste hellingmeting)
- Na 30 jaar (geen meetresultaten beschikbaar).

8.2.1 Hellingmeetbuis 16-50

In Figuur 8.3 is de locatie van hellingmeetbuis 16-50 aangegeven. Deze hellingmeetbuis bevindt zich ongeveer halverwege het talud van de terp.



Figuur 8.3 Locatie hellingmeetbuis 16-50

Voor hellingmeetbuis 16-50 zijn de berekende gronddeformaties vergeleken met de metingen in de Bijlage F-2 en Bijlage G-2. Uit Bijlage F-2 (SSC-model) blijkt het volgende:

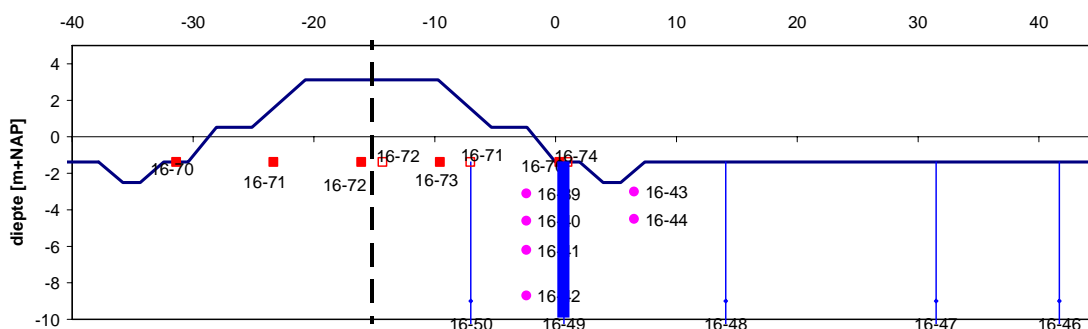
- Bij slag 1 wijkt alleen variant SSC14 af van de meting. Alle overige varianten liggen dicht bij de meting.
- Van slag 2 tot en met 5 zijn de maximaal gemeten horizontale gronddeformaties groter dan berekend, met uitzondering van slag 2 en 3 van variant SSC14.
- Het maximum van de gemeten horizontale gronddeformaties zakt van circa NAP -3,8 m na slag 2 naar circa NAP -5,3 m op 11 maart 2002. Bij de meting van 12 november 2002 is het niveau van het maximum weer terug gesprongen naar NAP -3,8 m. Tussen de meting van 11 maart 2002 en 12 november 2002 is op 6 mei 2002 de overhoogte verwijderd. Bij alle berekeningsvarianten ligt het niveau van het maximum op circa NAP -3,5 m.
- Boven het niveau van het gemeten maximum buigen de gemeten horizontale gronddeformaties sterk terug. Dit wordt in geen enkel berekeningsresultaat terug gevonden.
- De maximale waarde van de horizontale gronddeformatie wordt het best voorspeld met de varianten SSC9, SSC11, SSC11b en SSC14.
- Van alle varianten wijken de varianten SSC1 en SSC13 het verst af van de metingen.

Uit Bijlage G-2 (SS- en HS-model) blijkt het volgende:

- Met uitzondering van de laatste meting zijn de maximaal gemeten horizontale gronddeformaties groter dan berekend.
- Het maximum van de gemeten horizontale gronddeformaties zakt van circa NAP -3,8 m na slag 2 naar circa NAP -5,3 m op 11 maart 2002. Bij de meting van 12 november 2002 is het niveau van het maximum weer terug gesprongen naar NAP -3,8 m. Tussen de meting van 11 maart 2002 en 12 november 2002 is op 6 mei 2002 de overhoogte verwijderd. Bij alle berekeningsvarianten ligt het niveau van het maximum op circa NAP -3,5 m.
- Boven het niveau van het gemeten maximum buigen de gemeten horizontale gronddeformaties sterk terug. Dit wordt in geen enkel berekeningsresultaat terug gevonden.
- Van alle varianten benadert de variant HS de metingen het beste.

8.2.2 Horizontale vervormingen in 16-49

In Figuur 8.4 is de locatie van hellingmeetbuis 16-49 gegeven. Deze hellingmeetbuis staat in de teen van de ophoging.



Figuur 8.4 Locatie hellingmeetbuis 16-49

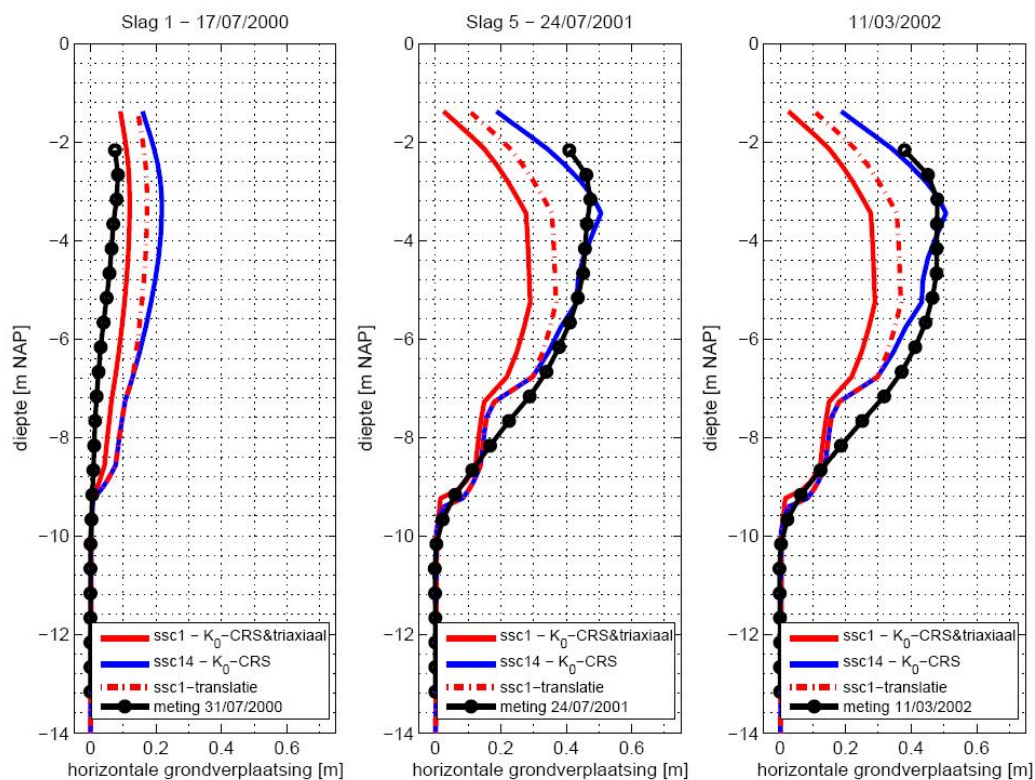
Voor hellingmeetbuis 16-49 zijn de berekende gronddeformaties vergeleken met de metingen in de Bijlage F-3 en Bijlage G-3. Uit Bijlage F-3 (SSC-model) blijkt het volgende:

- Bij slag 1 wijkt alleen variant SSC14 af van de meting. Alle overige varianten liggen dicht bij de meting.
- Met uitzondering van SSC14 blijven de berekende horizontale gronddeformaties tot en met de meting van 11 maart 2002 achter bij de metingen beneden het niveau van circa NAP -5,5 m.
- Met uitzondering van de varianten SSC1 en SSC14, is bij alle varianten een scherpe knik in de horizontale gronddeformaties te zien op circa NAP -3,45 m. Dit is op de overgang van laag V2 naar laag V3.
- De maximale waarde van de horizontale gronddeformatie wordt het best voorspeld met de varianten SSC9, SSC14 en HS.
- Het verloop van de horizontale gronddeformaties in de diepte wordt het best voorspeld met de varianten SSC1 en SSC14. Wat absolute waarde betreft blijven de vervormingen bij SSC1 sterk achter bij de meting. Dit wordt vooral veroorzaakt door de lagen beneden circa NAP -7 m.
- Van alle varianten wijken de varianten SSC1 en SSC13 het meest af van de metingen.

Uit Bijlage G-3 (SS- en HS-model) blijkt het volgende:

- Net als bij de SSC-varianten liggen na slag 1 de horizontale gronddeformaties dicht bij de meting.
- Net als bij de SSC-varianten blijven tot en met de meting van 11 maart 2002 de berekende horizontale gronddeformaties achter bij de metingen beneden het niveau van circa NAP -5,5 m
- Van alle varianten wijken de varianten SS en SS2 het verst af van de metingen
- Voor wat betreft waarde en vorm komt variant HS het best overeen met de metingen.

Zoals hierboven genoemd, blijkt dat de berekeningsresultaten bij variant SSC1 worden beïnvloed door het achterblijven van de horizontale gronddeformaties beneden het niveau van circa NAP -7 m. Om het effect hier van op de berekeningsresultaten te kunnen beoordelen zijn de berekeningsresultaten van variant SSC1 getransleerd op basis van de berekeningsresultaten van variant SSC14. Hierbij is als referentieniveau de knoop genomen (NAP -6,78 m) die zich net boven de laagscheiding tussen laag V3 en K2 (NAP -7,28 m) bevindt. Beneden dit niveau gelden voor de getransleerde gronddeformaties de waarden van variant SSC14.

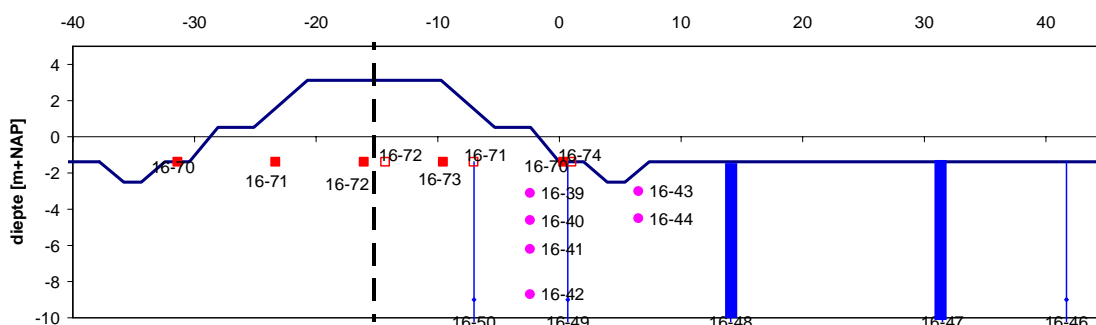


Figuur 8.5 Bepaling effect grondlagen beneden NAP -7 m

In Figuur 8.5 zijn voor slag 1, slag 5 en 11 maart 2002 de gemeten, berekende en getransleerde horizontale gronddeformaties weergegeven. Uit deze figuur blijkt dat als variant SSC1 wordt gecorrigeerd voor het achterblijven van de berekende horizontale gronddeformaties in de grondlagen beneden circa NAP -7 m, variant SSC1 een redelijk goede voorspelling geeft van de horizontale gronddeformaties.

8.2.3 Horizontale vervormingen in 16-48 en 16-47

De locatie van de hellingmeetbuizen 16-48 en 16-47 is weergegeven Figuur 8.6. Deze hellingmeetbuizen staan respectievelijk 14,1 m en 31,5 m uit de teen van de ophoging.



Figuur 8.6 Locatie hellingmeetbuizen 16.48 en 16.47

Voor hellingmeetbuis 16-48 zijn de berekende gronddeformaties vergeleken met de metingen in de Bijlage F-4 en Bijlage G-4; voor hellingmeetbuis 16-47 zijn dit Bijlage F-5 en Bijlage G-5. De maximaal gemeten horizontale gronddeformatie bij deze hellingmeetbuizen bedraagt

respectievelijk 0,076 m en 0,097 m. Aan de analyse van deze hellingmeetbuizen is weinig aandacht besteed om de volgende redenen:

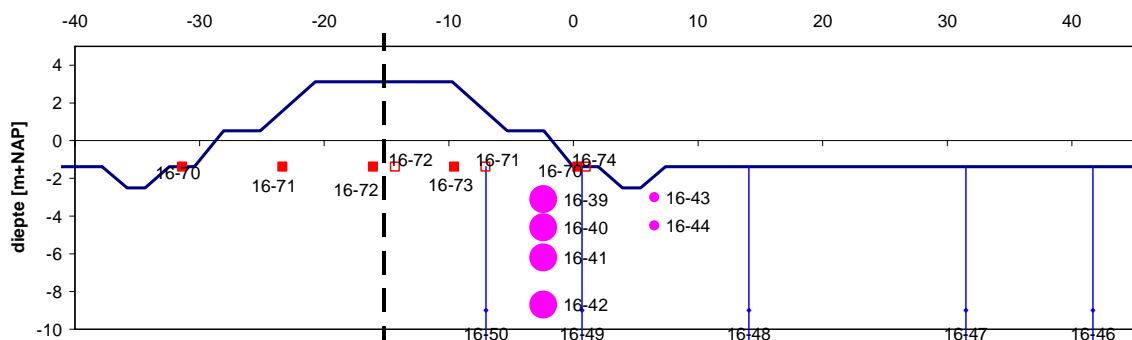
- De hellingmeetbuizen bevinden zich relatief ver van de teen van de ophoging vandaan bevinden ten opzichte van de dikte van de slappe lagen (1,65D en 3,7D).
- Op een aantal tijdstippen ontbreekt meetdata.
- Uit de meetresultaten blijkt dat de maximale horizontale gronddeformatie bij hellingmeetbuis 16-47 groter is dan bij 16-48. Dit is fysisch niet te verklaren als een gevolg van het ophoogproces.

