Bouwputten met permanente geprefabriceerde betonnen stempelramen

Bijlagen bij afstudeerverslag

Faculteit Civiele Techniek en Geowetenschappen
TU Delft

J. Rindertsma
1092235

December 2008

Inhoudsopgave

Bijlage 1: Bepaling stempelkrachten.....4

Bijlage 2: Kostenvergelijking.....44

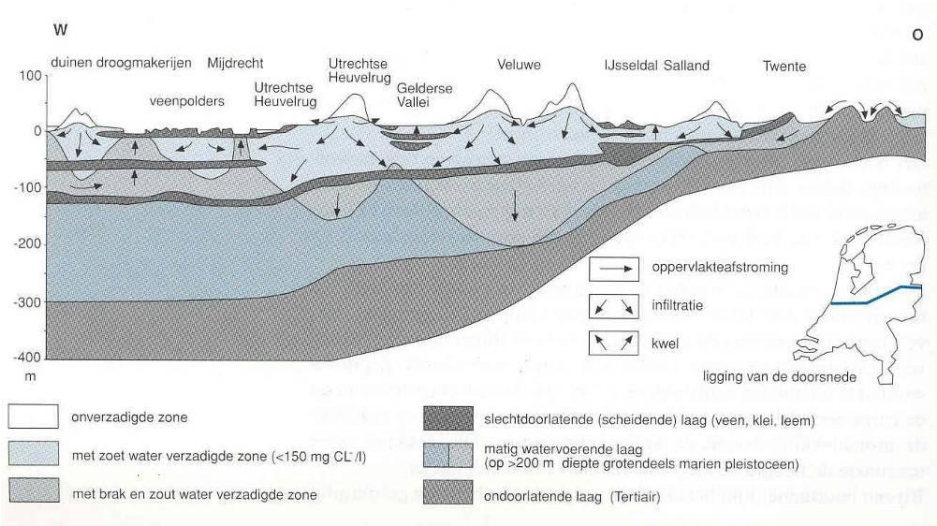
Bijlage 1: Bepaling stempelkrachten

Inleiding

Om inzicht te krijgen in de stempelkrachten die men kan verwachten bij ondergronds bouwen in Nederland, is een inventarisatie gemaakt met behulp van het computerprogramma MSheet. Aan het eind van dit onderdeel is een range van de stempelkrachten verkregen waarop een permanent geprefabriceerd betonnen stempelraam moet worden gedimensioneerd.

Het onderzoeksgebied is beperkt van twee tot vijf ondergrondse lagen. In Nederland zijn nog relatief weinig grote utiliteitsbouwprojecten gerealiseerd met meer dan twee of drie ondergrondse lagen. De verwachting is dat het toepassen van permanente geprefabriceerde betonnen stempelramen juist bij diepere bouwputten interessant wordt. Bouwputten met meer dan vijf ondergrondse lagen zullen in de nabije toekomst niet vaak voorkomen vanwege de technische uitvoerbaarheid en bijbehorende kosten en risico's.

<u>Grondprofielen</u>



Geologische doorsnede van Nederland

De Nederlandse ondergrond is zeer divers. Kenmerkend voor West-Nederland is de aanwezigheid van ondiepe ondoorlatende en relatief slappe klei- en veenlagen (Holoceen) die kunnen worden benut als horizontale afsluiting van de bouwkuip. Onder deze lagen bevindt zich het Pleistocene zand met daaronder een dik kleipakket. Er is voor gekozen drie grondprofielen te gebruiken: Amsterdam, Rotterdam en Utrecht. De opbouw van de ondergrond in Amsterdam en Rotterdam is vergelijkbaar. Het belangrijkste verschil tussen de grondprofielen van Amsterdam en Rotterdam is dat in het Rotterdamse grondpakket de Pleistocene zandlaag dikker is en dieper zit dan in Amsterdam (ofwel: de lagen met alluviale afzettingen zijn dikker). De grondopbouw van Utrecht kan worden beschouwd als representatief voor een zanderige bodem zonder ondiepe natuurlijke ondoorlatende lagen. Ook bijvoorbeeld Den Haag wordt gekenmerkt door een grondprofiel dat veel zand bevat.

Aan de hand van verscheidene sonderingen en in de literatuur gebruikte gegevens (zie Bijlage 1) is per locatie een algemeen grondprofiel bepaald en zijn bijbehorende grondparameters vastgesteld. Deze gegevens zijn in de tabellen hieronder weergegeven. Binnen de steden kan de grondopbouw aanzienlijk verschillen; de onderstaande gegevens geven een beeld van de algemene opbouw. Het betreft de representatieve waarden van de grondparameters die in MSheet zijn gebruikt.

γ	[kN/m^3]	volume gewicht (droog/nat)
φ'	[°]	hoek van inwendige wrijving
δ	[°]	wandwrijvingshoek
c'	[kN/m^2]	cohesie

Amsterdam

- maaiveld op NAP + 1,5 m
- grondwater op NAP -0,4 m
- stijghoogte eerste en tweede watervoerende pakket (zand2 en zand3) is NAP – 2,0 m
- stijghoogte in derde watervoerend pakket (zand4) is NAP -3,0 m

Diepte in m tov mv	typering	γ (kN/m^3)	φ' (°)	δ (°)	c' (kN/m^2)	bed. const. (kN/m^3)		
						50%-k_1	80%-k_2	100%-k_3
0,0 tot -3,5	zand	17/19	30,0	20,0	0,0	12000	6000	3000
-3,5 tot -6,0	veen	11	15,0	0,0	2,0	1000	500	250
-6,0 tot -13	klei	18	22,5	15,0	10,0	2000	800	500
-13 tot -16	zand2	18/20	32,5	21,67	0,0	20000	10000	5000
-16 tot -17	klei2	18	22,5	15,0	10,0	4000	2000	800
-17 tot -26	zand3	19/21	35,0	23,33	0,0	40000	20000	10000
-26 tot -55	klei4 (Eemklei)	18	22,5	15,0	10,0	6000	4000	2000
va -55	zand4	20/22	35,0	23,33	0,0	40000	20000	10000

Rotterdam

- maaiveld op NAP + 1,0 m
- grondwater op NAP -0,6 m
- stijghoogte watervoerende pakketten is NAP – 1,0 m

Diepte in m tov mv	typering	γ (kN/m^3)	φ' (°)	δ (°)	c' (kN/m^2)	bed. const. (kN/m^3)		
						50%-k_1	80%-k_2	100%-k_3
0,0 tot -3,0	zand	17/19	30,0	20,0	0,0	12000	6000	3000
-3,0 tot -6,0	klei/zand	17	22,5	15,0	0,0	2000	800	500
-6 tot -9	veen	11	15,0	0,0	2,0	1000	500	250
-9 tot -16	klei2	17	22,5	15,0	10,0	4000	2000	800
-16 tot -36	zand3	19/21	35,0	23,33	0,0	40000	20000	10000
-36 tot -52	klei5 (Kedichem)	19	22,5	15,0	10,0	6000	4000	2000
va -52	zand4	20/22	35,0	23,33	0,0	40000	20000	10000

Utrecht

- maaiveld op NAP + 2,0 m
- grondwater op NAP

Diepte in m tov mv	typering	γ (kN/m^3)	φ' (°)	δ (°)	c' (kN/m^2)	bed. const. (kN/m^3)		
						50%-k_1	80%-k_2	100%-k_3
0,0 tot -2,0	zand matig	17/19	30,0	20,0	0,0	12000	6000	3000
-2,0 tot -15	zand vast	18/20	32,5	21,67	0,0	20000	10000	5000
va -15	zand vast	19/21	35,0	23,33	0,0	40000	20000	10000

Opbouw constructie

In deze fase van het onderzoek moet voor het bepalen van de stempelkrachten een schematische opbouw van de ondergrondse constructie worden vastgesteld.

Verdiepingshoogte

In de literatuurstudie is gekeken naar de in de referentieprojecten toegepaste vrije hoogtes en constructiehoogtes. In de beschouwde projecten is een verdiepingshoogte van 2,60 m tot 3,00 m gebruikelijk. Dit is voldoende om aan de eisen met betrekking tot de benodigde vrije hoogte van 2,30 m te voldoen. Incidenteel mag bij balken of ventilatiekokers de vrije hoogte 2,10 m zijn. Bij de meest recente projecten wordt door de opdrachtgever vaak een iets luxere garage gewenst. Dit komt neer op, naast bijvoorbeeld kolomvrije parkeerbeuken en veel licht, een ruime vrije hoogte en een vlak plafond.

Een prefab vloersysteem met aanzienlijke overspanning heeft veelal een dikte van 400 mm (320 mm kanaalplaat en 80 mm druklaag). De balken waar de geprefabriceerde platen als kanaalplaten op worden gelegd steken minstens 300 mm uit onder de onderkant van de vloer (uitgaande van prefab betonnen balken). Normaal gesproken wordt de gehele constructievloer in één keer gemaakt, inclusief druklaag indien aanwezig, en kunnen alle delen worden ingezet om eventuele horizontale krachten op te nemen. Voor delen van vloeren met grote overspanning waarin tijdens de bouwfase een grote stempelkracht moet worden doorgevoerd is misschien een vloer nodig die dikker is dan 400 mm.

Er is gekozen voor een verdiepingshoogte van 3,00 m, bestaande uit een constructiehoogte van 400 mm en een (initiële) vrije hoogte van 2600 mm. Balken en ventilatievoorzieningen kunnen hierbij zonder problemen onder de vloer worden ingepast. Er wordt in dit stadium geen onderscheid gemaakt tussen de verschillende mogelijke overspanningen van de vloer (zestien of acht meter) en verschillende vloersystemen. Een vloerdikte van 400 mm is bij een overspanning van acht meter vrij veel, bij een overspanning van zestien meter misschien wat te weinig. De uitwerking hiervan komt verderop in het onderzoek aan bod.

Er wordt daarnaast uitgegaan van een grondlaag van 500 mm bovenop de begane grondvloer. De bovengrondse ruimte boven de parkeergarage kan worden ingericht als park of plein, met bijbehorende belastingen. Ook moet rekening worden gehouden met zware verkeersbelasting. Gevolg is dat de begane grondvloer in de gebruiksfase een aanzienlijke verticale belasting moet weerstaan. Voor de schematische opbouw van de constructie is gekozen voor een begane grondvloer met een hoogte van 700 mm, bijvoorbeeld een vloer bestaande uit TT-platen. Voor projecten met zware verkeersbelasting is dit een vrij lichte constructie. Bij bijvoorbeeld het project Mariastichting in Haarlem is de begane grondvloer uitgevoerd met TT-platen van ruim 800 mm hoog (zonder druklaag, overspanning 16 m; zie literatuurstudie).