Wat wel het vermelden waard is, is het volgende:

- Van alle varianten wordt alleen bij de varianten SSC1, SSC14 en HS de juiste richting van de verplaatsing (van de terp af) voorspeld
- Variant SSC14 geeft het beste berekeningsresultaat vergeleken met de metingen.

8.3 Waterspanningen

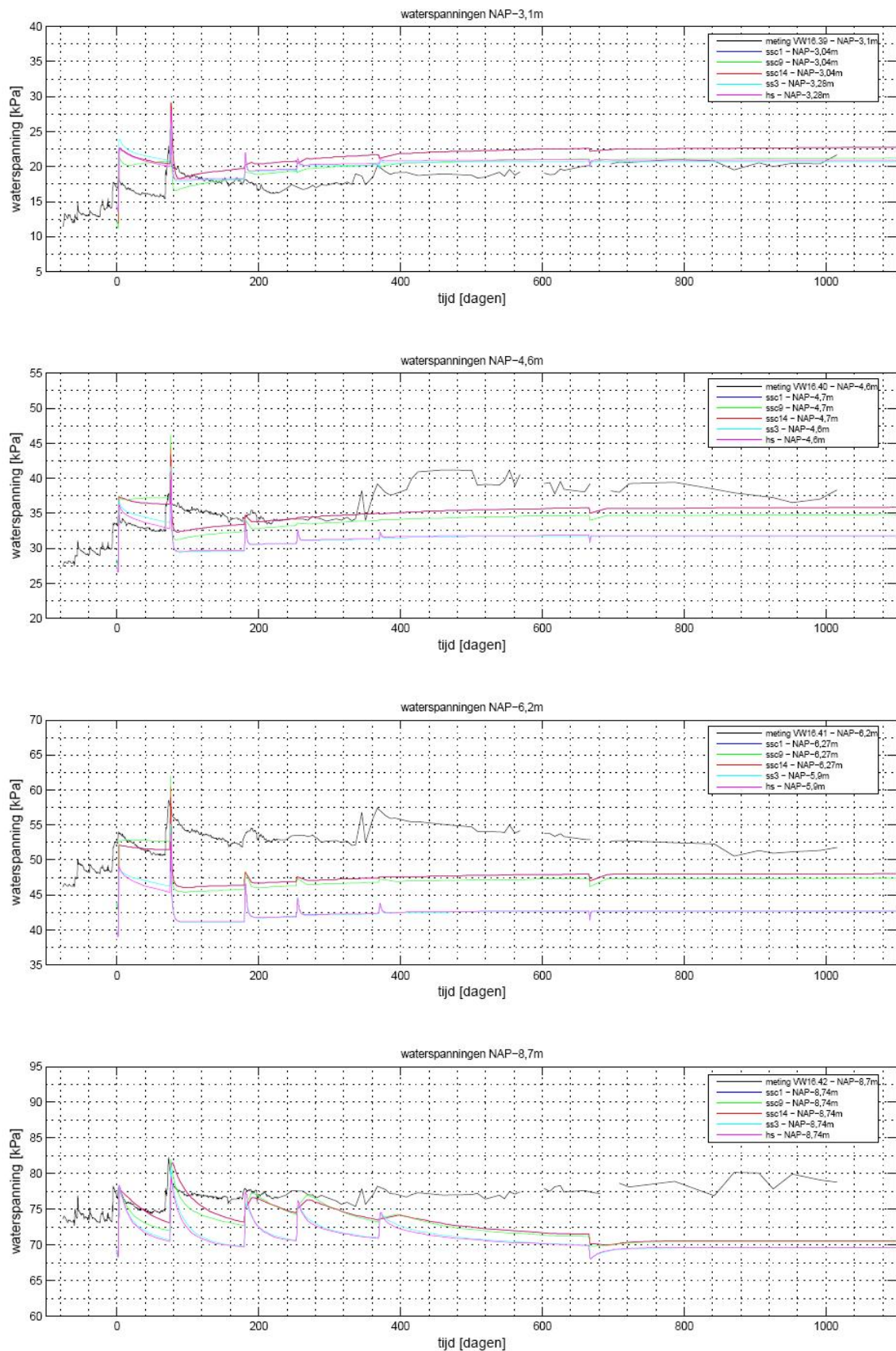
Figuur 8.7 toont de locatie van de raai waar de waterspanningen in gemonitord zijn met de bijbehorende nummer van de opnemers. Voor de berekeningsvarianten SSC1, SSC9, SSC14, SS3 en HS zijn het verloop van de waterspanningen in de tijd ter plaatse van deze opnemers weergegeven in Bijlage I en Figuur 8.8.



Figuur 8.7 Locatie van de waterspanningsmeters

Uit Figuur 8.8 blijkt het volgende:

- Het effect van de ophoogslagen op de waterspanningen is in de berekeningen tot circa 10 kPa groter dan in de metingen.
- Het afstromen van de wateroverspanningen na een ophoogslag (vooral slag 2) gaat in de berekeningen sneller dan uit de metingen blijkt.
- Uit de berekeningsresultaten blijkt dat naarmate de diepte toeneemt, de berekende waterspanningen lager zijn dan gemeten. Op een diepte van NAP -3,1 zijn de wateroverspanningen na slag 5 redelijk gelijk, maar verder liggen de metingen beneden de simulaties.
- Voor de bovenste twee opnemers ontlopen de verschillende berekeningsvarianten elkaar niet veel (maximaal circa 3 kPa). Voor de onderste twee opnemers loopt het onderlinge verschil op tot maximaal circa 10 kPa.
- De berekeningsvarianten met het SSC-model benaderen over het algemeen de metingen het beste.



Figuur 8.8 Gemeten en met Plaxis berekende waterspanningen in de tijd

8.4 Stabiliteit

Voor een aantal varianten met verschillende sterkteparameters is in eerste instantie de stabiliteitsfactor na ieder ophoogslag bepaald met de c' - $\tan\phi'$ -reductie. Dit blijkt in de praktijk echter een lastige methode om de verschillende varianten met elkaar te vergelijken, omdat het bezwijkmechanisme niet uniform is.

Om de invloed van de stabiliteit van de terp op de horizontale gronddeformaties te bepalen is na iedere ophoogslag een plot gemaakt van de relatieve schuifspanningen in het grondmassief. De relatieve schuifspanning wordt bepaald door de optredende schuifspanning te delen door de maximale schuifweerstand. Bij een relatieve schuifspanning van 1 treedt plasticiteit op.

In Bijlage J zijn per ophoogslag de relatieve schuifspanningen weergegeven van de varianten SSC1, SSC9, SSC14 en HS. Deze keuze is gemaakt op basis van de conclusies uit paragraaf 8.2.

Uit bijlage J blijkt het volgende:

- Na slag 1 ontstaan er in de slappe lagen rond de teen van de terp hoge relatieve schuifspanningen ($>0,7$) bij variant SSC1 en SSC14. Bij variant SSC9 en HS liggen de relatieve schuifspanningen op dezelfde locatie tussen circa 0,3 en 0,5.
- Na slag 2 nemen de relatieve schuifspanningen bij alle varianten ruim toe. Bij de varianten SSC1 en SSC14 is een groot deel van de slappe lagen (bijna) plastisch en vertonen een vergelijkbaar patroon. Bij variant SSC9 is het gebied met (bijna) plasticiteit wat minder groot; bij variant HS komt de relatieve schuifspanning niet hoger dan circa 0,7.
- Na slag 3 nemen de relatieve schuifspanningen bij alle varianten weer af. Dit is het sterkst bij variant SSC9, waar de relatieve schuifspanningen rond de teen zakken van 1,0 naar 0,45. Bij variant SSC1 blijven de relatieve schuifspanningen het hoogst.
- Na slag 4 zijn de relatieve schuifspanningen in de slappe lagen bij alle varianten vergelijkbaar met de fase na slag 3. Alleen bij de aansluiting van de terp op de steunberm nemen de relatieve schuifspanningen in het zand wel toe.
- Na slag 5 nemen de relatieve schuifspanningen alleen toe in de toplagen onder de steunberm in het zandlichaam. Voor de diepere slappe lagen verandert er nauwelijks wat.

Uit het hier boven genoemde wordt geconcludeerd dat de stabiliteit van de terp tijdens het ophogen in alle SSC-varianten relatief laag is. De berekende horizontale grondverplaatsingen worden hierdoor sterk beïnvloed.

Voor de variant met het Hardening Soil-model speelt de stabiliteit van de terp een minder grote rol bij de horizontale gronddeformaties. Dat deze variant wat betreft horizontale gronddeformaties goed scoort ten opzichte van de metingen heeft daarom deels te maken met de gebruikte stijfheid van de slappe lagen. Zoals genoemd in paragraaf 7.4.3 is de kruip verdisconteerd in de gebruikte stijfheden bij dit model. Dit betekent dat voor de kleilagen de stijfheid met een factor 1,4 à 1,5 is verlaagd en bij de veenlagen met een factor 1,6 à 1,9. Indien de berekeningsresultaten hier voor zouden worden gecorrigeerd zouden de berekende horizontale gronddeformaties met het Hardening Soil-model juist achter blijven bij de metingen. Dit wordt mede veroorzaakt door de relatief (te) hoge stabiliteit van de terp.

9 Voorspelbaarheid horizontale gronddeformaties

Het hoofddoel van het analyseren van deze case is om een uitspraak te kunnen doen over de voorspellende waarde van de geselecteerde modellen: tijdens de bouw, na consolidatie, en na kruip voor horizontale gronddeformaties (en zettingen).

In Tabel 9.1 zijn de resultaten weergegeven van de maximaal gemeten horizontale gronddeformaties ($\Delta U_{x,max}$) en het bijbehorende niveau voor hellingmeetbuis 16-50 en 16-49 voor verschillende bouwfasen. Deze meetresultaten zijn vergeleken met de berekeningsresultaten voor alle Plaxisvarianten (zie Tabel 9.3 tot en met Tabel 9.4). Voor de methoden IJsseldijk en Bourges en Mieussens is alleen vergeleken met de resultaten voor hellingmeetbuis 16-49 (zie Tabel 9.6).

fase	HMB 16-50		HMB 16-49	
	$\Delta U_{x,max}$	niveau	$\Delta U_{x,max}$	niveau
	[m]	[m NAP]	[m]	[m NAP]
slag 1	0,023	-1,76	0,084	-2,67
slag 2	0,192	-3,76	0,401	-2,67
slag 3	0,278	-4,76	0,403	-2,67
slag 4	0,377	-4,76	0,439	-2,67
slag 5	0,438	-5,26	0,473	-3,17
11/03/2002	0,486	-5,26	0,480	-3,17
12/11/2002	0,456	-3,76	0,488/0,461 ¹⁾	-2,17/-3,67 ¹⁾

¹⁾ bij deze meting knikt de hellingmeetbuis aan de kop uit, terwijl de rest van de buis een ander verloop geeft. Vermoed wordt dat de kopmeting onbetrouwbaar is.

Tabel 9.1 Meetresultaten maximale horizontale gronddeformatie en niveau voor hellingmeetbuis 16-50 en 16-49

Om de verschillende varianten te kunnen beoordelen is in Tabel 9.3, Tabel 9.4 en Tabel 9.5 gebruik gemaakt van kleurcoderingen. Deze kleurcodering is weergegeven in Tabel 9.2. Hierbij is voor de waarde van de horizontale gronddeformaties aangehouden dat een voorspelling binnen 15% van de meting een goede (groen) voorspelling is; binnen 33% van de meting is redelijk (geel) en buiten de 33% fout (rood).

Voor de voorspelling van het niveau waarop het maximum optreedt, is binnen 0,85 m (= 10% van de dikte van de slappe lagen) van de meting goed (groen); binnen 1,7 m redelijk (geel) en buiten de 1,7 m fout (rood).

Legenda:	
	= verschil maximale horizontale verplaatsing $>\pm 33\%$; verschil niveau $>\pm 1,7m$
	= verschil maximale horizontale verplaatsing $>\pm 15\%$ en $<\pm 33\%$; verschil niveau $>\pm 0,85m$ en $<\pm 1,7m$
	= verschil maximale horizontale verplaatsing $<\pm 15\%$; verschil niveau $<\pm 0,85 m$

Tabel 9.2 Legenda kleurcodering voor Tabel 9.3 t/m Tabel 9.6

variant	fase	HMB16-50				HMB 16-49			
		$\Delta U_{x,max}$		niveau		$\Delta U_{x,max}$		niveau	
		[m]	relatief	[m NAP]	relatief	[m]	relatief	[m NAP]	relatief
SSC1	slag 1	0,050	217%	-0,51	1,25	0,098	117%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,099	52%	-0,51	3,25	0,196	49%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,169	61%	-3,45	1,31	0,174	43%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,227	60%	-3,45	1,31	0,201	46%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,282	64%	-3,45	1,81	0,229	48%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,317	65%	-3,45	1,81	0,249	52%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,316	69%	-3,90	-0,14	0,251	54%	-3,45	0,22
	eind	0,344		-3,90		0,291		-3,45	
SSC9	slag 1	0,052	226%	-0,51	1,25	0,119	142%	-2,80	-0,13
	slag 2	0,111	58%	-0,51	3,25	0,262	65%	-3,12	-0,45
	slag 3	0,208	75%	-3,45	1,31	0,360	89%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,288	76%	-3,45	1,31	0,415	95%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,375	86%	-3,45	1,81	0,476	101%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,444	91%	-3,45	1,81	0,528	110%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,450	99%	-3,90	-0,14	0,539	117%	-3,45	0,22
	eind	0,503		-3,90		0,604		-3,45	
SSC3	slag 1	0,049	213%	-0,51	1,25	0,095	113%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,105	55%	-0,51	3,25	0,229	57%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,187	67%	-3,45	1,31	0,314	78%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,257	68%	-3,45	1,31	0,360	82%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,332	76%	-3,45	1,81	0,409	86%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,392	81%	-3,45	1,81	0,451	94%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,394	86%	-3,45	0,31	0,458	99%	-3,45	0,22
	eind	0,438		-3,90		0,511		-3,45	
SSC10	slag 1	0,049	213%	-0,51	1,25	0,095	113%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,108	56%	+0,52	4,28	0,230	57%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,186	67%	-3,45	1,31	0,325	81%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,259	69%	-3,45	1,31	0,372	85%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,339	77%	-3,45	1,81	0,424	90%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,402	83%	-3,45	1,81	0,468	98%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,405	89%	-3,45	0,31	0,475	103%	-3,45	0,22
	eind	0,447		-3,90		0,528		-3,45	
SSC11	slag 1	0,046	200%	-0,51	1,25	0,090	107%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,130	68%	+0,52	4,28	0,289	72%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,214	77%	-3,45	1,31	0,423	105%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,299	79%	-3,45	1,31	0,481	110%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,392	89%	-3,45	1,81	0,546	115%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,468	96%	-3,45	1,81	0,600	125%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,473	104%	-3,45	0,31	0,610	132%	-3,45	0,22
	eind	0,525		-3,90		0,669		-3,45	

Tabel 9.3 Beoordeling berekeningsresultaten SSC1, SSC9, SSC3, SSC10 en SSC11

variant	fase	HMB16-50				HMB 16-49			
		$\Delta U_{x,max}$		niveau		$\Delta U_{x,max}$		niveau	
		[m]	relatief	[m NAP]	relatief [m]	[m]	relatief	[m NAP]	relatief [m]
SSC11b	slag 1	0,049	213%	-0,51	1,25	0,096	114%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,150	78%	+0,52	4,28	0,336	84%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,229	82%	-3,45	1,31	0,479	119%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,316	84%	-3,45	1,31	0,539	123%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,412	94%	-3,45	1,81	0,606	128%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,489	101%	-3,45	1,81	0,660	138%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,494	108%	-3,45	0,31	0,669	145%	-3,45	0,22
	eind	0,543		-3,90		0,725		-3,45	
SSC12	slag 1	0,049	213%	-0,51	1,25	0,096	114%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,096	50%	-0,51	3,25	0,198	49%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,175	63%	-3,45	1,31	0,257	64%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,244	65%	-3,45	1,31	0,298	68%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,319	73%	-3,45	1,81	0,345	73%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,379	78%	-3,45	1,81	0,384	80%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,381	84%	-3,45	0,31	0,390	85%	-3,45	0,22
	eind	0,424		-3,90		0,442		-3,45	
SSC13	slag 1	0,052	226%	-0,51	1,25	0,103	123%	-3,45	-0,78
	slag 2	0,092	48%	-0,51	3,25	0,185	46%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,159	57%	-3,45	1,31	0,206	51%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,218	58%	-3,45	1,31	0,239	54%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,279	64%	-3,45	1,81	0,275	58%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,326	67%	-3,45	1,81	0,304	63%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,326	71%	-3,45	0,31	0,308	67%	-3,45	0,22
	eind	0,361		-3,45		0,354		-3,45	
SSC14	slag 1	0,100	435%	-0,51	1,25	0,218	260%	-3,45	-0,78
	slag 2	0,248	129%	-3,90	-0,14	0,435	108%	-3,90	-1,23
	slag 3	0,277	100%	-3,45	1,31	0,417	104%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,331	88%	-3,45	1,31	0,444	101%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,384	88%	-3,45	1,81	0,467	99%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,437	90%	-3,12	2,14	0,506	105%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,405	89%	-3,45	0,31	0,479	104%	-3,45	0,22
	eind	0,424		-3,45		0,514		-3,45	

Tabel 9.4

Beoordeling berekeningsresultaten SSC11b, SSC12, SSC13 en SSC14

variant	fase	HMB16-50				HMB 16-49			
		$\Delta U_{x,max}$		niveau		$\Delta U_{x,max}$		niveau	
		[m]	relatief	[m NAP]	relatief [m]	[m]	relatief	[m NAP]	relatief [m]
SS	slag 1	0,046	200%	-0,51	1,25	0,087	104%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,075	39%	-0,51	3,25	0,145	36%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,141	51%	-3,45	1,31	0,177	44%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,259	69%	-3,45	1,31	0,228	52%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,342	78%	-3,45	1,81	0,269	57%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,382	79%	-3,45	1,81	0,283	59%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,374	82%	-3,45	0,31	0,277	60%	-3,45	0,22
	eind	0,374		-3,45		0,277		-3,45	
SS2	slag 1	0,046	200%	-0,51	1,25	0,087	104%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,075	39%	-0,51	3,25	0,146	36%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,125	45%	-3,45	1,31	0,165	41%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,205	54%	-3,45	1,31	0,209	48%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,263	60%	-3,45	1,81	0,247	52%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,288	59%	-3,45	1,81	0,264	55%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,280	61%	-3,45	0,31	0,259	56%	-3,45	0,22
	eind	0,280		-3,45		0,259		-3,45	
SS3	slag 1	0,043	187%	-0,51	1,25	0,086	102%	-3,12	-0,45
	slag 2	0,087	45%	+0,52	4,28	0,194	48%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,148	53%	-3,45	1,31	0,231	57%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,254	67%	-3,45	1,31	0,301	69%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,336	77%	-3,45	1,81	0,362	77%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,376	77%	-3,45	1,81	0,393	82%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,369	81%	-3,45	0,31	0,388	84%	-3,45	0,22
	eind	0,369		-3,45		0,388		-3,45	
HS	slag 1	0,035	152%	-0,51	1,25	0,073	87%	-3,45	-0,78
	slag 2	0,168	88%	+0,52	4,28	0,355	89%	-3,45	-0,78
	slag 3	0,208	75%	-3,45	1,31	0,400	99%	-3,45	-0,78
	slag 4	0,328	87%	-3,45	1,31	0,464	106%	-3,45	-0,78
	slag 5	0,417	95%	-3,45	1,81	0,517	109%	-3,45	-0,28
	11/03/2002	0,463	95%	-3,45	1,81	0,537	112%	-3,45	-0,28
	12/11/2002	0,457	100%	-3,45	0,31	0,533	116%	-3,45	0,22
	eind	0,457		-3,45		0,533		-3,45	

Tabel 9.5

Beoordeling berekeningsresultaten SS- en HS-model

variant	fase	HMB16-49			
		$\Delta U_{x,max}$		niveau	
		[m]	relatief	[m NAP]	relatief
Ijsseldijk	slag 1	0,002	9%	-3,38	-0,71
	slag 2	0,145	36%	-3,38	-0,71
	slag 3	0,264	66%	-3,38	-0,71
	slag 4	0,326	74%	-3,38	-0,71
	slag 5	0,376	79%	-3,38	-0,21
	11/03/2002	0,424	88%	-3,38	-0,21
	eind	0,503		-3,38	
B&M	slag 1	0,018	78%	-3,51	-0,84
	slag 2	0,166	41%	-3,51	-0,84
	slag 3	0,327	81%	-3,51	-0,84
	slag 4	0,430	98%	-3,51	-0,84
	slag 5	0,503	106%	-3,51	-0,34
	11/03/2002	0,553	115%	-3,51	-0,34
	eind	0,565		-3,51	
B&M –fit	slag 1	0,018	78%	-3,51	-0,84
	slag 2	0,126	31%	-3,51	-0,84
	slag 3	0,276	68%	-3,51	-0,84
	slag 4	0,377	86%	-3,51	-0,84
	slag 5	0,449	95%	-3,51	-0,34
	11/03/2002	0,499	104%	-3,51	-0,34
	eind	0,514		-3,51	

Tabel 9.6 Beoordeling berekeningsresultaten analytisch/empirisch

Uit de hier boven gepresenteerde tabellen wordt het volgende geconcludeerd:

- De horizontale gronddeformaties onder de terp (hellingmeetbuis 16-50) worden slecht voorspeld. Alleen voor de laatste meting (12/11/2002) komt variant HS het meest in de buurt gevolgd door SSC14, SSC11, SSC11b en SSC9.
- Het niveau waarop de maximale horizontale gronddeformaties optreden wordt voor alle (Plaxis)varianten onder de terp slecht voorspeld in tegenstelling tot in de teen van de ophoging.
- De horizontale gronddeformaties in de teen van de ophoging (hellingmeetbuis 16-49) wordt gedurende alle fasen het best voorspeld met de Plaxisvarianten HS en SSC14 gevolgd door SSC9 en SSC10.
- Alle varianten met het SS-model presteren matig tot slecht.
- Van de methode Ijsseldijk wordt in het algemeen gesteld dat deze conservatief is. Dit blijkt niet uit deze case. De voorspelling voor de meting op 11/03/2002 is goed; voor de rest van de bouwfases is de voorspelling matig. Wordt gebruik gemaakt van de resultaten van de zakbaakfit (zie paragraaf 6.2.2) dan wordt de voorspelling voor de meting op 11/03/2002 matig (= 83%).
- Met de methode Bourges en Mieussens worden goede resultaten geboekt. Door gebruik te maken van de resultaten van de zakbaakfit wordt de voorspelling beter.

10 Conclusies

10.1 Zettingen

In deze case geeft alleen de variant SS2 een slechte zettingsprognose. Dit komt omdat in deze variant het effect van kruipvervormingen niet is meegenomen. Alle overige predicties met Plaxis en MSettle (lab2) voorspellen de zettingen binnen een marge van 10%. Voor de varianten SSC1, SSC9, SSC14 en HS vallen zelfs binnen een marge van 5%.

10.2 Horizontale gronddeformaties

10.2.1 Empirisch analytisch

Van de methode IJsseldijk wordt in het algemeen gesteld dat deze conservatief is. Dit blijkt niet uit deze case. De voorspelling van de maximale waarde van de horizontale gronddeformatie is redelijk. Het verloop van de gronddeformaties over de diepte is goed.