De schematische opbouw van de constructie is als volgt:

- Grondlaag 500 mm
- Bg vloer 700 mm
- Vrije hoogte 2600 mm

- Constructiehoogte verdiepingsvloer 400 mm
- Vrije hoogte 2600 mm
- Resterende verdiepingen x*3000 mm
- Funderingsplaat / drainagelaag 500 mm
- Poeren 700 mm
- Onderwaterbeton (eventueel) 1000 of 1200 mm

Uitvoeringsmethoden

De opbouw van de ondergrond bepaalt in belangrijke mate de keuze voor een uitvoeringsmethode van een ondergrondse constructie. Onderstaande tabel geeft per locatie en afhankelijk van het aantal ondergrondse lagen de bouwwijzen die normaal gesproken de meest economische alternatieven geven. De tabel is opgesteld aan de hand van beschikbare ervaring en de in de literatuurstudie bekeken casestudies.

Aantal lagen	Amsterdam	Rotterdam	Utrecht
2	Bemaling / polder	Bemaling / polder	Onderwaterbeton
3	Polder / onderwaterbeton	Polder / onderwaterbeton	Onderwaterbeton
4	Polder / onderwaterbeton	Polder / onderwaterbeton	Onderwaterbeton
5	Polder / onderwaterbeton	Polder / onderwaterbeton	Onderwaterbeton

Zoals in de tabel te zien is, zijn er twee belangrijke bouwmethodes: het polderprincipe en het toepassen van onderwaterbeton (owb). Deze twee bouwmethodes hebben een verschillende fasering en er moeten daarom aparte modellen voor worden gemaakt in MSheet. Onder de noemer polder vallen een aantal verschillende uitvoeringswijzen. De modellering van de uitvoering volgens het polderprincipe, tijdelijk en permanent, is voor zowel bottom-up als top-down hetzelfde.

In veel zanderige grondprofielen kunnen diepe ondoorlatende lagen aanwezig zijn (bijvoorbeeld een diepe kleilaag in Utrecht). Bij diepe ontgravingen is het wellicht mogelijk om deze lagen te gebruiken om de bouwkuip af te sluiten. Deze mogelijkheden zijn echter nog relatief onontgonnen en worden hier niet meegenomen.

Hieronder is beschreven hoe de verschillende MSheet-modellen zijn opgebouwd. Het programma MSheet is ontwikkeld voor het dimensioneren van bouwputwanden en stempels of verankering. De verschillende fasen van de uitvoering van de bouwkuip kunnen apart worden ingevoerd. Zo kunnen per fase de krachtsverdeling en de bijbehorende vervormingen worden bepaald. Het programma gaat uit van een tweedimensionale situatie en alle krachten in de wand, in de stempels en in de grond worden bepaald per eenheid van breedte van de wand. Het doel van dit onderdeel is het verkrijgen van de maximale krachten in de stempels maar ook de ontwikkeling van de kracht in een stempel en de krachten in de gebruiksfase zijn voor in een later stadium van het onderzoek van belang.

Vervormingseis

Vervormingen van de ondergrond zijn bij ondergronds bouwen niet uit te sluiten. Voor het beoordelen van de MSheet-modellen is een vervormingseis nodig. Er bestaan geen voorschriften voor de toelaatbare vervormingen van een bouwput; bij ieder afzonderlijk

project volgen de vervormingseisen uit de randvoorwaarden. Uit ervaringen is een richtlijn afgeleid voor een binnenstedelijke situatie voor het beoordelen van de modellen.

Horizontale vervorming van de wand zorgt voor bewegingen in het achterliggende grondpakket en zakking van het maaiveld. Ook het intrillen van een damwand is van invloed op zakkingen. De belendingen rond de bouwkuip kunnen hierdoor gaan verzakken en roteren. Vooral ongelijkmatige zakkingen van een constructie kan voor problemen zorgen. Doorgaans worden de randvoorwaarden voor een grondkering opgesteld aan de van de gevoeligheid van belendingen voor deformaties van het grondmassief.

De gebouwen die gefundeerd zijn op staal zijn zeer gevoelig voor veranderingen in de ondergrond ten gevolge van een ontgraving. Voor belendingen op staal binnen circa 15 m van de bouwput is een vervormingseis van de wand van maximaal 50 mm een goede richtlijn. Voor een fundatie op palen zijn de eisen minder strikt en moet een horizontale deformatie van 80 mm in principe geen grote problemen opleveren.

Het is zeer lastig om bij diepe ontgravingen de vervorming onder de 50 mm te houden. Men zou dan al snel aan het toepassen van een stijve diepwand moeten denken. Daarom is ervoor gekozen om voor twee- of drielaagse ontgravingen een vervormingseis te hanteren van 50 mm en voor vier- of vijflaagse ontgravingen een eis van 80 mm aan te houden.

Rijkswaterstaat hanteert een vervormingseis van 1:100. Dat wil zeggen dan per meter ontgraving 10 mm horizontale vervorming is toegestaan. Met de gestelde vervormingseis wordt hier altijd aan voldaan.

De vervormingseis heeft vooral invloed op het toe te passen type wand. De ‘buik’ van de horizontale vervorming van de wand zit doorgaans bij de onderkant van de ontgraving. Het type wand heeft natuurlijk wel invloed op stempelkrachten, en voornamelijk de verdeling van de horizontale krachten over de stempels. Daarom is in elk model een zo goed mogelijke keuze gemaakt voor de wand. Het exact dimensioneren van de wand is in deze studie echter niet het doel van de MSheet-modellen en zou te tijdrovend zijn.

Wanden

Zonder een uitgebreide berekening uit te voeren is per geval bekeken wat een passende verticale scheidingswand is. Dit is essentieel om te komen tot een relevant model van de bouwput en bijbehorende krachtverdeling en vervormingen. In de meeste gevallen is gekozen voor een gebruikelijk damwandprofiel (AZ26 / 36 / 48 of L430). Bij diepe ontgravingen is vanwege de stijfheid soms een diepwand gebruikt. Alle parameters zijn genomen per strekkende meter wand (b= 1,0 m).

Het profiel van de wand en daarmee de stijfheid van de wand heeft invloed op de stempelkrachten per niveau. Een relatief slappe damwand vervormt veel en is alleen geschikt om de verticale afstand tussen stempelniveaus te overspannen. Daarnaast verdeelt de wand de horizontale krachten beter over de stempels waardoor de maximale stempelkrachten lager zijn dan bij een stijvere wand. Een stijvere damwand kan zorgen voor een betere inklemming in de ondergrond waardoor de gesommeerde stempelkrachten kleiner zijn. Hierbij is ook de inheidiepte van belang. Met MSheet kan per model vrij eenvoudig de benodigde inheidiepte van een wand worden bepaald.

De gebruikte stalen damwandprofielen zijn aanwezig in de database van het programma. Bij toepassing van een diepwand moeten de parameters handmatig worden ingevoerd. Hieronder is beschreven welke gegevens dat zijn.

De E-modulus van beton $E = 3,0 \cdot 10^7$ kN/m^2, maar de diepwand is over het deel waar het grootste moment optreedt gescheurd. Daarom is voor de E-modulus genomen: $E = 2,0 \cdot 10^7$ kN/m^2. Het traagheidsmoment wordt berekend via $I = \frac{1}{12} bh^3$ [m^4] met $b = 1,0$ m.

Voor een diepwand met dikte van 1000 mm of 1200 mm zijn het traagheidsmoment (I) en de buigstijfheid (EI) bepaald:

dikte (mm)	I (m^4)	EI (kNm^2)
1000	0,083	1,67
1200	0,144	2,88

De hoeveelheid wapeningsstaal in een diepwand per volume-eenheid beton is normaalgesproken ongeveer 100 tot 150 kg/m^3. Met deze waarden zijn de diepwanden globaal gedimensioneerd en is het maximaal opneembare moment bepaald. Uit de berekeningen blijkt dat een diepwand minimaal een dikte van 1000 mm moet hebben om economisch gewapend te zijn. In onderstaande tabel zijn de karakteristieken van de gebruikte wanden weergegeven (per eenheid van breedte):

	EI	W	M_{max} (kNm)	
	(10^6 kNm^2)	(m^3)	S270	S355
AZ26	0,117	0,260	702	923
AZ36	0,188	0,360	972	1278
AZ48	0,243	0,480	1296	1704
L430	0,508	0,645	1742	2290
Diepwand 1000	1,67		2700	
Diepwand 1200	2,88		3400	

Als de vervormingen niet maatgevend zijn kan het voordeliger zijn om de staalkwaliteit te verhogen in plaats van het profiel te vergroten. Voor staalprofielen geldt: $M_{max} = W \cdot s_s$ [kNm], gebruikelijke staalkwaliteiten zijn σ_s = 270 of 355 N/mm^2. Het verhogen van de staalkwaliteit van 270 N/mm^2 naar 355 N/mm^2 kost 15-20% extra. Het opneembare moment wordt dan vergroot, maar de stijfheid blijft gelijk. Dit kan in sommige gevallen voordeliger zijn dan het toepassen van een groter profiel.

Uitvoering damwand

Bij de toepassing van het polderprincipe worden lange stalen damwanden gebruikt. Dit kan allerlei problemen met zich meebrengen bij de installatie van de damwandplanken. Gecontroleerd moet worden of voor het intrillen van de damwand speciale maatregelen moeten worden genomen. Dit kan worden gedaan aan de hand van de grafieken voor het schadevrij installeren van damwandplanken in bijlage B van CUR166 deel 1.

Het inbrengen van lange damwandplanken is in het Amsterdamse grondprofiel problematisch. De grafieken geven aan dat een damwand langer dan 18 m hier niet probleemloos kan worden ingetrild. Dit heeft te maken met de hoge conusweerstand van de zandlaag die aanwezig is tussen -17 m en -26 m onder maaiveld. Dit is de

watervoerende laag boven de Eemkleilaag, de kleilaag die bij diepe polders als afsluitende laag moet dienen. Soms overschrijdt de conusweerstand zelfs de 30 MPa. Voor het schadevrij penetreren van zulke vaste zandlagen moeten extra voorzieningen worden getroffen. Gebruikelijke methoden zijn spuiten/fluïderen of voorboren. Het doel is om de penetratieweerstand van de grond en de slotwrijving tussen de planken te verkleinen. Bij het toepassen van lange damwanden zijn slotverklikkers essentieel om te controleren of de damwandplanken tijdens de installatie niet uit het slot lopen. De extra maatregelen brengen logischerwijs extra kosten met zich mee.