Met de methode Bourges en Mieussens worden goede resultaten geboekt. Zowel wat betreft de voorspelling van de maximale waarde van de horizontale gronddeformatie als het verloop ervan in de diepte. Door gebruik te maken van de resultaten van de zakbaakfit wordt de voorspelling beter. Gezien het resultaat en de eenvoud van de methode lijkt deze methode zeer geschikt om een eerste prognose te maken voor de horizontale gronddeformaties.

Er dient echter nog beter te worden uitgezocht hoe de stabiliteitsfactor het beste wordt bepaald en of de voorspelling van de horizontale kruipdeformaties juist is. Hiervoor zijn echter lange-termijn metingen van zettingen en horizontale gronddeformaties nodig die op dit moment niet beschikbaar zijn.

10.2.2 Plaxis

Over het algemeen geldt dat met de varianten SSC9 en SSC14 de verticale en horizontale gronddeformaties het best worden voorspeld. Voor deze laatste geldt dit zowel onder als in de teen van de terp. Voor de bouwfase geldt dit ook voor de variant HS, echter in paragraaf 8.4 is geconstateerd dat dit wordt veroorzaakt door de forse stijfheidsreductie van de slappe lagen door het verrekenen van de kruip. Daarom valt de variant HS af in het rijtje met beste voorspellingen.

Als variant SSC1 wordt gecorrigeerd voor het achterblijven van de berekende horizontale gronddeformaties in de grondlagen beneden circa NAP -7 m dan geeft deze variant ook een redelijk goede voorspelling.

In Tabel 10.1 zijn de karakteristieke materiaalparameters weergegeven voor de best scorende varianten. Gezien de achtergrond en de uitgangspunten van het Soft Soil Creep-model en de berekeningsresultaten, sluit het bepalen van de betreffende parameters op de wijze van variant SSC14 hier het beste bij aan. SSC1 en SSC9 wijken door de relatief sterke invloed van de cohesie op het spanningsverloop in deze case, te sterk af van de randvoorwaarden van het Soft Soil Creep-model.

Dit betekent dus dat K_0^{nc} en M het beste bepaald kunnen worden uit K_0 -CRS-proeven. De hoek van inwendige wrijving φ' wordt zo gekozen dat $\tan \varphi' \approx M$. Uit numerieke overwegingen wordt voor de cohesie c' een zeer kleine waarde aangehouden.

Op basis van de resultaten van deze case wordt aanbevolen om in het ontwerpstadium dat nog geen resultaten van laboratoriumproeven beschikbaar zijn, de volgende waarden voor K_0^{nc} te hanteren:

- Veen: $0,3 \leq K_0^{nc} \leq 0,35$
- Klei: $0,35 \leq K_0^{nc} \leq 0,45$
- Zandige klei: $K_0^{nc} \geq 0,5$.

variant	parameter	laag						
		K1	V1	V2	V3	GL	BV	KZ
SSC1	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	ϕ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K_0^{nc} [-]	0,41	0,30	0,29	0,35	0,46	0,33	0,50
	$K_{0;Jaky}^{nc}$ [-]	0,42	0,50	0,50	0,50	0,47	0,50	0,38
	M [-]	1,85	2,16	2,19	2,02	1,71	2,08	1,60
	v_{ur} [-]	0,31	0,18	0,15	0,21	0,22	0,28	0,30
SSC9	c' [kPa]	3,8	4,1	4,1	4,1	3,5	4,1	3,3
	ϕ' [°]	35,3	30	30	30	32,2	30	38
	K_0^{nc} [-]	0,56	0,64	0,64	0,64	0,61	0,64	0,52
	$K_{0;Jaky}^{nc}$ [-]	0,42	0,50	0,50	0,50	0,47	0,50	0,38
	M [-]	1,44	1,20	1,20	1,20	1,30	1,20	1,55
	v_{ur} [-]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
SSC14	c' [kPa]	1,0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	ϕ' [°]	43,7	57,2	58,6	52,2	42,8	55,6	40,7
	K_0^{nc} [-]	0,41	0,30	0,29	0,35	0,46	0,33	0,50
	$K_{0;Jaky}^{nc}$ [-]	0,31	0,16	0,15	0,21	0,32	0,17	0,35
	M [-]	1,85	2,16	2,19	2,02	1,71	2,08	1,60
	v_{ur} [-]	0,31	0,18	0,15	0,21	0,22	0,28	0,30

Tabel 10.1 Sterkteparameters best scorende varianten

10.3 Waterspanningen

Het effect van de ophoogslagen op de waterspanningen is in de berekeningen tot circa 10 kPa groter dan in de metingen, vooral direct na het aanbrengen van een ophoogslag. Dit is een goed resultaat. De berekeningsvarianten SSC1 en SSC9 benaderen over het algemeen de metingen het beste.

10.4 Advies voor het maken van prognoses

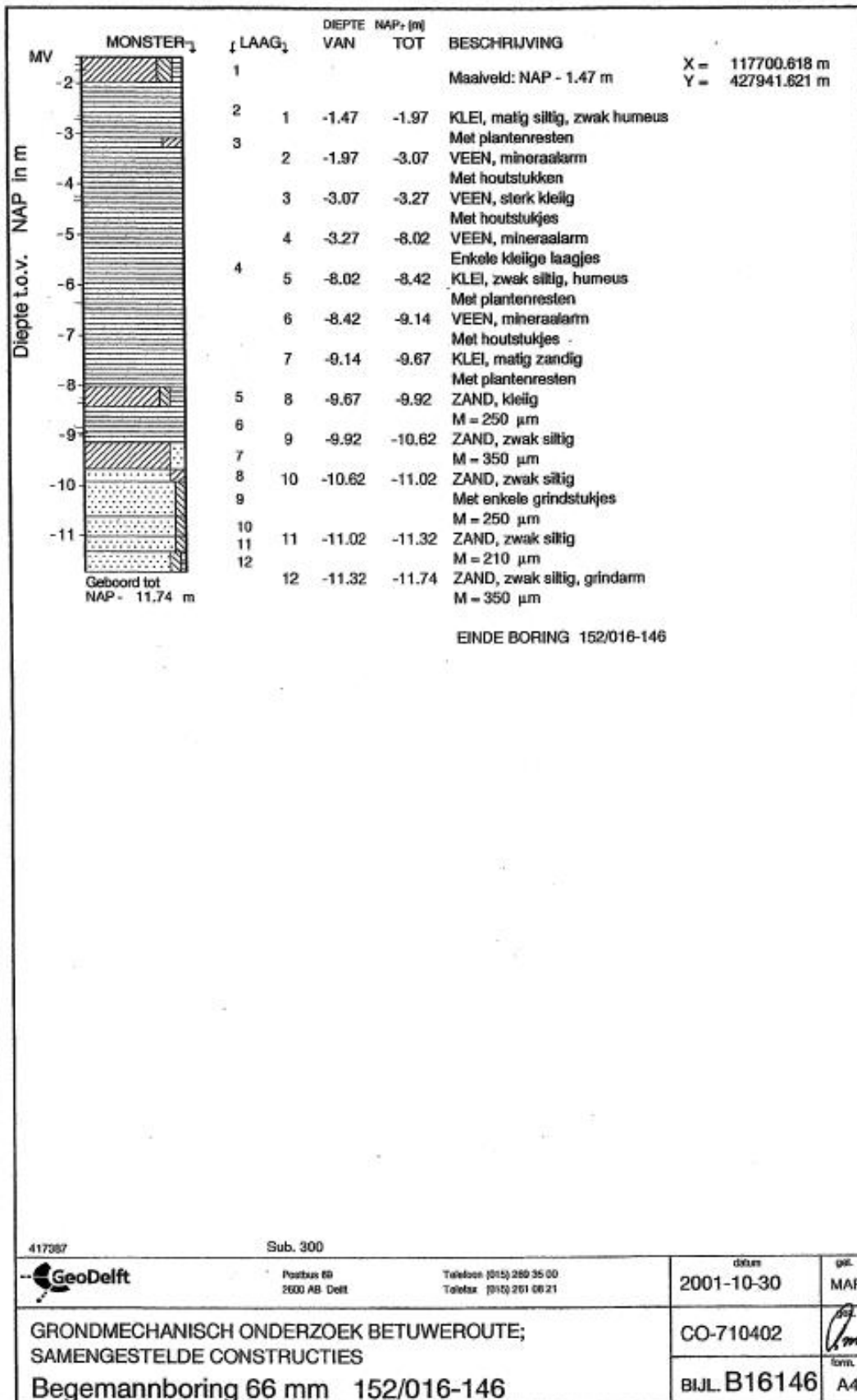
Op basis van deze case wordt het volgende geadviseerd:

- Voor het maken van een eerste inschatting van de horizontale gronddeformaties in de teen van een ophoging kan de methode Bourges en Mieussens worden gebruikt.
- Als de grond kruipgevoelig is kunnen de horizontale gronddeformaties het beste met het SSC-model worden bepaald. Bij niet-kruipgevoelige grond of als het verloop van de deformaties in de tijd minder belangrijk is, is het HS-model ook bruikbaar.
- Gezien de achtergrond en de uitgangspunten van het Soft Soil Creep-model en de berekeningsresultaten, kunnen de parameters K_0^{nc} en M het beste worden bepaald uit K_0 -CRS-proeven. De hoek van inwendige wrijving ϕ' moet zo worden gekozen dat $\tan \phi' \approx M$. Uit numerieke overwegingen wordt voor de cohesie c' een zeer kleine waarde aangehouden.

- Op basis van de resultaten van deze case wordt aanbevolen om in het ontwerpstadium dat nog geen resultaten van laboratoriumproeven beschikbaar zijn, de volgende waarden voor K_0^{nc} te hanteren:
 - Veen: $0,3 \leq K_0^{nc} \leq 0,35$
 - Klei: $0,35 \leq K_0^{nc} \leq 0,45$
 - Zandige klei: $K_0^{nc} \geq 0,5$.

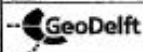
A Grondonderzoek en situatietekening





417367

Sub. 300

Postbus 66
2600 AB DelftTelefoon (015) 260 35 00
Telefax (015) 261 66 21datum
2001-10-30gml.
MARGRONDMECHANISCH ONDERZOEK BETUWERROUTE;
SAMENGESTELDE CONSTRUCTIES

CO-710402

Begemann boring 66 mm 152/016-146

BIJL. B16146

form.
A4

B Metingen ophoging en gronddeformaties in de tijd

C Parameters t.b.v. MSettle

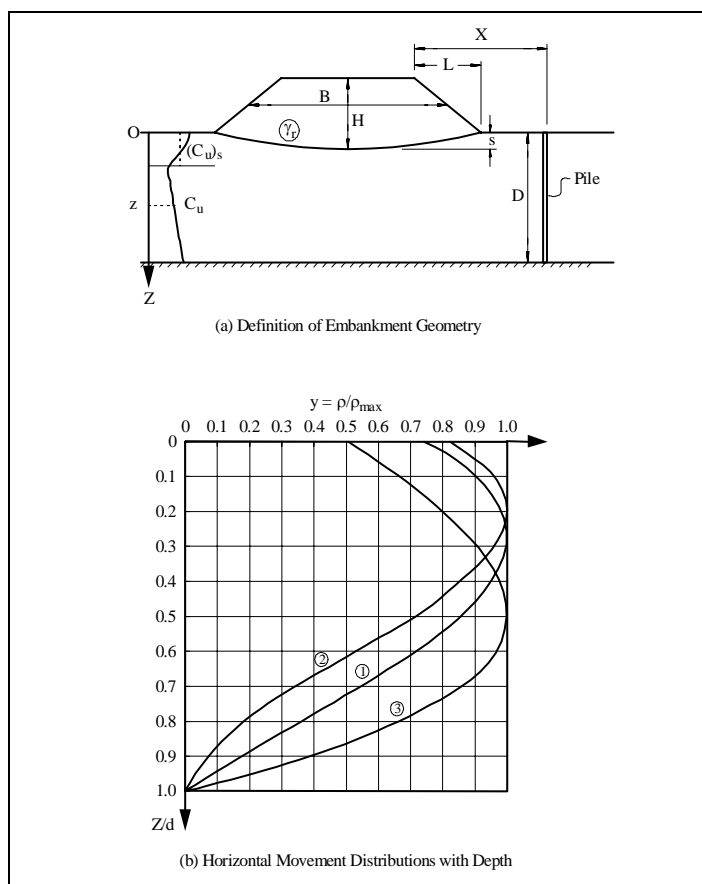
D Samenvatting methode Bourges en Mieussens

Bron: Bourges, F. en Mieussens, C., Déplacements latéraux à proximité des remblais sur sols compressibles, Méthode de prévision, Bulletin liaison Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 101, mai-juin 1979.