Voor Rotterdam wordt een maximale lengte van de damwand gegeven van ca 32 m, enkele meters korter dan de benodigde lengte om de wand tot in de laag van Kedichem door te laten lopen. De risico's van de uitvoering van de stalen damwanden voor een diepe polder moeten ook hier dus zorgvuldig worden geïnventariseerd. De problemen met lekkage bij de parkeergarage De Veranda in Rotterdam tonen dit andermaal aan (zie literatuurstudie).

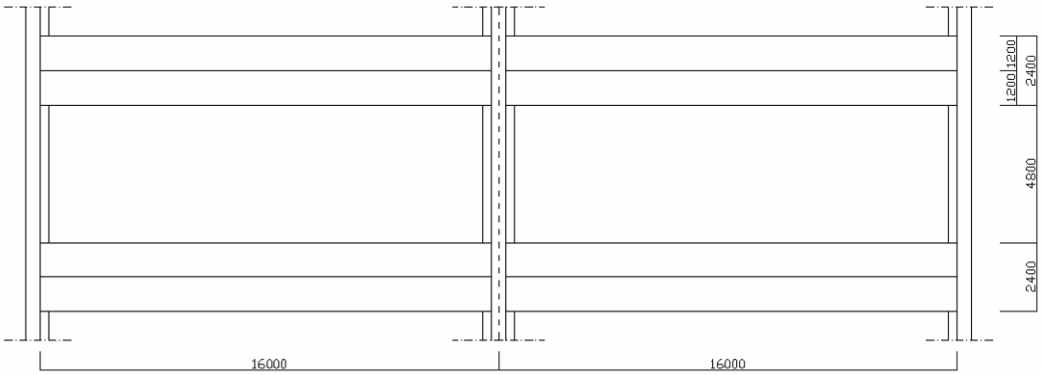
Uit de CUR-tabellen blijkt dat in Utrecht in principe geen problemen worden verwacht bij het inbrengen van damwandplanken tot een lengte van 25 a 30 m. Deze 30 m komt ongeveer overeen met de maximale leverbare lengte van een damwandplank.

Stempels

MSheet is een eendimensionaal eindige-elementenprogramma waarin stempels worden geschematiseerd als lijnvormige verende ondersteuningen. De relevante parameters zijn de elasticiteitsmodulus E, de doorsnede van de oppervlakte A, de lengte l en de hoogte waarop de stempel de wand ondersteunt (aangrijpingspunt).

De EA is de rekstijfheid van een stempel. De elasticiteitsmodulus E van ongescheurd beton is aangenomen op 30 000 kN/m^2. In de meeste gevallen treedt de maximale kracht in een stempel slechts tijdelijk op en is de horizontale kracht aanzienlijk minder in de gebruiksfase, wanneer de vloer ook aan een veranderlijke verticale belasting wordt onderworpen en bij doorbuiging kan gaan scheuren.

Voor het bepalen van de oppervlakte van de doorsnede is aangenomen dat gemiddeld één op de drie platen van de uiteindelijke vloer in het stempelraam wordt gebruikt. Dit kan in verschillende configuraties, bijvoorbeeld delen van het stempelraam met een breedte van 2,4 m (één TT-plaat of twee kanaalplaten) met daartussen 4,8 m vrije ruimte voor ontgraven.



Schets bovenaanzicht configuratie stempelraam

De oppervlakte van de doorsnede van een kanaalplaat met een dikte van 400 mm is ongeveer 0,24 m^2 (gemiddelde van de platen van BetonSon (0,22 m^2) en VBI (0,26 m^2)). De standaardplaat heeft een breedte van 1,2 m. De oppervlakte A van de stempel per strekkende meter wand is dan:

$$A = \frac{2 \cdot 0,240}{3 \cdot 2,40} = 0,067 \ \mathrm{m^2/m^1}.$$

In de modellen zijn voor alle verdiepingsvloeren dezelfde parameters aangehouden.

De oppervlakte van de doorsnede van de begane grondvloer wijkt iets af. De doorsnede van een standaard TT-plaat met een hoogte van circa 700 mm en een breedte van 2,4 m is 0,42 m^2 (documentatie Haitsma). De oppervlakte per strekkende meter is dan:

$$A = \frac{0,420}{3 \cdot 2,40} = 0,060 \ \mathrm{m^2/m^1}.$$

De doorsnede van een onderwaterbetonvloer is constant over het oppervlak van de bouwkuip. Bij een laag onderwaterbeton met een dikte van 1,0 m heeft de doorsnede een oppervlakte van A = 1,0 m^2/m^1. Een dikte van 1,2 m geeft A = 1,2 m^2/m^1.

Ook de lengte van de stempels moet worden ingevoerd. Dit heeft invloed op de verkorting van de stempel. Voor de lengte van de stempels kan bij een symmetrische bouwput de helft van de breedte van de bouwkuip worden genomen: 32/2=16 m.

Het aangrijpingspunt van een stempel wordt genomen ter hoogte van het midden van de vloerconstructie. Dit is vanzelfsprekend bij doorsneden die min of meer symmetrisch zijn ten opzichte van de zwaartelijn van de doorsnede. Als een vloer wordt uitgevoerd met TT-platen dan zit het aangrijpingspunt (evenals de zwaartelijn van de doorsnede) hoger in het profiel. Eventueel kan in een later stadium worden bekeken wat de invloed hiervan is op de krachtsverdeling.

In de praktijk blijkt dat door vervormingen van de bouwputwand de onderwaterbetonvloer niet in het midden aangrijpt, maar ongeveer op een kwart van de dikte vanaf de bovenkant. Dit is meegenomen in de modellering.

Bij tijdelijke stalen stempelramen is het gebruikelijk om de stempels met behulp van vijzels voor te spannen. Dit is een goede methode om de vervorming van de wand terug te dringen. Wel komen er dan grotere momenten in de wand en grotere drukkrachten in de stempels. In dit stadium van het onderzoek wordt aangenomen dat het extra voorspannen van geprefabriceerde permanente betonnen stempels technisch lastig en kostbaar is. De in de fabriek aangebrachte voorspanning in prefab platen en de invloed ervan op de krachtswerking in de platen met stempelfunctie wordt later bekeken.

Faseringen bouwmethodes

Zoals vermeld worden twee verschillende faseringen aangehouden: het polderprincipe en uitvoering met onderwaterbeton. Deze bouwwijzen worden toegepast op ondergrondse constructies van twee tot vijf lagen en in de drie verschillende bodemprofielen. De verschillende faseringen en bijkomende aspecten van de modellering worden hieronder besproken.

Voor het realiseren van een stempelraam moet logischerwijs worden ontgraven tot onder het betreffende vloerniveau. Om werkzaamheden voor het plaatsen en stellen van de prefab elementen onder de vloer uit te kunnen voeren, is uitgegaan van een ontgraving tot 0,50 m onder de onderkant van de vloer. De waterstand in de bouwkuip wordt verlaagd tot 0,20 m onder het niveau van ontgraven.

Indien dat mogelijk is, wordt in de praktijk vaak geen stempelraam gebruikt op het niveau van de begane grondvloer. Dit heeft belangrijke voordelen voor het uitvoeren van onderliggende constructiedelen. In de gekozen situatie is de ontgraving tot onder -1 niveau echter al bijna vijf meter. Dit geeft al snel aanzienlijke horizontale vervormingen. Er is daarom gekozen altijd een stempelraam toe te passen op het niveau van de begane grond. De consequenties hiervan voor vooral de logistiek tijdens de bouwfase worden in een later stadium bekeken.

Polderprincipe

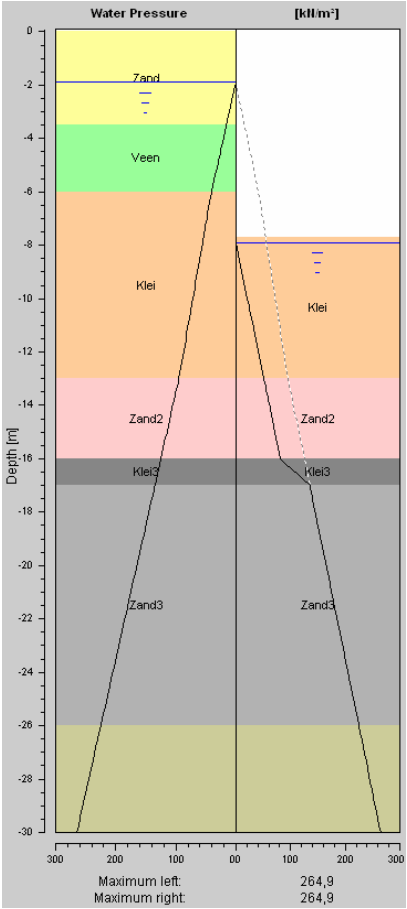
Hieronder is de fasering weergegeven van de uitvoering van vijf ondergrondse lagen volgens het polderprincipe. In het programma MSheet worden de maatgevende situaties gemodelleerd: na ontgraven en voor installatie van een stempelraam.

- Realiseren wanden
- Ontgraven tot -1,70 m tov mv
- Maken (hulp)palen/kolommen
- Maken stempel bg op -0,85 m tov mv
- Ontgraven tot -4,70 m tov mv
- Maken stempel -1 op -4,00 m tov mv
- Ontgraven tot -7,70 m tov mv
- Maken stempel -2 op -7,00 m tov mv
- Ontgraven tot -10,7 m tov mv
- Maken stempel -3 op -10,0 m tov mv
- Ontgraven tot -13,7 m tov mv
- Maken stempel -4 op -13,0 m tov mv
- Ontgraven tot -16,7 m tov mv, gedeeltelijk tot -17,4 m tov mv
- Maken poeren, drainage en bestrating, of poeren en funderingsvloer

In eerste instantie is ervan uitgegaan dat op elk niveau een stempelraam wordt aangebracht. Verderop worden de mogelijkheden van het weglaten van stempelniveaus beschreven.

Bij een permanente polder wordt de onderste vloer niet uitgevoerd als funderingsvloer zoals bij een tijdelijke polder maar als klinkerbestrating met daaronder een drainagepakket voor het afvoeren van kwelwater. Poeren moeten uiteraard wel worden gerealiseerd om de belasting uit de kolommen af te dragen aan de ondergrond. De ontgravingsdiepte blijft gelijk en zowel een tijdelijke polder als een permanente polder kan daarom met één model worden bekeken.

Het afgraven van grond en het verlagen van het waterpeil in een bouwkuip veroorzaakt een verandering in de grondspanningen en waterspanningen in de ondergrond. Bij het polderprincipe worden in de bodem aanwezige natuurlijke ondoorlatende lagen gebruikt voor het voorkomen van een grote verticale toestroom van water de bouwkuip in. Deze bouwwijze kan dus niet worden toegepast in het grondpakket van Utrecht waar de ondoorlatende lagen ontbreken. Belangrijke aandachtspunten bij deze bouwmethode zijn het verloop van de grondwaterspanningen en de veiligheid tegen opbarsten van het grondpakket in de bouwkuip.



Voorbeeld verloop waterspanningen in Amsterdamse polder na ontgraving tot onder niveau -2

Waterspanningen en opbarsten

De waterniveaus en –spanningen in de grond hebben veel invloed op de stabiliteit van de wand, het krachtenspel in de wand en daarmee de stempelkrachten. Een correct waterspannigsverloop zorgt voor de correcte korrelspanningen die de passieve weerstand vormen tegen beweging van de wand. Het verloop van de waterspanningen over de diepte onder het ontgravingsniveau moet daarom correct worden gemodelleerd. Bij de heterogene grondprofielen moet voor elk model per fase apart worden bekeken hoe de waterspanning over de diepte verloopt.

In elke fase van ontgraven moet ook een controle worden uitgevoerd tegen opbarsten. Als de opwaartse waterdruk onder een natuurlijke afsluitende laag groter is dan het gewicht

van de bovenliggende grond barst de bouwput op. Dit hangt af van de grondwaterspiegel, de stijghoogte in diepere zandlagen, het gewicht van de grond in de bouwkuip, de ontgravingsdiepte, de diepte van de onderkant van de afsluitende laag en de schuifweerstand langs de wanden en palen. Door een opbarstberekening te maken kan de veiligheid tegen opbarsten worden gecontroleerd. Om voldoende veiligheid te waarborgen wordt gerekend met veiligheidsfactoren volgens NEN6702 en NEN6740. Voor het gewicht van de grond in een bouwput geldt een veiligheidsfactor van 1,1. Bij het bepalen van de opwaartse waterdruk mag een factor 1,0 worden gebruikt.

Bij een relatief ondiepe bouwput kunnen de slappe Holocene grondlagen dienst doen als afsluiting. Bij drie ondergrondse lagen, wat een ontgraving van ongeveer 11,0 m betekent, is het al noodzakelijk om de wanden tot in de diepe kleilaag te zetten om voldoende veiligheid te krijgen tegen opbarsten. Opgemerkt moet worden dat dit voor een ondergrondse constructie van drie lagen financieel gezien niet aantrekkelijk is en men waarschijnlijk zou kiezen voor een bouwput met onderwaterbeton. Pas bij diepere bouwputten wordt het weer economisch om een (permanente) polder te bouwen.

MSheet bepaalt de waterspanningen hydrostatisch vanaf de grondwaterstand. In de grondprofielen van Amsterdam en Rotterdam is de drukverdeling echter niet hydrostatisch. De stijghoogtes in de watervoerende pakketten onder de alluviale lagen zijn lager dan de grondwaterstand. In de beginsituatie moet daarom reeds een correctie van de waterspanningen worden uitgevoerd ten opzichte van de hydrostatische druk. Dit kan worden gedaan door een negatieve additionele waterspanning in te voeren in de grondlagen onder de natuurlijke afsluitende laag. Het drukverschil verloopt geheel over de afsluitende kleilaag; de verticale doorlatendheid van een veenlaag is beter dan die van een kleilaag.

Na ontgraven tot onder de begane grondvloer is de grondwaterstand in de bouwkuip verlaagd tot 4,90 m onder maaiveld. De waterspanning onder de afsluitende kleilaag is niet veranderd. Dit kan in het programma worden verwerkt door een additionele waterspanning in te voeren vanaf de onderkant van de afsluitende laag naar beneden, zodanig dat de waterdruk onder de kleilaag weer overeenkomt met de stijghoogte in de zandlaag.

In de volgende fase wordt verder ontgraven tot onder niveau -2. Bij een constructie van twee ondergrondse lagen komt dit neer op een ontgraving van 8,00 m, bij meerdere lagen 7,70 m. Er kan nu al een probleem ontstaan met de veiligheid tegen opbarsten van het overgebleven deel van het alluviale pakket. Dit is het geval in het Rotterdamse grondpakket, doordat het gewicht van het grondpakket in de bouwkuip in Rotterdam klein is (kleiner dan in Amsterdam, ondanks een grotere dikte). De gevolgen van opbarsten zijn afhankelijk van de aanvoer van water uit het grondpakket. Bij weinig aanvoer vormen zich enkele verticale kanalen in de kleilaag waar het water door naar boven stroomt. Zo stelt zich automatisch een nieuw evenwicht in en kan overtollig water uit de bouwkuip worden gepompt. Om opbarsten te voorkomen kan in de zandlaag onder de eerste afsluitende laag een spanningsbemaling worden aangebracht om de stijghoogte terug te brengen tot een niveau met voldoende veiligheid tegen opbarsten. In het grondpakket van Rotterdam moet de stijghoogte worden teruggebracht tot -3,80 m onder maaiveld.

In het grondpakket van Amsterdam verloopt het verschil in waterspanning na ontgraven tot onder niveau -2 over de tweede afsluitende kleilaag op 16-17 m diepte.

Bij verder ontgraven van de eventuele derde, vierde en vijfde lagen moet de wand worden ingebracht tot in de diepe kleilaag. Alleen dan kan voldoende veiligheid tegen opbarsten worden verkregen. Over de diepe kleilaag (laag van Kedichem) loopt nu een waterdrukverschil zo groot als het verschil tussen de grondwaterstand in de bouwkuip en de stijghoogte in het diepe zand. In de diepe kleilaag zal ook een langzame horizontale toestroom van grondwater onder de wand door ontstaan, maar dit gaat traag en heeft weinig of geen directe invloed op de grondspanningen. Bij een steeds lager ontgravingsniveau wordt het drukverschil over de diepe kleilaag steeds groter. Dit wordt in MSheet weergegeven met een steeds grotere additionele waterspanning over de dikte van de kleilaag.

Voor het model van een vijflaagse polder in Amsterdam is in Bijlage 3 de fasering met diagrammen van de berekende resultaten van de grondspanningen en de krachten in de wand (in gebruikstoestand) weergegeven. In Bijlage 4 zijn de resultaten te zien zoals gegenereerd door MSheet.

Permanente polder

Bij het beschouwen van het permanente polderprincipe moet wel een kanttekening worden geplaatst. Bij toepassing van een dergelijke polder wordt altijd water onttrokken uit het grondpakket, hoe klein de hoeveelheid ook is. Afhankelijk van de bodemsamenstelling heeft dit invloed op de grondwaterstand en –stromingen. Dit kan gevolgen hebben voor omliggende funderingen of verspreiding van bodemverontreinigingen. In het geval van een niet goed functionerende verticale waterkering is de beïnvloeding van de omgeving ernstiger. In zandgrond kan een lekkende scheidingswand toestroming van grote hoeveelheden water veroorzaken. Bij lagen die minder water doorlaten (klei / fijn zand) kan een flinke verlaging van de grondwaterstand optreden waardoor houten funderingspalen aangetast kunnen worden. In verband met deze risico’s worden vergunningen voor het toepassen van een permanent polderprincipe niet gemakkelijk meer verstrekt.

Stempelkrachten

In de tabellen hieronder zijn de uitkomsten weergeven van de poldermodellen in MSheet met op elk niveau een stempelraam. Het betreft de rekenwaarden van de maximale te verwachten stempelkrachten per strekkende meter wand, afgerond op vijftallen kilonewtons om schijnnauwkeurigheid te voorkomen. Ook de rekenwaarden van de maximale buigende momenten in de wand zijn weergegeven, evenals de maximale doorbuiging van de wand in de gebruiksfase.

Amsterdam

	Maximale stempelkracht (kN/m^1)					Wand	$M_{max;d}$ (kNm)	u_{max} (mm)
Aantal lagen	St bg	St -1	St -2	St -3	St -4			
2	160	350	-	-	-	AZ26	445	50
3	155	305	455	-	-	AZ36	575	46
4	155	305	405	670	-	AZ36	740	53
5	155	305	405	600	785	AZ36	890	57

Rotterdam

	Maximale stempelkracht (kN/m^1)					Wand	$M_{max;d}$ (kNm)	u_{max} (mm)
Aantal lagen	St bg	St -1	St -2	St -3	St -4			
2 (+ bemaling)	235	600	-	-	-	AZ48	890	*70*
3	240	345	450	-	-	AZ48	915	*69*
4	240	345	400	645	-	AZ48	890	72
5	240	345	400	580	890	AZ48	950	71

De maximale kracht in een stempelraam komt bijna altijd direct in de fase na installatie. Na het realiseren van eventuele andere stempelramen neemt de kracht af. De maximale kracht in een stempelniveau is logischerwijs gelijk bij een extra laag ontgraving indien dezelfde wand wordt toegepast. De stempelkrachten in de bovenste twee niveaus zijn in het Rotterdamse grondpakket hoger dan in het Amsterdamse grondpakket. Dit komt doordat de grond die tegen de wand aanhangt zwaarder is dan in Amsterdam en de grondwaterstand iets hoger is.

Als de bouwkuip dieper wordt dan twee lagen krijgt de grafiek van de doorbuiging een duidelijke buik ter plaatse van de bodem van de ontgraving. In een aantal modellen zorgt de strenge vervormingseis voor een oneconomisch en daardoor onrealistisch wandprofiel. Bij bijvoorbeeld een drielaagse ontgraving in Rotterdam zou een damwand type L430 nodig zijn om de vervorming onder de gewenste 50 mm te houden. Dit is geen economische oplossing; toepassing onderwaterbeton zal een veel goedkoper alternatief zijn. Bij een minder strenge vervormingseis voor deze gevallen (80 of 90 mm in plaats van 50 mm) kan een lichtere wand worden toegepast en valt de toepassing van een polderprincipe te overwegen.