Horizontale gronddeformaties onder en naast ophogingen zijn moeilijk om nauwkeurig te voorspellen. Er kunnen vaak betere voorspellingen worden verkregen op basis empirische informatie. Bourges en Mieussens (1979) hebben 32 veldmetingen geanalyseerd en een praktische ontwerpmethodologie opgesteld voor het bepalen van horizontale gronddeformaties die hieronder wordt samengevat.

Bourges en Mieussens zijn tot de conclusie gekomen dat de belangrijke parameters voor het bepalen van horizontale gronddeformaties zijn (zie Figuur D.1a):

- De verhouding tussen de dikte van de slappe lagen (D) en de gemiddelde breedte van de ophoging (B);
- De verhouding tussen de afstand (X) vanaf de kruin en de lengte van het talud in horizontale richting (L);
- De ongedraineerde schuifsterkte c_u van de grond;
- De verhouding tussen de ongedraineerde schuifsterkte van de toplaag en de klei daaronder ($M=c_{us}/c_u$).



Figuur D.1 Paal naast een ophoging en verdeling van horizontale gronddeformaties

Opmerking: In het geval van een steunberm is wordt een fictief talud gebruikt dat begint bij de kruin van de ophoging en eindigt bij de teen van de steunberm.

Bourges en Mieussens maken onderscheid tussen drie algemene verdelingen van de horizontale gronddeformaties in de diepte. Deze zijn weergegeven in Figuur D.1b. Deze verdelingen gelden onder en bij de teen van de ophoging ($X/L \leq 1,5$) en kunnen worden uitgedrukt in de volgende vergelijkingen:

- Curve 1 (Algemene gemiddelde curve):

$$Y = 1,83Z^3 - 4,69Z^2 + 2,13Z + 0,73 \quad (1a)$$

- Curve 2 (waarbij de stijfheid van de samendrukbare lagen over de diepte redelijk uniform is):

$$Y = 3,42Z^3 - 6,37Z^2 + 2,14Z + 0,81 \quad (1b)$$

- Curve 3 (waarbij de samendrukbare lagen zich enkele meters onder het maaiveld bevinden):

$$Y = -2Z^3 + 1,5Z + 0,5 \quad (1c)$$

Waarin:

Y = dimensieloze factor voor horizontale grondverplaatsing = ρ_h / ρ_{hmax} [-]

ρ_h = horizontale grondverplaatsing [-]

ρ_{hmax} = maximale horizontale grondverplaatsing [m]

$Z = z/D$ = dimensieloze dieptefactor [-].

De grootte van de maximale horizontale grondverplaatsing, ρ_{hmax} , is gelijk aan de som van het initiële deel (ρ_i = zetting bij belasting tot de grensspanning) en consolidatie deel (ρ_c) van de zetting. ρ_i , de relatieve positie van het beschouwde punt (X/L) en de stabiliteitsfactor F bepalen de maximale initiële horizontale verplaatsing en de stabiliteitsfactor F , waarbij:

$$F = (\pi+2)c_{uav} / \gamma H \quad (2)$$

Waarin:

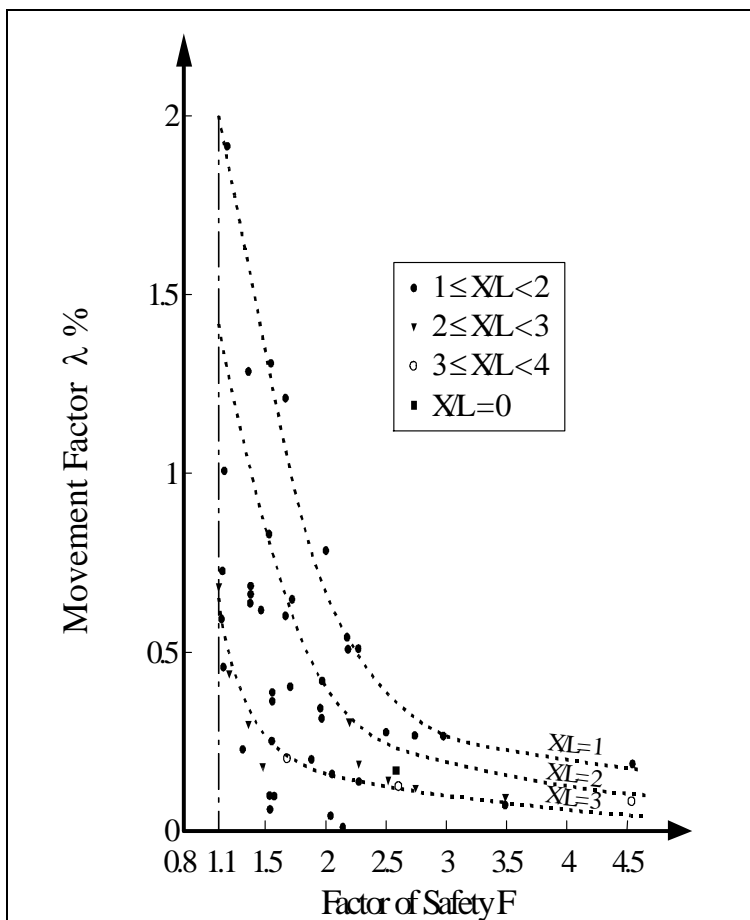
c_{uav} = gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte in de slappe (klei)lagen [kPa]

γ = volumieke massa van de ophoging [kN/m^3]

H = hoogte van de ophoging [m].

Op basis van de veldmetingen is Figuur D.2 samengesteld, waarin de dimensieloze bewegingsfactor λ (waarin $\lambda = \rho_{imax} / D$) is uitgezet tegen de stabiliteitsfactor F voor drie verschillende waarden van X/L . Zoals verwacht neemt λ toe als F afneemt, en wordt relatief groot als F in de buurt van bezwijken komt ($F \approx 1$).

Als X/L groter of gelijk is aan 4 wordt aangenomen dat de initiële horizontale verplaatsing verwaarloosbaar is ($\lambda = 0$).



Figuur D.2 Dimensieloze initiële horizontale verplaatsingsfactor λ

De maximale horizontale verplaatsing op een tijdstip in de consolidatiefase, $\rho_{cmax,t}$, is als volgt gecorreleerd aan de zetting tijdens de consolidatiefase S_c ter plaatse van het midden van de ophoging voor de situatie waarin $F \geq 1,3$ en $X/L < 2,25$:

$$\rho_{cmax,t} = 0.16 S_c = 0.16 (S_t - S_i) \quad (3)$$

Waarin:

S_t = totale zetting op tijdstip t [m]

S_i = initiële zetting [m].

Afhankelijk van de verhouding D/B wordt het consolidatiedeel van de zetting als volgt vermenigvuldigd met een vergrotingsfactor:

- $D/B > 0,6$: $S_{c,D/B} = 1,2 S_c$
- $D/B = 0,4$: $S_{c,D/B} = 1,1 S_c$
- $D/B < 0,25$: $S_{c,D/B} = S_c$.

Samengevat betekent dit dat de maximale horizontale grondverplaatsing ρ_{hmax} bepaald kan worden uit:

$$\rho_{hmax} = \lambda \cdot D + 0.16 S_{c,D/B} \quad (4)$$

E Gemeten versus met Plaxis berekende zettingen

F Berekeningsresultaten horizontale gronddeformaties varianten SSC-model

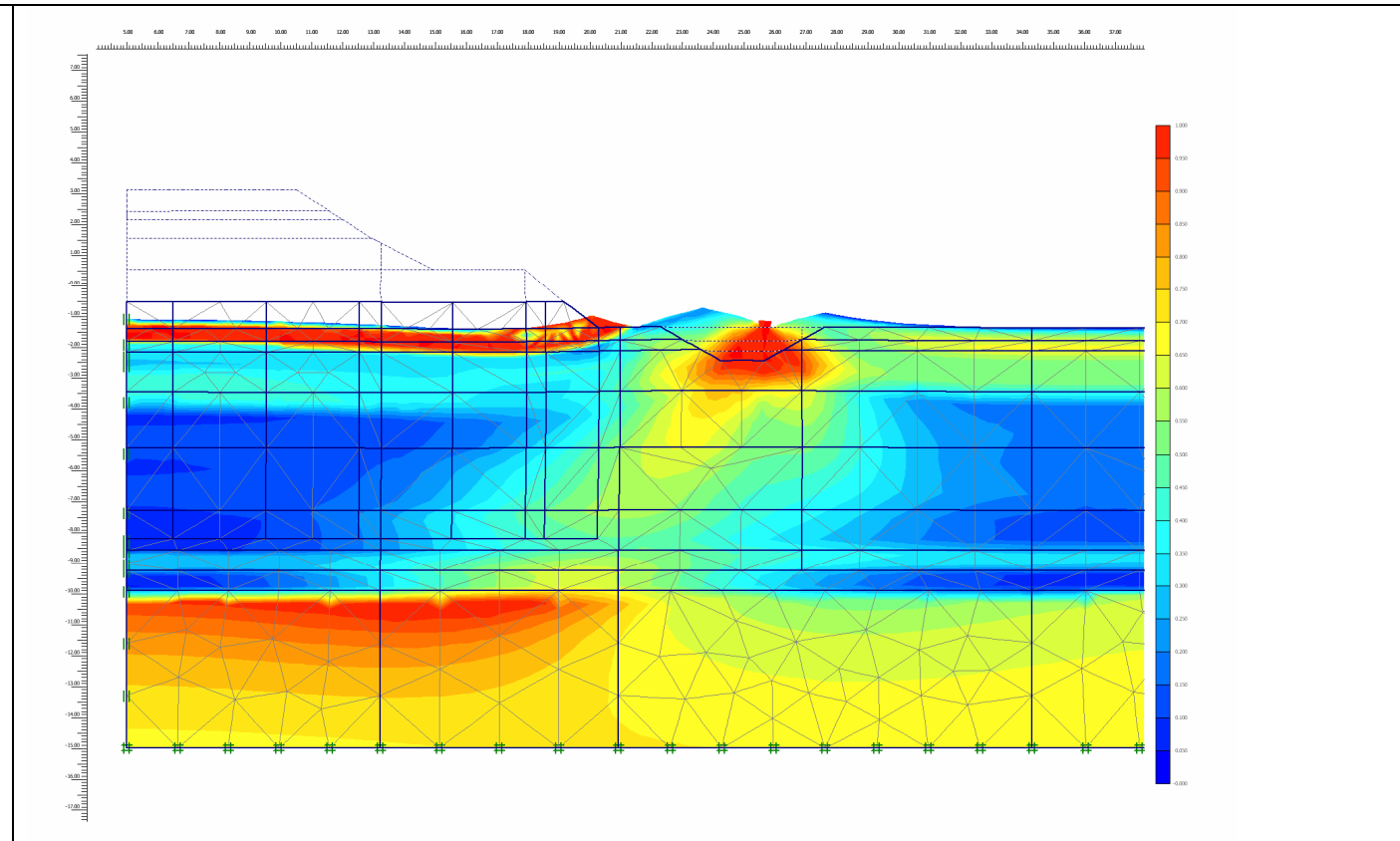
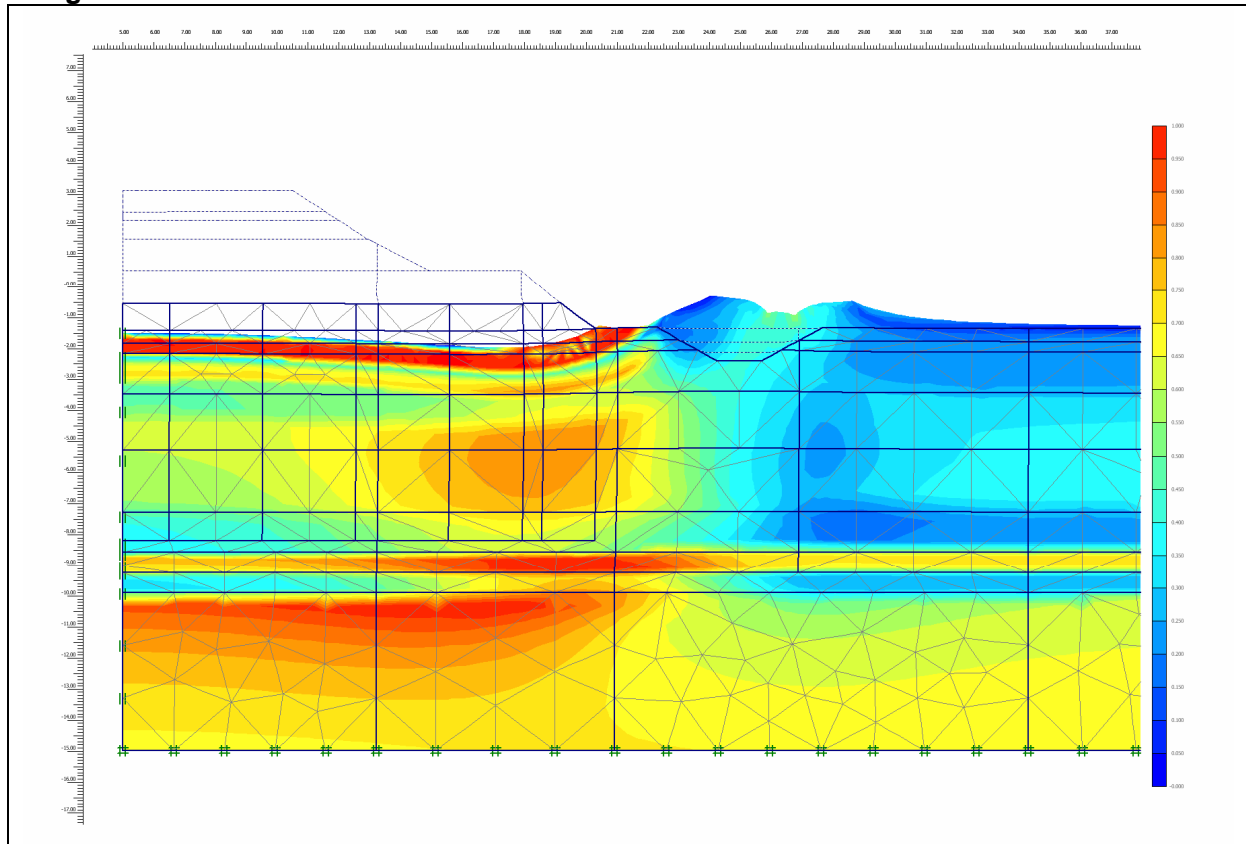
G Vergelijking horizontale gronddeformaties SSC-, SS- en HS-model

H Vergelijking 'best fits' Plaxis met analytische/empirische modellen

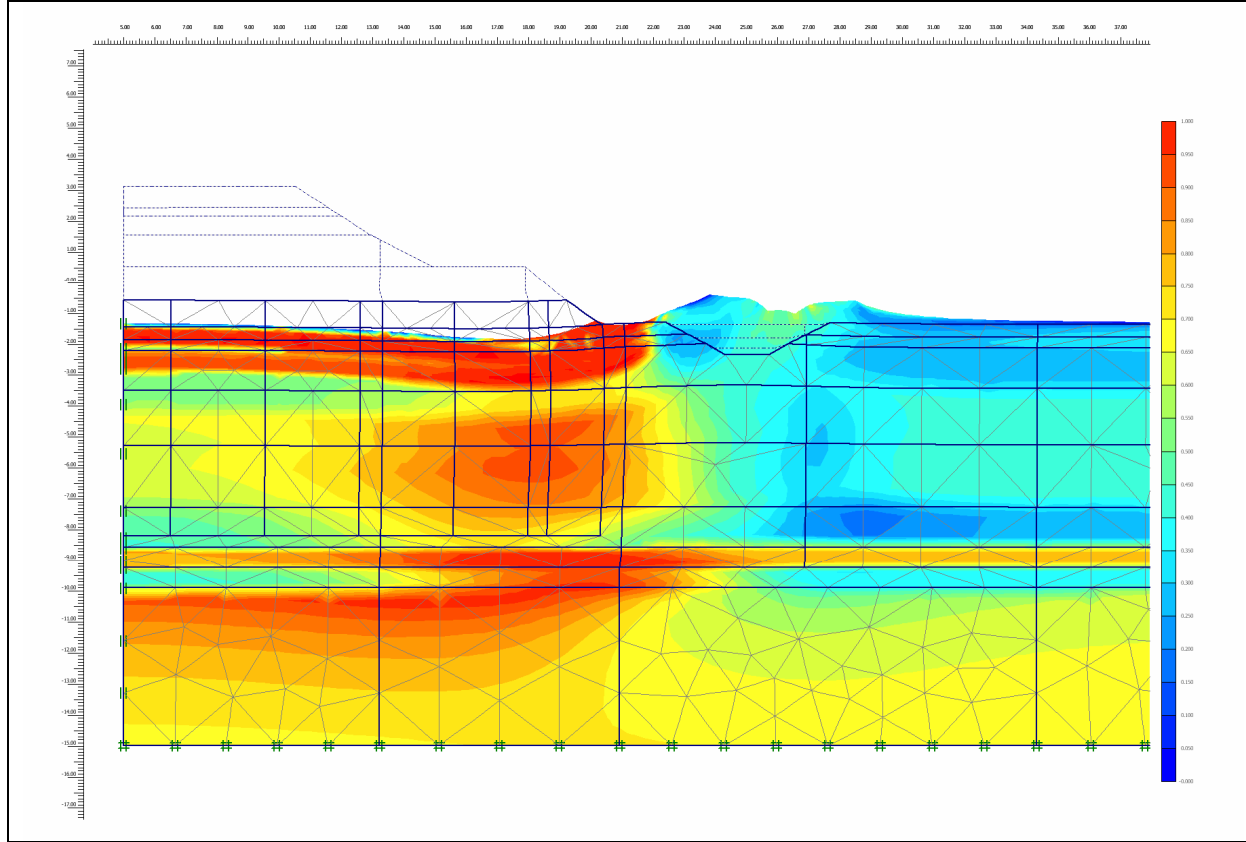
I Waterspanningsmetingen versus berekeningsresultaten Plaxis