In de diepe poldermodellen worden de wanden aangebracht tot in de diepe kleilaag. Bij dergelijke lange damwandplanken is de uitvoering een belangrijk aandachtspunt. Het nauwkeurig intrillen en voorkomen van uit het slot lopen van planken is een flinke opgave, wat de benodigde risico's en kosten met zich meebrengt. Indien de risico's te groot worden kan er worden gedacht aan het toepassen van andere wandtypen als een palenwand, cement-bentonietwand of diepwand. Bij het gebruik van een cement-bentonietwand hoeft alleen het cement-bentoniet tot in de ondoorlatende laag te worden aangebracht en kan een relatief korte en dus goedkope damwand worden ingehangen.

Ook qua nauwkeurigheid van de plaatsing en de waterdichtheid van de damwand is deze uitvoeringsmethode gunstig. In elk specifiek project zal een goede afweging moeten worden gemaakt voor het type wand en de uitvoering ervan.

Overconsolidatie

In de resultaten van de diepe poldermodellen, waar de teen van de wand in de diepe klei staat, valt op dat het onderste deel van de wand flink vervormt; de klei levert weinig weerstand. Dit komt doordat bij diepe ontgravingen een groot deel van het neerwaartse gewicht wegvalt. Hierdoor verminderen de verticale grondspanningen en daarmee de horizontale spanningen. Door op te zwellen ontspant de kleilaag zich; dit heeft echter tijd nodig. In praktijk blijft de horizontale korrelspanning in eerste instantie gelijk aan de waarde van voor het ontgraven. MSheet rekent per fase de constructie geheel opnieuw door en houdt geen rekening met dergelijke tijdsafhankelijke effecten. De effectieve horizontale grondspanning wordt als volgt bepaald:

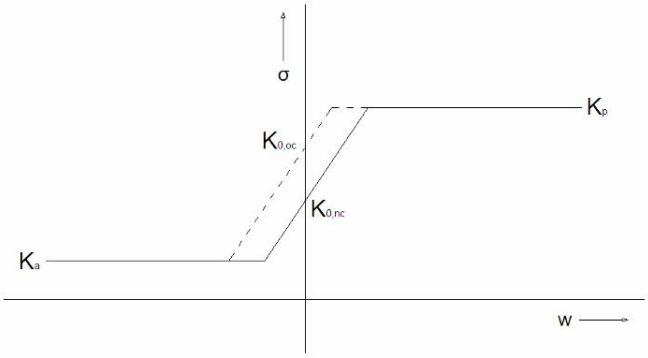
$$s'_h = K_0 \cdot s'_v \qquad \text{met: } K_0 = 1 - \sin j'$$

waarin:

σ'_h	[kN/m^3]	effectieve horizontale spanning
σ'_v	[kN/m^3]	effectieve verticale spanning
K_0	[-]	coëfficiënt van neutrale korreldruk
φ'	[°]	effectieve hoek van inwendige wrijving

Overconsolidatie betekent dat de werkelijke horizontale korrelspanningen hoger zijn dan die men zou berekenen op basis van de volumegewichten van de grondlagen en de diepte. Grond heeft de eigenschap dat na ontlasten de horizontale spanning van voor de ontlasting (voor een deel) gehandhaafd blijft. In de MSheet-modellen kan dit worden gecorrigeerd door de K_0 van een grondlaag te verhogen. Bij een hogere K_0 zijn de vervormingen van de wand realistischer. Bij een hogere horizontale spanning σ'_h treedt een kleinere verplaatsing w op aan de passieve kant, dus onder de afgraving.

Onderstaand figuur is het algemene gronddruk-verplaatsingsdiagram. De stippellijn geeft de verschuiving weer van het elastische deel van de grafiek bij vergroting van K_0. Bij eenzelfde korrelspanning σ'_h treedt een kleinere horizontale verplaatsing w op; de passieve kant van de grafiek reageert dus stijver.



Verschuiving gronddruk-verplaatsingsdiagram

De K_0 verandert over de diepte. Voor het bepalen van het effect van overconsolidatie op de krachten op de damwandconstructie kan worden volstaan met het berekenen van de gemiddelde nieuwe K_0 in het midden van de grondlaag. De nieuw in te voeren K_0 kan worden bepaald aan de hand van onderstaande formule:

$$s'_{h,oud} = s'_{h,nieuw}$$

$$g'_{oud} \cdot h_{oud} \cdot K_{0,nc} = g'_{nieuw} \cdot h_{nieuw} \cdot K_{0,oc}$$

$$\text{à} \quad K_{0,oc} = \frac{g'_{oud} \cdot h_{oud} \cdot K_{0,nc}}{g'_{nieuw} \cdot h_{nieuw}}$$

waarin:

$\sigma'_{h,oud}$	[kPa]	effectieve horizontale spanning voor ontgraven
$\sigma'_{h,nieuw}$	[kPa]	effectieve horizontale spanning na ontgraven
γ'_{oud}	[kN/m^3]	volumieke gewicht grond in bouwkuip voor ontgraven
γ'_{nieuw}	[kN/m^3]	volumieke gewicht grond in bouwkuip na ontgraven
h_{oud}	[m]	dikte grondpakket in bouwkuip voor ontgraven
h_{nieuw}	[m]	dikte grondpakket in bouwkuip na ontgraven
$K_{0,nc}$	[-]	coëfficiënt van neutrale gronddruk voor normaal geconsolideerde grond
$K_{0,oc}$	[-]	coëfficiënt van neutrale gronddruk voor overgeconsolideerde grond

In het model voor een vijflaagse polder in Amsterdam is in alle fases een gecorrigeerde K_0 ingevoerd voor de lagen vanaf -17 m onder maaiveld: zand3 en klei4 (Eemklei). In de tabellen hieronder zijn de berekende waarden voor $K_{0,oc}$ weergegeven.

Bepaling $K_{0,oc}$ voor zand3:

Ontgravingsdiepte	Gewicht ontgraving (kN/m^2)	$\gamma \cdot h_{nieuw}$	$K_{0,oc}$
0,0 m (initieel)	-	388,7	**0,43**
4,7 m	75,9	312,8	0,53
7,7 m	120,8	267,9	0,62
10,7 m	174,8	213,9	0,78
13,7 m	230,2	158,5	1,05
17,0 m	294,2	94,5	1,77

Bepaling $K_{0,oc}$ voor klei4 (eemklei):

Ontgravingsdiepte	Gewicht ontgraving (kN/m^2)	$\gamma \cdot h_{nieuw}$	$K_{0,oc}$
0,0 m (initieel)	-	519,2	**0,62**
4,7 m	75,9	443,3	0,73
7,7 m	120,8	398,4	0,81
10,7 m	174,8	344,4	0,93
13,7 m	230,2	289,0	1,11
17,0 m	294,2	225,0	1,43

Nadat deze waarden zijn ingevoerd, is het model nogmaals doorgerekend. De volgende verschillen zijn geconstateerd ten opzichte van het model zonder gecorrigeerde coëfficiënt van neutrale gronddruk:

Maximale stempelkrachten:

Stempel	oud	nieuw	verschil
bg	155	155	0%
-1	305	305	0%
-2	405	400	-1%
-3	600	605	+1%
-4	785	745	-5%

Maximale vervorming nagenoeg gelijk (maar de vervorming van de onderkant van de wand wordt minder)

- Maximaal moment in de wand neemt 14% af
- Maximale dwarskracht in de wand neemt 9% af

Geconcludeerd kan worden dat het corrigeren van de weerstand van de kleilaag een realistischer beeld geeft van de vervorming van de wand. Daarnaast wordt de wand minder zwaar belast. De invloed op de maximale stempelkrachten is echter alleen relevant in het onderste stempelraam, is zeer gering (≤ 5%), en indien aanwezig positief. Het is daarom in dit onderdeel van het onderzoek niet nuttig geacht om deze tijdrovende verbetering in de modellen aan te brengen.

Modellen met overslaan stempelniveaus

In de tabellen hieronder zijn de uitkomsten weergeven van de poldermodellen in MSheet waarbij niet op alle niveaus een stempelraam wordt toegepast. De extra werkruimte die ontstaat kan gunstig zijn voor de uitvoering. In deze modellen zijn de stempelramen op -1 en eventueel -3 weggelaten. Zoals eerder aangegeven moet er op het niveau van de begane grondvloer altijd een stempelraam komen omdat anders de vervormingen van de uitkragende wand te groot worden. Naast de rekenwaarden van de maximale stempelkrachten per eenheid van breedte zijn de rekenwaarden van de maximale buigende momenten in de wand en de maximale doorbuiging van de wand weergegeven.

Amsterdam

	Maximale stempelkracht (kN/m^1)					Wand	$M_{max;d}$ (kNm)	u_{max} (mm)
Aantal lagen	St bg	St -1	St -2	St -3	St -4			
2	300	-	-	-	-	AZ36	870	*70*
3	270	-	475	-	-	AZ36	810	*69*
4	265	-	895	-	-	L430	1365	56
5	265	-	850	-	770	L430	1295	54

Rotterdam

	Maximale stempelkracht (kN/m^1)					Wand	$M_{max;d}$ (kNm)	u_{max} (mm)
Aantal lagen	St bg	St -1	St -2	St -3	St -4			
2 (+ bemaling)	430	-	-	-	-	L430	1715	*78*
3	350	-	410	-	-	L430	1415	*63*
4	350	-	895	-	-	L430	1640	78
5	350	-	845	-	850	L430	1590	76

In de modellen met twee of drie ondergrondse lagen wordt bij beide grondsamenstellingen de vervormingseis van maximaal 50 mm niet gehaald. Ook bij het toepassen van een nog stijvere wand is dit niet mogelijk. Het is duidelijk dat bij een dergelijke strenge vervormingseis de wand op elk vloerniveau moet worden ondersteund.

In vergelijking met de modellen met op elk niveau een stempelraam is het benodigde damwandprofiel in elke variant zwaarder. Door de grotere overspanning die de wand moet maken zijn de momenten en vervormingen groter. De maximale stempelkracht die optreedt in één van de stempelramen is echter niet veel groter. In bijvoorbeeld het model met vijf lagen in Amsterdam is de maximale stempelkracht nu 850 kN/m^1 terwijl dit 785 kN/m^1 was. Daarom kan worden geconcludeerd dat de capaciteit van de permanente betonnen stempelramen het overslaan van stempelniveaus niet belemmert.

In dit stadium van het onderzoek is het lastig te oordelen of de voordelen voor de uitvoering van het overslaan van stempelniveaus opweegt tegen de extra kosten voor de stijvere damwand die nodig is. Na verdere uitwerking van de uitvoeringsmethode kan hier misschien meer over worden gezegd.

Onderwaterbeton

In Nederland is aanzienlijke ervaring met het gebruik van onderwaterbeton bij ondergronds bouwen. Naast het horizontaal waterdicht afsluiten van de bouwkuip en het tegenwerken van de opwaartse waterdruk onder de vloer heeft het onderwaterbeton ook een stempelfunctie. Na nat ontgraven en het aanbrengen van de laag onderwaterbeton wordt de bouwkuip leeggepompt. Het water in de bouwkuip, dat tegenwicht bood tegen de horizontale gronddrukken op de wand, valt weg. Een groot deel van deze horizontale belasting komt in het onderwaterbeton terecht.

Alle twaalf MSheet-model met onderwaterbeton hebben ongeacht het aantal lagen evenveel fases. Na het ontgraven tot onder het stempelraam op het niveau van de begane grondvloer en het aanbrengen van het stempelraam wordt nat ontgraven tot de onderkant van het geplande onderwaterbeton. In de derde fase wordt de bouwkuip leeggepompt. Hieronder is de schematische fasering weergegeven van een bouwput met onderwaterbeton:

- Maken wanden
- Ontgraven tot -1,7 m tov mv
- Installeren (hulp)palen/kolommen
- Maken stempelraam bg
- Eventueel opzetten water
- Ontgraven tot funderingsniveau
- Maken onderwaterbeton
- Droogpompen bouwput
- Maken poeren en funderingsplaat

Het niveau van het grondwater aan beide kanten van de wand heeft een grote invloed op de krachten en vervormingen van de wand en op de stempelkrachten. Gebruikelijk is om bij onderwaterbeton een zo hoog mogelijke waterstand aan te houden binnen de bouwkuip voor extra steun van de wand. Een stempelraam wordt dan ook zo hoog mogelijk aangebracht om een overhoogte mogelijk te maken.

In het geval van een permanent stempelraam kan de hoogte van het stempelraam niet worden gevarieerd; dit is vastgelegd met de hoogte van de begane grondvloer. Na aanleg van het stempelraam wordt de waterstand in de bouwput verhoogd tot 50 mm onder het stempelraam, dus tot 1,25 m onder het maaiveld. Het is bij een tijdelijk stalen stempelraam mogelijk om de stempels geheel of gedeeltelijk onder water te zetten. Dit is voordelig voor het benodigde wandprofiel. Er is vanuit gegaan dat een deel van de betonnen vloer dat als stempel functioneert niet onder water wordt gezet.

Een gevolg van een extra hoge waterstand in de bouwkuip is dat de waterspanning in het grondpakket van de bouwkuip hoger is dan de waterspanning in het originele grondprofiel, zoals nog steeds aanwezig buiten de bouwkuip. Indien een ondoorlatende laag aanwezig is in de bouwkuip staat hierover een drukverschil (hoogte water in bouwkuip – stijghoogte diep zand). Als de bouwkuip niet wordt afgesloten met een

natuurlijke ondoorlatende laag, zoals in het Utrechtse grondpakket of als de natuurlijke afsluitende lagen zijn afgegraven, stroomt water door het watervoerende zand de bouwkuip uit. Men zou constant water moeten toevoeren om de overhoogte in de bouwput te behouden.

Bij nat ontgraven vormt zich mogelijk een laagje slib op het oppervlak van de ontgraving. Dit kan automatisch de bouwput enigszins afsluiten waardoor het water van de overhoogte niet snel naar beneden verdwijnt.

Er is gekozen voor het toepassen van een overhoogte indien ondoorlatende lagen in de bouwput het toegevoegde water kunnen behouden. Indien het een grote en diepe ontgraving betreft en er geen ondoorlatende lagen (meer) aanwezig zijn in de bouwkuip stroomt veel water weg. Het is dan niet gebruikelijk om een overhoogte te handhaven in de bouwkuip. In de modellen is in dit geval uitgegaan van een waterstand in de bouwkuip gelijk aan de stijghoogte in het diepe zand. In Utrecht bestaat de ondergrond volledig uit zand en is de stijghoogte gelijk aan de grondwaterstand.
Bij toepassing van onderwaterbetonvloer in MSheet moet men een aantal extra gegevens invoeren. In de derde fase, na storten van het onderwaterbeton en het droogpompen van de bouwkuip, is de waterstand gelijk aan het niveau van de onderkant van het onderwaterbeton. Hierdoor calculeert het programma vanaf dat punt de waterdruk hydrostatisch. In de realiteit heerst onder de laag onderwaterbeton echter dezelfde waterdruk als op dezelfde diepte in het originele grondpakket. Dit kan worden gecorrigeerd door in de laatste fase een additionele waterspanning toe te voegen in de lagen onder het onderwaterbeton, even groot als de verwijderde hoeveelheid water. Om te zorgen dat de korrelspanning in de grond dan niet verandert, wordt een bovenbelasting toegevoegd op de grond onder het onderwaterbeton van dezelfde grootte. Hieronder is in tabelvorm weergegeven wat per model de additionele waterspanning is.

Aantal lagen	Amsterdam	Rotterdam	Utrecht
2 lagen ontgr tot -9,0 m	55	70	74
3 lagen ontgr tot -12,0 m	85	100	104
4 lagen ontgr tot -15,2 m	117	132	136
5 lagen ontgr tot -18,2 m	147	162	166

Als illustratie van de modellen met onderwaterbeton worden in bijlage 5 de verschillende fases van het model voor vier lagen in Rotterdam getoond met in Bijlage 6 de resultaten in cijfers.

Uitvoering

Een stempelraam bestaande uit delen van een geprefabriceerde vloer kan een belemmering vormen voor de uitvoering van het nat ontgraven en het maken van het onderwaterbeton. De ideale bouwput voor toepassen van onderwaterbeton heeft geen obstakels. Op die manier kan gemakkelijk een ponton worden gebruikt voor het heien van palen, ontgraven en het storten van het onderwaterbeton.

Bij de aanwezigheid van een stempelraam is dit niet mogelijk en moet een andere voorziening worden aangelegd om werkruimte te creëren. Vaak wordt een tijdelijke werkbrug gebouwd. Het toepassen van een betonnen stempelraam in een brede bouwput

vereist het toepassen van hulppalen als steun voor het relatief zware stempelraam alvorens te beginnen met de ontgraving. Deze kunnen ook worden gebruikt voor de werkbrug. Een betonnen stempelraam bestaande uit vloerdelen kan wellicht ook zelf de functie van werkbrug vervullen (vergelijkbaar als bij de Kalvertoren in Amsterdam, zie literatuurstudie).

Stempelkrachten

In de tabellen hieronder zijn de uitkomsten weergeven van de MSheet-modellen met onderwaterbeton en een stempelraam op het niveau van de begane grondvloer. Het betreft de rekenwaarden van de maximale te verwachten stempelkrachten per strekkende meter wand, afgerond op vijftallen kilonewtons. Ook de toegepaste wand, de rekenwaarden van het maximale moment in de wand en de maximale doorbuiging van de wand in de gebruiksfase zijn weergegeven.

Amsterdam

	Maximale stempelkracht (kN/m[1])		Wand	$M_{max;d}$ (kNm)	u_{max} (mm)
Aantal lagen	Stempel bg	Stempel owb			
2	175	375	AZ26	370	31
3	260	785	AZ36	730	47
4	375	1365	L430	1410	53
5	600	1500	Diepwand 1200	3395	45

Rotterdam

	Maximale stempelkracht (kN/m[1])		Wand	$M_{max;d}$ (kNm)	u_{max} (mm)
Aantal lagen	Stempel bg	Stempel owb			
2	210	355	AZ26	470	42
3	305	695	L430	1060	36
4	430	1390	L430	1720	64
5	600	1765	Diepwand 1200	3175	39

Utrecht

	Maximale stempelkracht (kN/m[1])		Wand	$M_{max;d}$ (kNm)	u_{max} (mm)
Aantal lagen	Stempel bg	Stempel owb			
2	180	345	AZ26	405	24
3	285	730	AZ48	930	46
4	415	1360	L430	1710	63
5	575	1845	Diepwand 1200	3260	34

Zoals ook bij de poldermodellen genereert het Rotterdamse grondprofiel grotere stempelkrachten dan het Amsterdamse profiel. De belastingen uit het relatief homogene zandprofiel van Utrecht lopen regelmatig op bij toename van het aantal lagen. Bij toepassing van onderwaterbeton is het wel mogelijk om aan de vervormingseis van 50 mm voor een twee- of drielaagse ontgraving te voldoen. Bij het Rotterdamse grondprofiel moet dan wel een zware L430 damwand worden gebruikt. De maximale stempelkracht treedt op in de derde fase van de uitvoering, na het droogzetten van de bouwkuip.

In de modellen met vijf lagen ontgraving wordt de overspanning tussen stempelraam en onderwaterbeton erg groot en moet een diepwand worden toegepast. Een diepwand is zeer stijf wat voordelig is voor de vervormingen. Door de grote stijfheid trekt de wand wel grote buigende momenten aan. In verband met de economische hoeveelheid wapening is in alle drie de grondlagen een diepwand met een dikte van 1200 mm nodig. De rekenwaarden voor het moment in de wanden komen zelfs aan de grens van de capaciteit van deze diepwand. Het maximale moment treedt echter zeer plaatselijk op en de diepwand kan op deze plek extra worden gewapend. Over de resterende lengte van de wand kan terug worden gegrepen op de economische wapening.

Het toepassen van een overhoogte van de waterstand in de bouwput is gunstig voor de maximale stempelkracht en voor het maximale moment in de wand, maar zorgt niet altijd voor minder vervorming. De fase waarin de bouwkuip wordt drooggelegd wordt dan belangrijker omdat de grote steun van het water verdwijnt.

Het toepassen van één of meerdere extra stempellagen is weinig interessant bij een bouwput met onderwaterbeton. Het grote voordeel van het nat ontgraven valt voor een deel weg als de waterstand moet worden verlaagd voor het realiseren van een stempelraam op niveau -1 of -2. De maximale stempelkracht in de begane grondvloer zal niet afnemen en ook de momenten en vervormingen worden niet minder. Bij een korte inventarisatie hiervan is wel aangenomen dat het niet mogelijk is om de stempelramen onder water te fabriceren of na aanleg onder water te zetten.