J Relatieve schuifspanningen

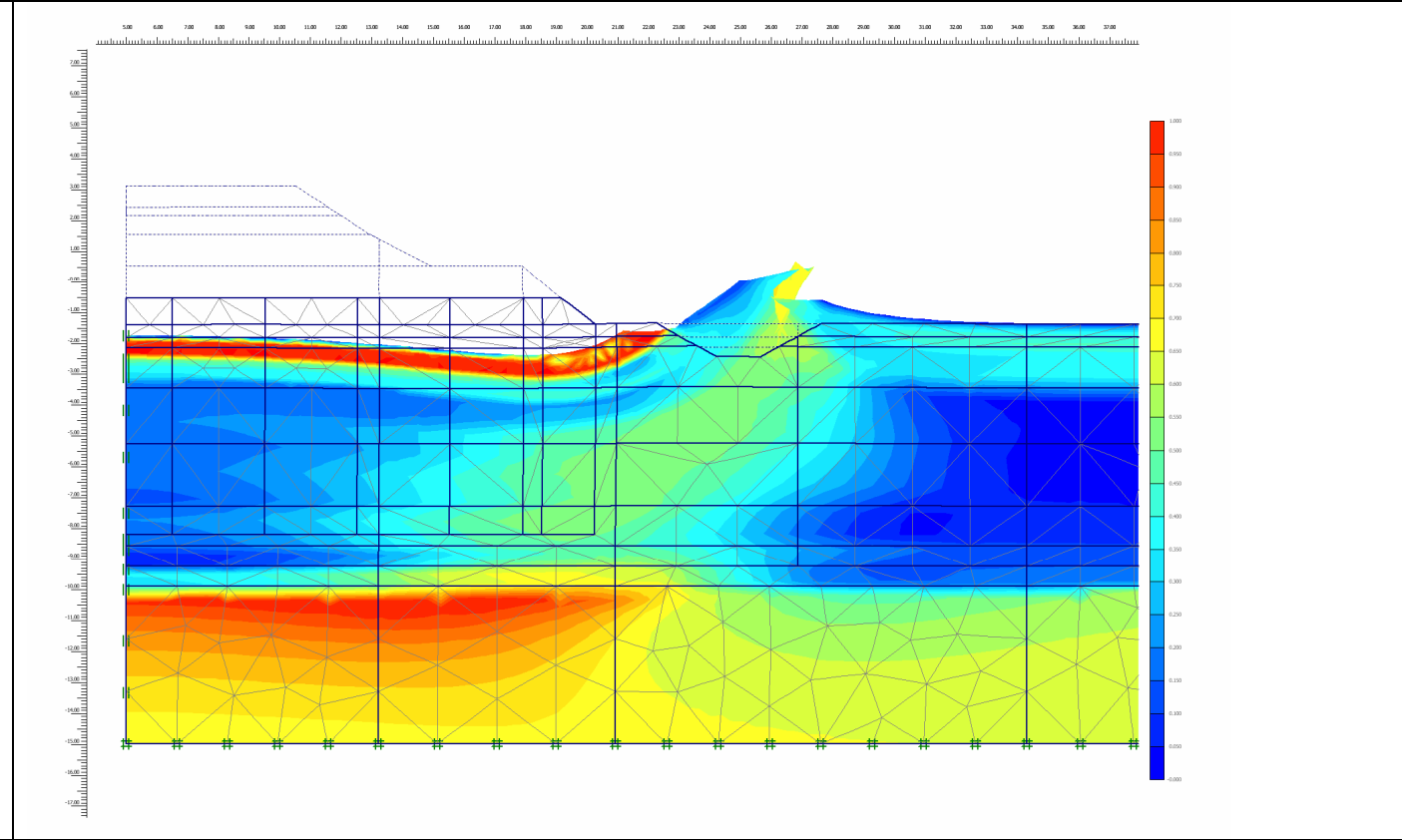
Slag 1



SSC1

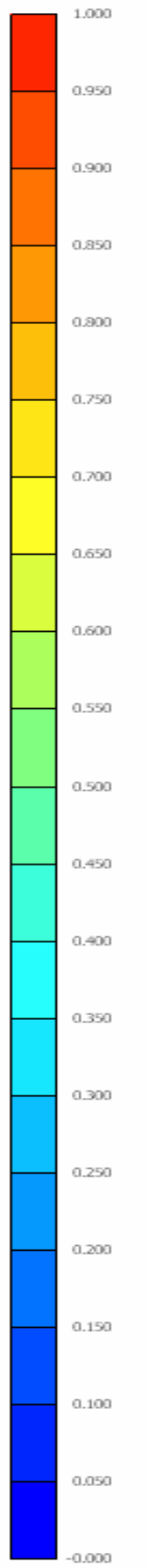


SSC9

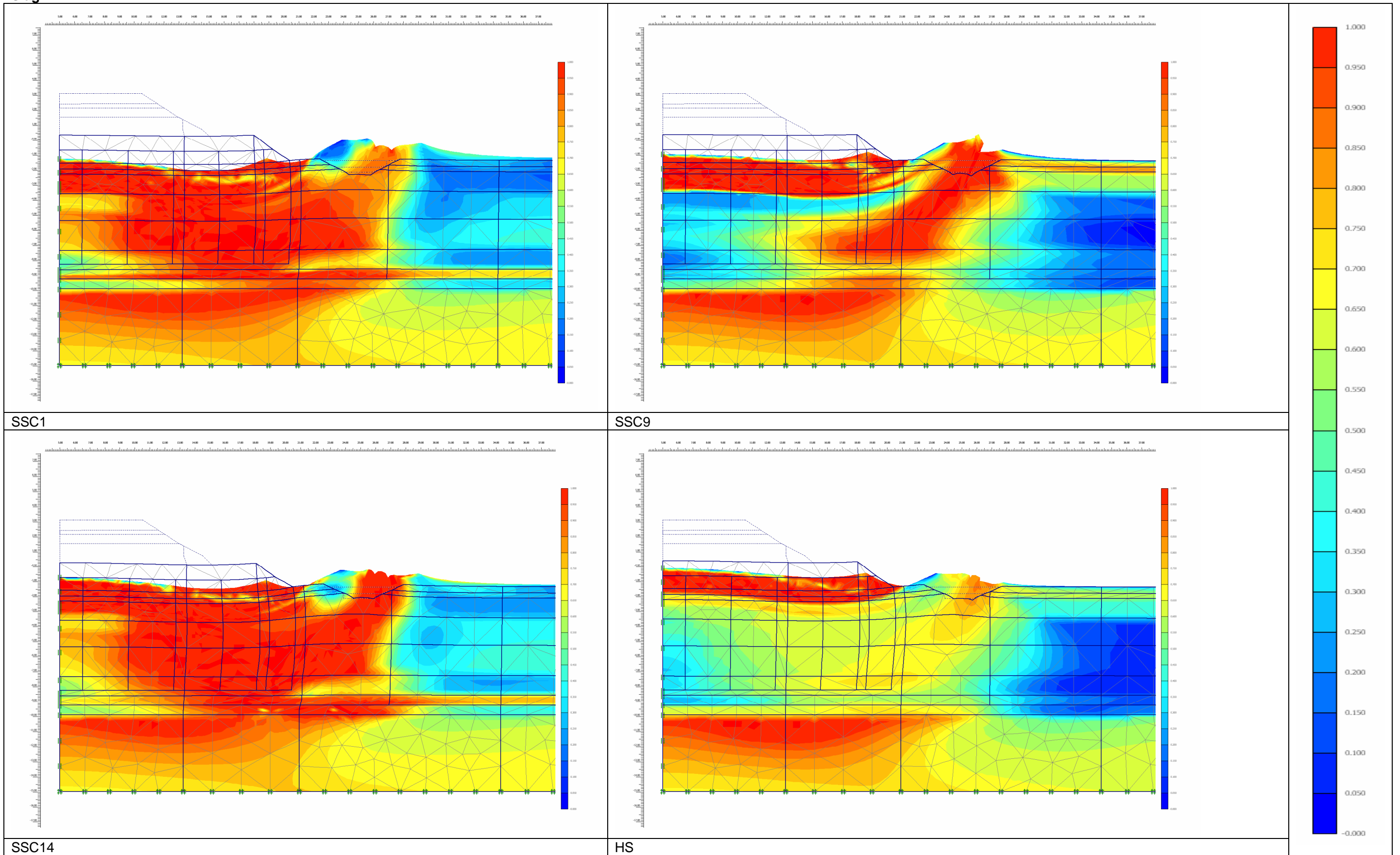


SSC14

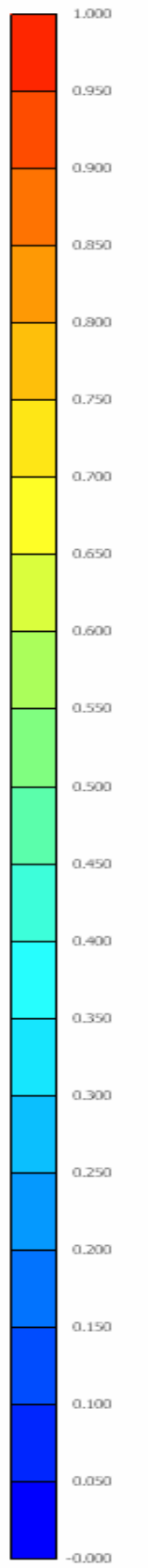
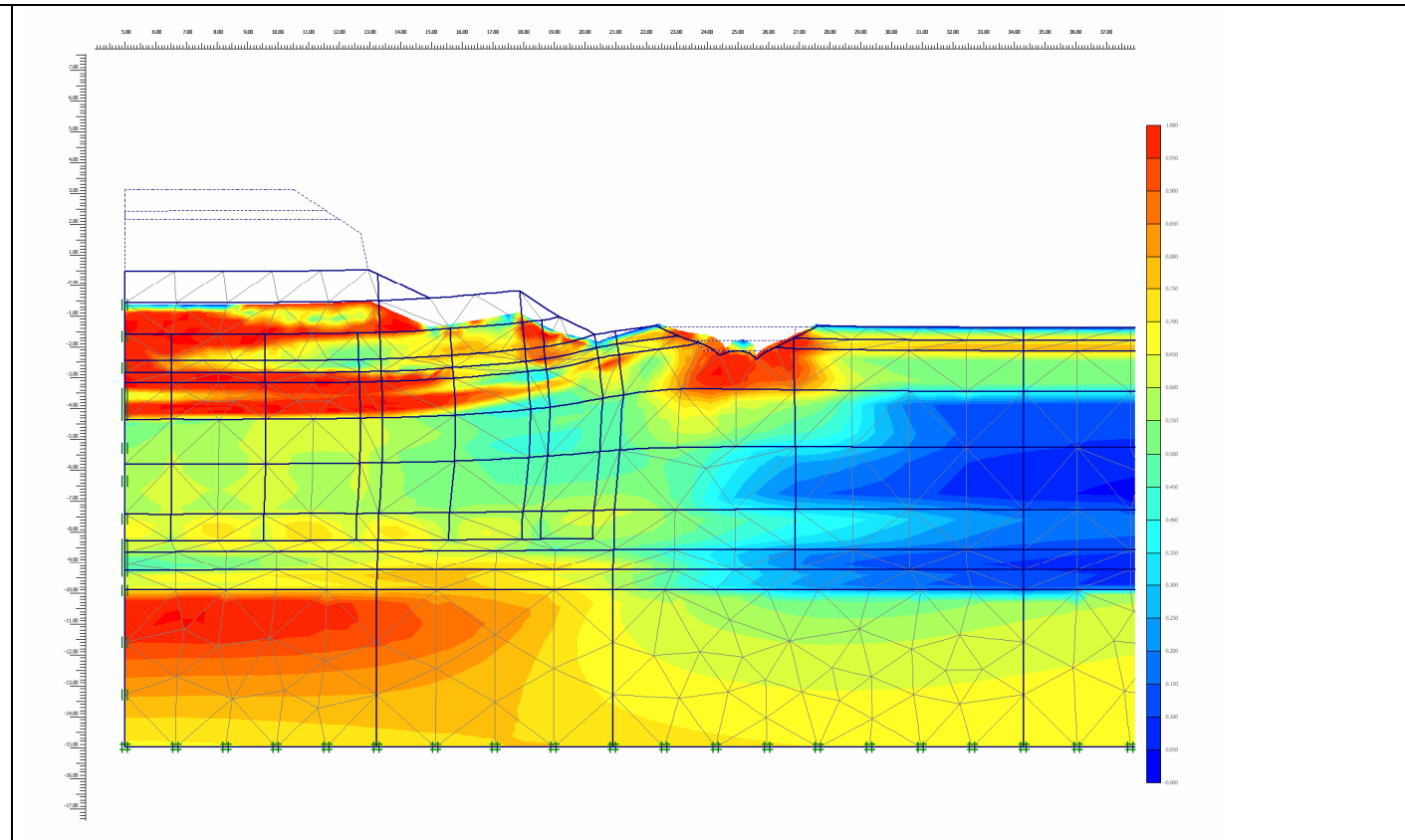
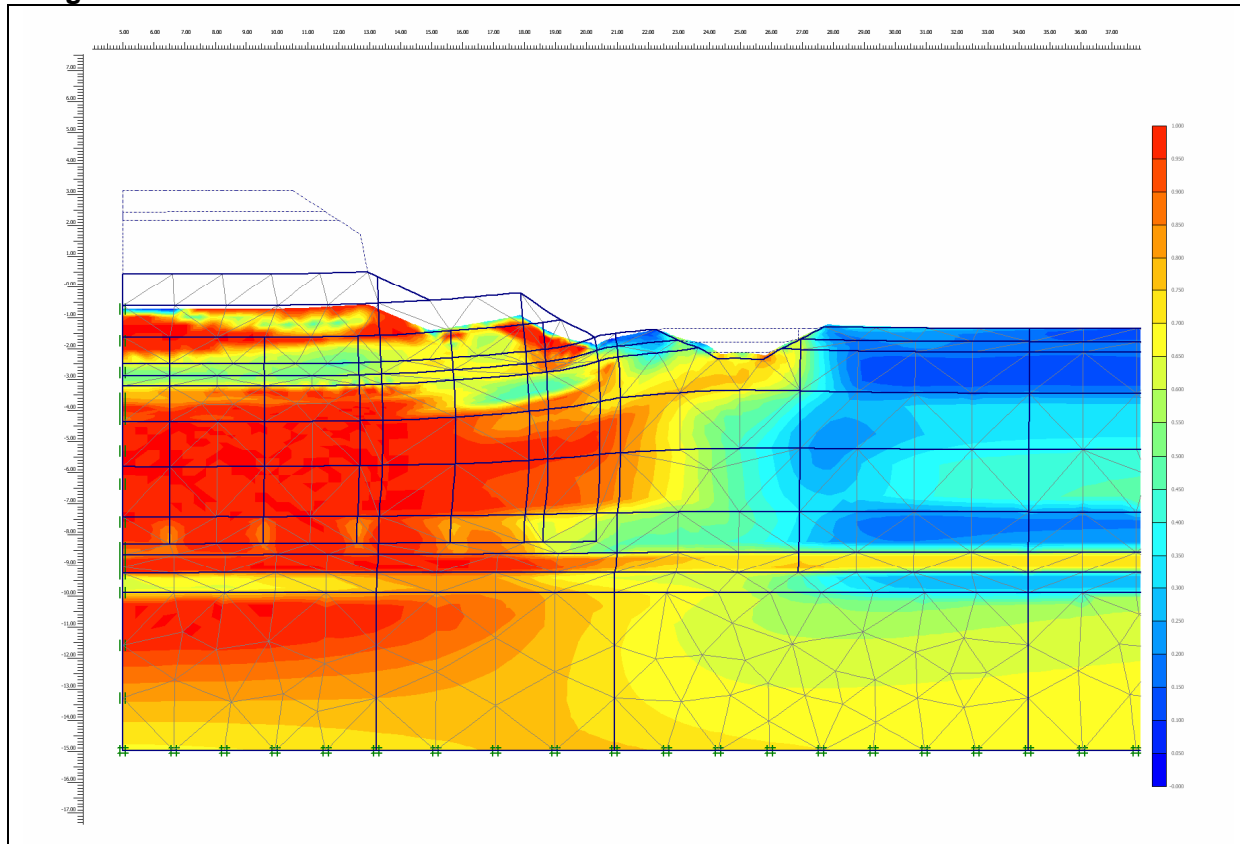
HS