Bijlagen

Bijlage 1.1: Bronnen grondeigenschappen

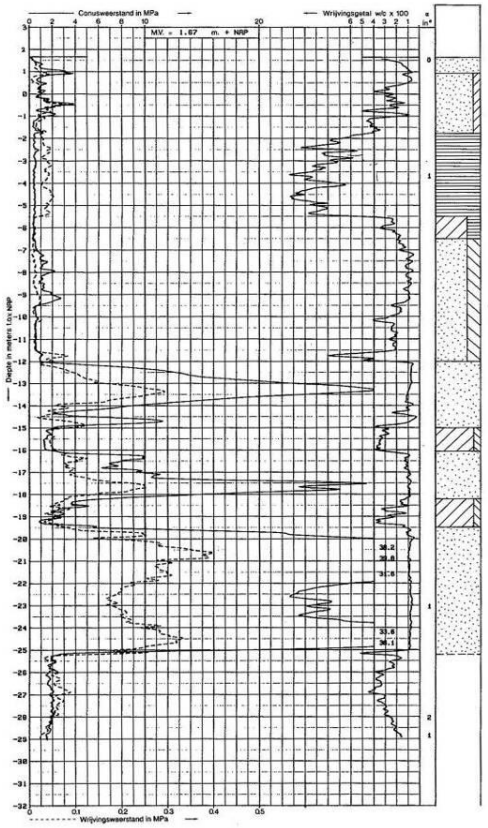
Bijlage 1.2: Ontgravingsniveau's en waterstanden

Bijlage 1.3: Resultaten MSheet-model polder van vijf lagen in Amsterdam

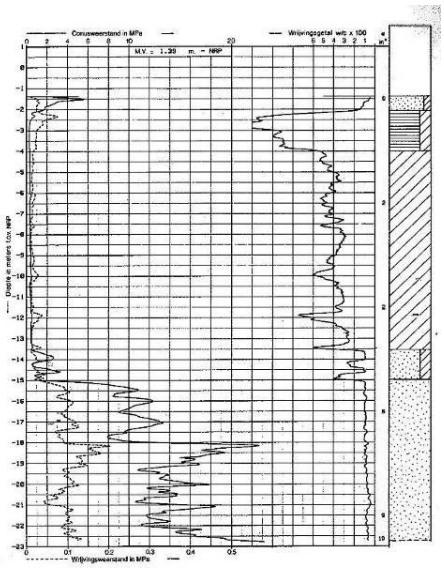
Bijlage 1.4: Resultaten MSheet-model onderwaterbeton van vier lagen in Rotterdam

Bijlage 1.1: Bronnen grondeigenschappen

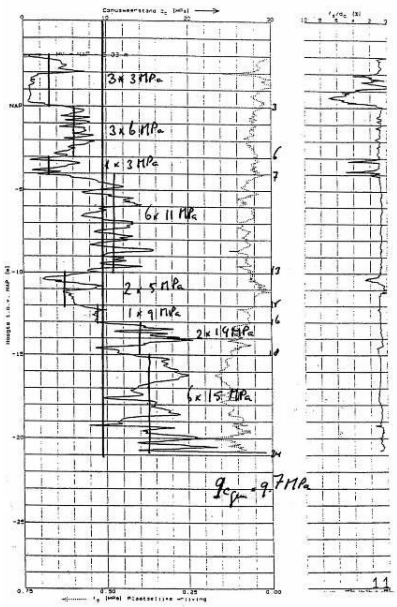
Sonderingen uit CUR166



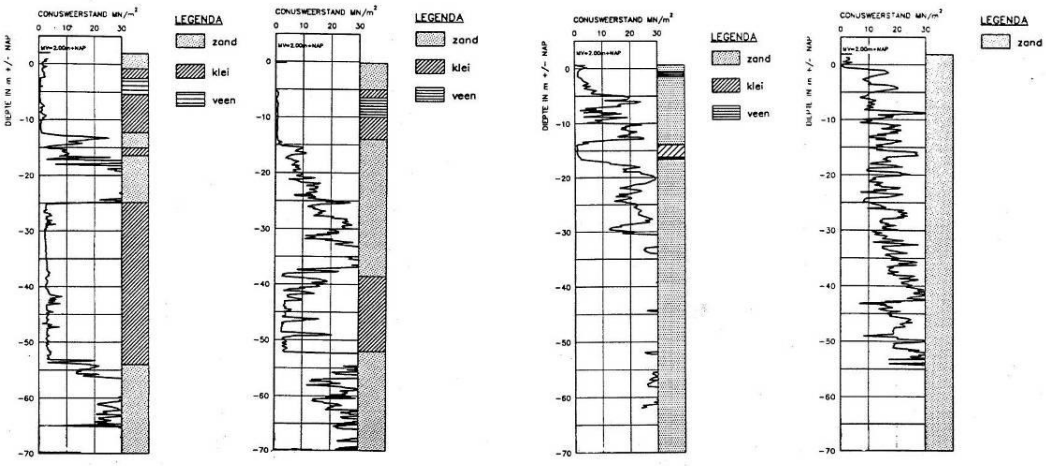
Sondering Amsterdam.



Sondering Rotterdam.



Sonderingen uit rapport KiVi-werkgroep Kelderconstructies



Figuur 6.1 Profiel Amsterdam Figuur 6.2 Profiel Rotterdam Figuur 6.3 Profiel Den Haag Figuur 6.4 Profiel Utrecht

In het onderzoek van KiVi-werkgroep Kelderconstructies is de Amsterdamse grondslag als representatief aangehouden voor een bodemopbouw waarin zich op bereikbare diepte zodanig slecht waterdoorlatende lagen bevinden dat zij het in verticale richting toestromen van grondwater kunnen verhinderen of in voldoende mate kunnen beperken. Voor een bodemprofiel zonder slecht waterdoorlatende lagen is het Utrechtse profiel als representatief aangehouden. Het maaiveld is gekozen op 2,0 m + NAP, de grondwaterstand is aangenomen op NAP.

Tabellen grondparameters gebruikt door de KiVi-werkgroep Kelderconstructies

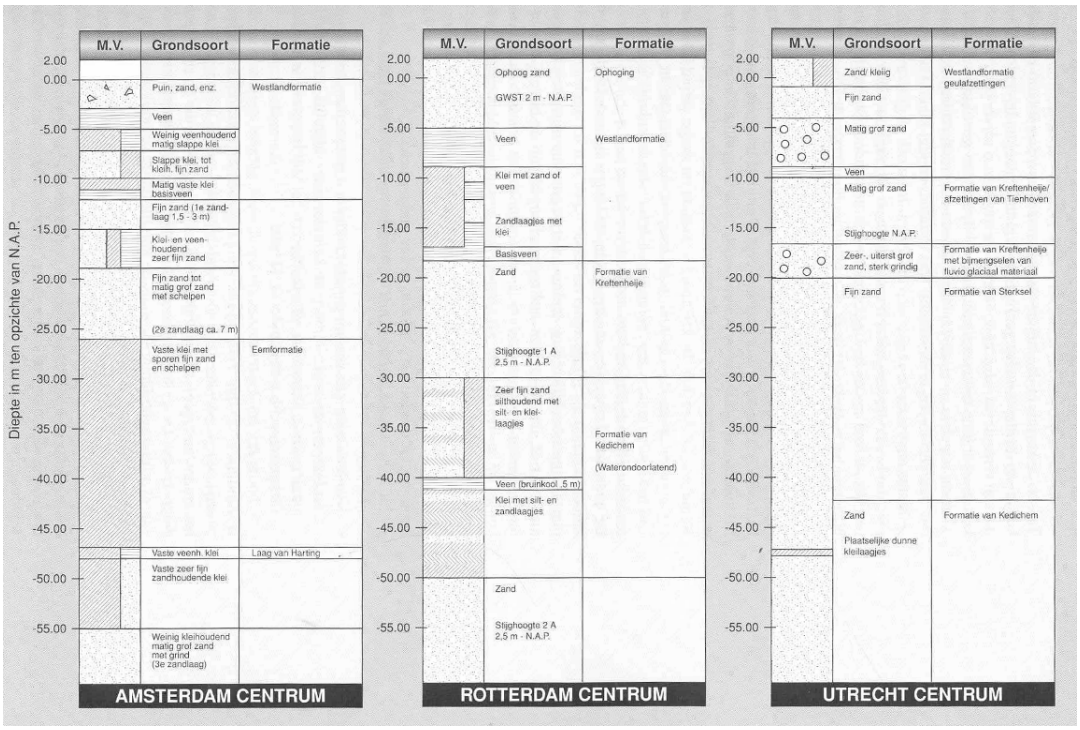
Representatieve waardes grondparameters Amsterdams profiel

Diepte in m t.o.v. NAP	typering	γ (kN/m³)	φ (°)	δ (°)	coh. kN/m²	λa	λn	λp	bedconst. (kN/m³)
1 tot -2.5	zand	17/19	30	27,5	0	0,30	0,5	5,0	2500
-2,5 tot -6	klei/ veen	12	15	0	5	0,60	0,75	1,75	750
-6 tot -12	klei	18	22,5	20	10	0,40	0,60	3,0	1000
-12 tot -15	zand	20	32,5	27,5	0	0,25	0,45	5,5	5000
-15 tot -16	klei	18	22,5	20	10	0,40	0,60	3,0	1500
-16 tot -25	zand	21	35	25	0	0,20	0,35	7,0	10000
-25 tot -40	eemklei	18	22,5	20	10	0,40	0,60	3,0	2000
-40 tot -50	eemklei	20	27,5	25	25	0,30	0,55	4,0	2000
-50 tot -70	zand	21	40	27,5	0	0,20	0,35	7,0	20000

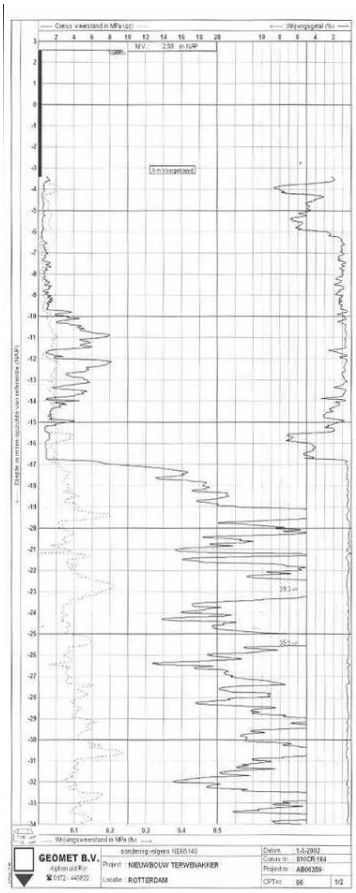
Representatieve waardes grondparameters Utrechts profiel