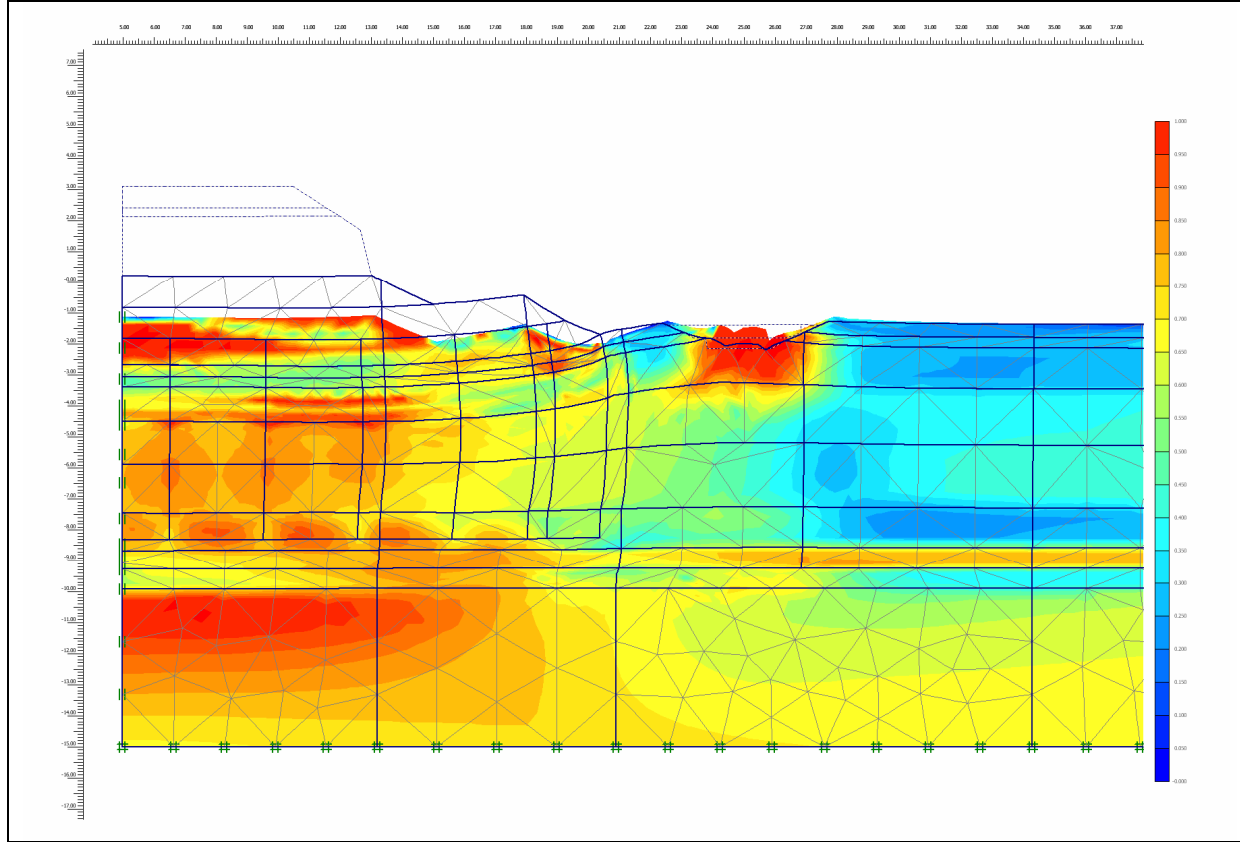
Slag 2



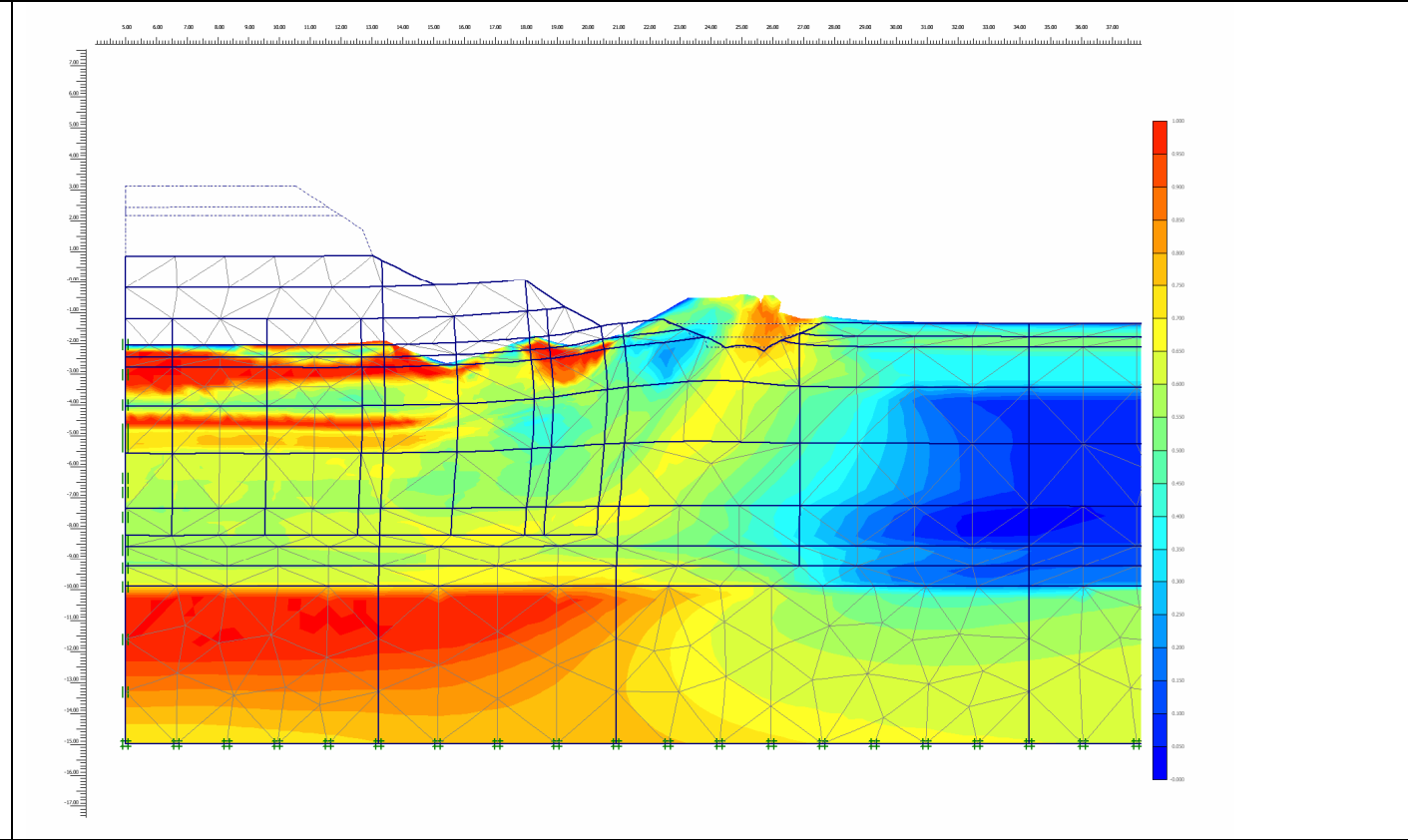
Slag 3



SSC1



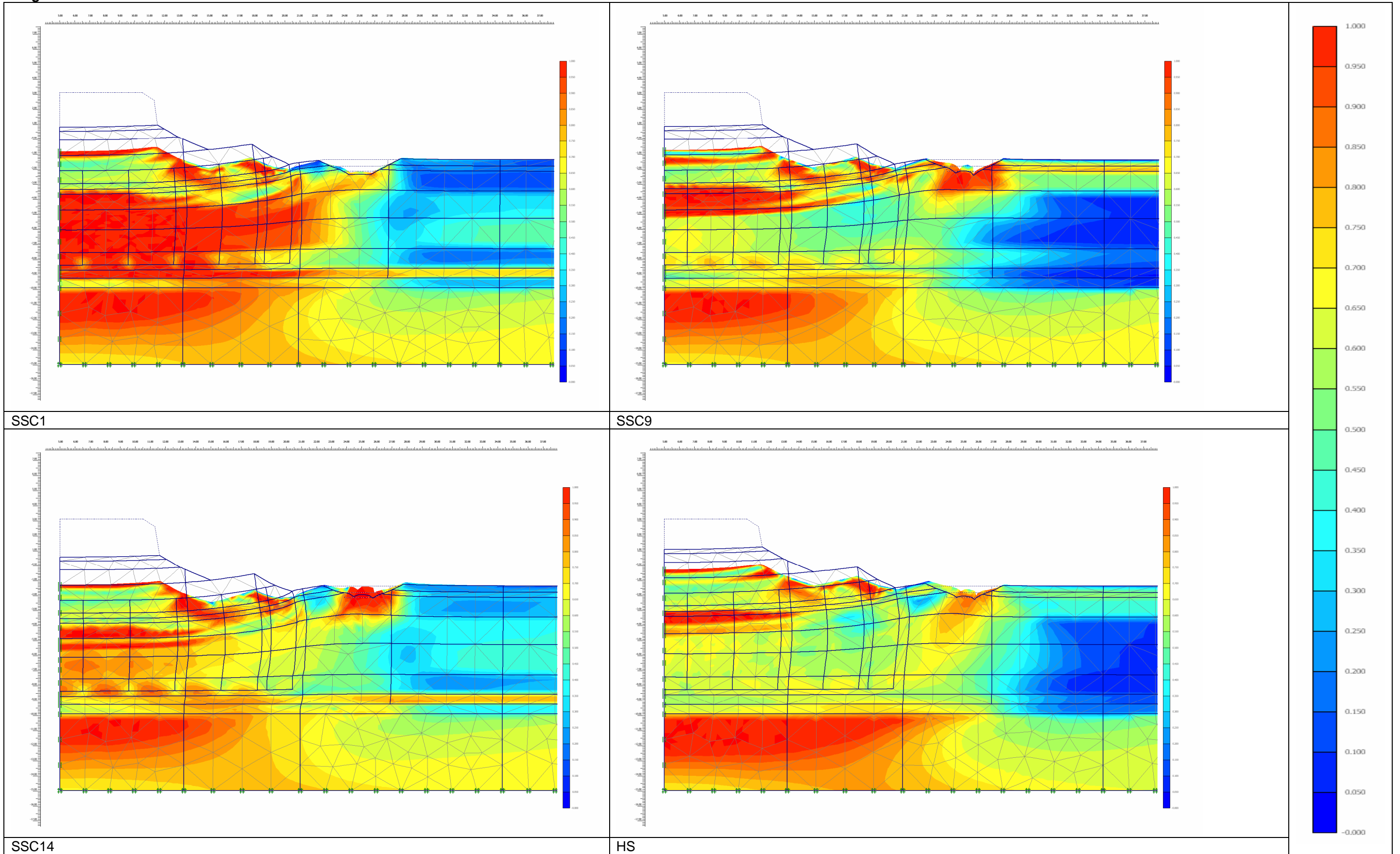
SSC9



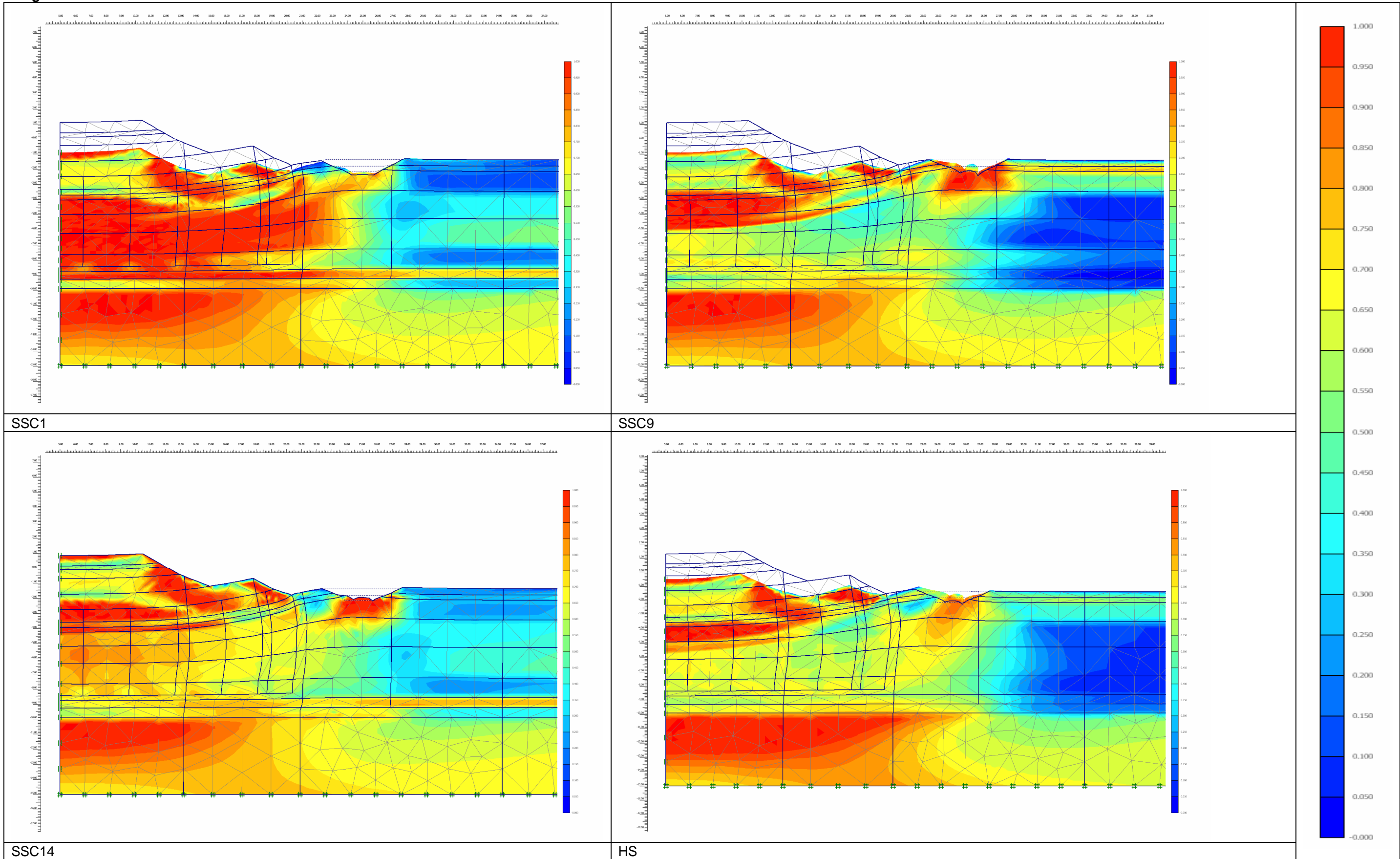
SSC14

HS

Slag 4



Slag 5



K Spanningspaden