Diepte in m t.o.v. NAP	typering	γ (kN/m³)	φ (°)	δ (°)	coh. kN/m²	λ_a	λ_o	λ_p	bedconst. (kN/m³)
+2 tot 0	zand	17/19	30	27,5	0	0,30	0,5	5,0	2500
0 tot -10	zand	20	32,5	27,5	0	0,25	0,45	5,5	7500
-10 tot -20	zand	20	32,5	27,5	0	0,25	0,45	5,5	10000
-20 tot - 35	zand	20	32,5	27,5	0	0,25	0,45	5,5	15000

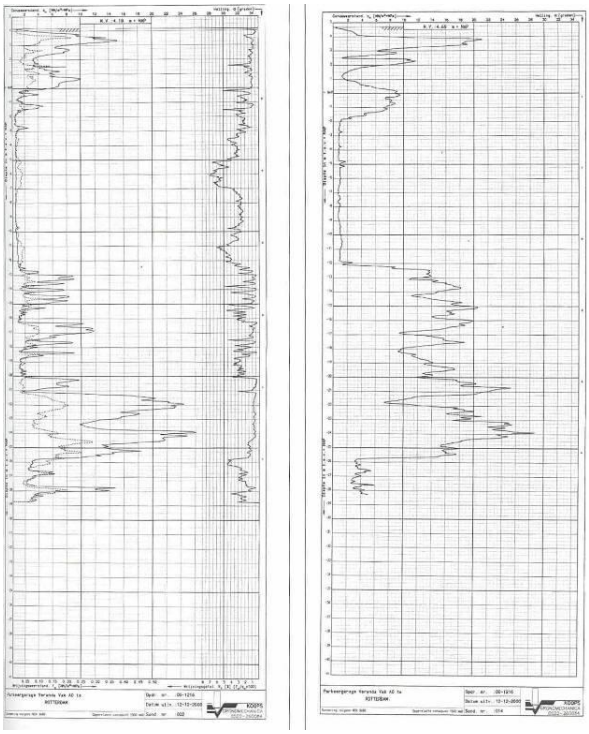
Handboek Ondergronds Bouwen, deel 1



Sondering van project Terwenakker in Rotterdam ()



Twee verschillende sonderingen bij het project De Veranda in Rotterdam



Bij de BAM A&E in eerder onderzoek gebruikte gegevens:

Amsterdam, grondwater op -1 m NAP

Diepte in m tov MV	typering	γ (kN/m^3)	φ (°)	δ (°)	coh. (kN/m^2)
0,0 tot -2,0	zand schoon matig	17/19	27,5	18,33	0,0
-2,0 tot -9,0	klei/veen	15/16	22,5	0,0	5,0
-9,0 tot -11	zand schoon matig2	18/20	30,0	20,0	0,0
-11 tot -17	klei zwak zandig	16	25,0	16,67	2,0
-17 tot -20	klei sterk zandig	17	27,5	18,33	0,0
va -20	zand schoon vast	20/21	32,5	21,67	0,0

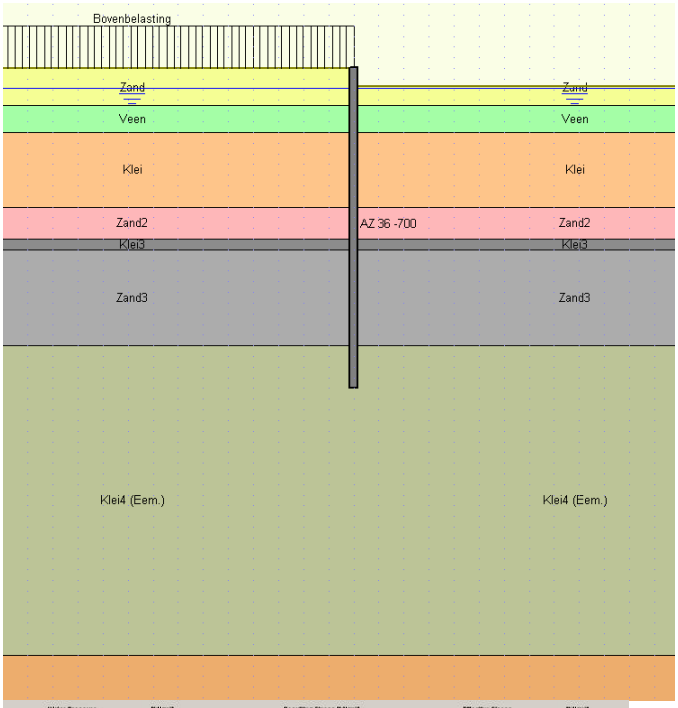
Rotterdam, grondwater op -1 m NAP

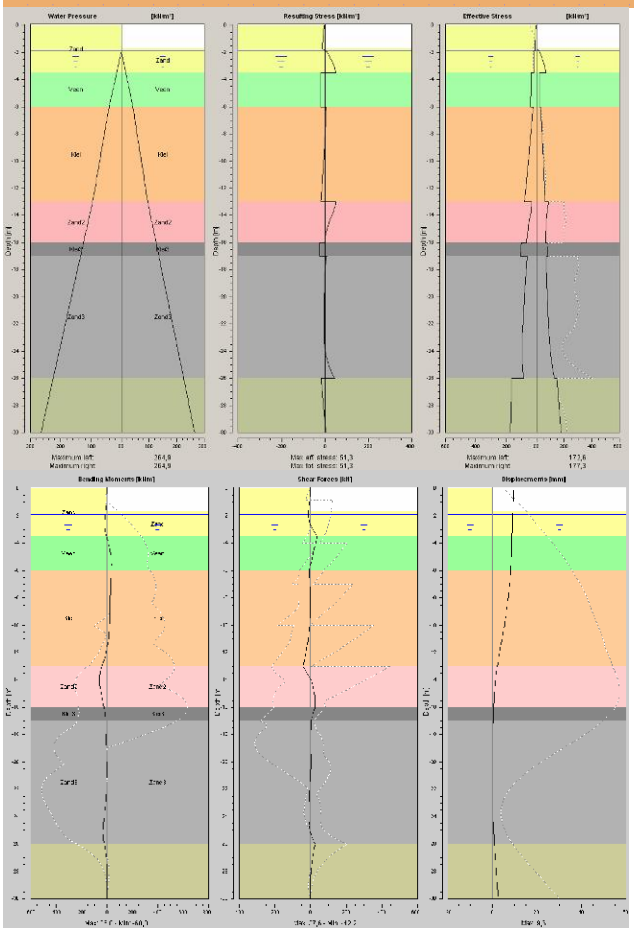
0,0 tot -2,0	zand schoon matig	17/19	27,5	18,33	0,0
-2,0 tot -9,0	klei/veen	15/16	22,5	0,0	5,0
-17 tot -20	klei sterk zandig	17	27,5	18,33	0,0
va -20	zand schoon vast	20/21	32,5	21,67	0,0

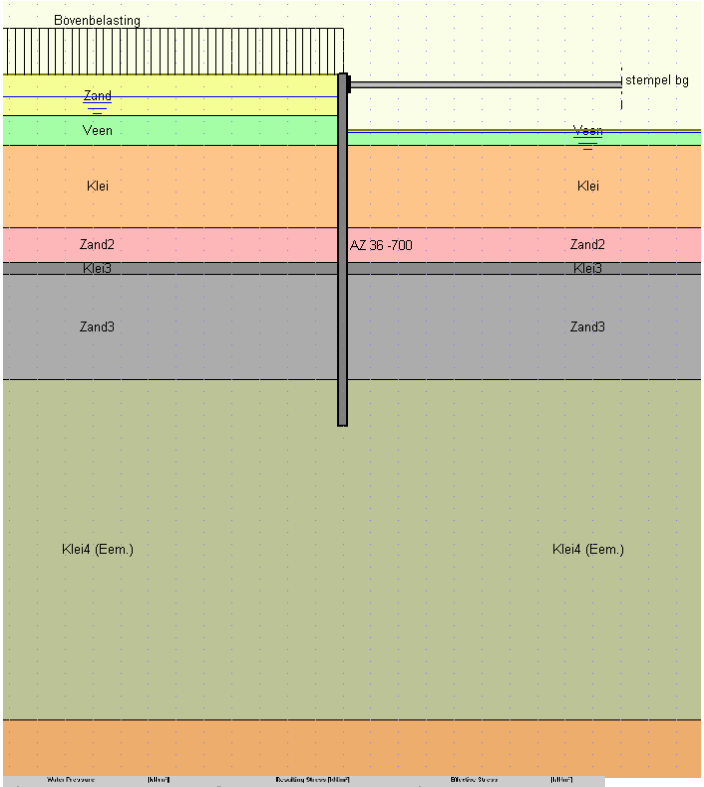
Bijlage 2: Ontgravingsniveau’s en waterstanden

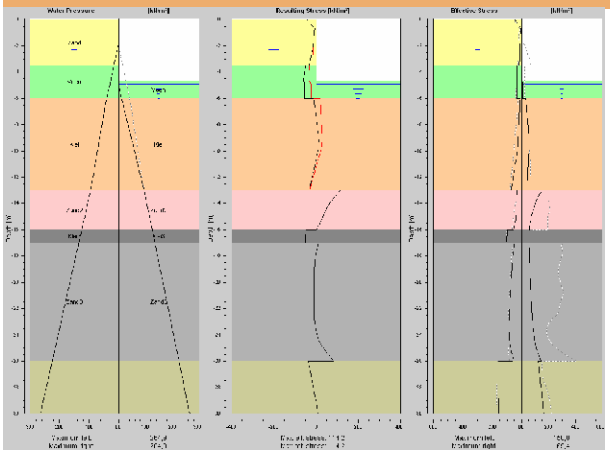
Niveau ontgraven bouwput tov mv	Grondwaterstand in bouwkuip
0,0 m (mv)	-1,0 m
-1,7 m	-1,5 m (nat ontgraven)
	-1,9 m (aanleggen stempel bg)
	-2,0 m (stijghoogte Rotterdam)
	-3,5 m (stijghoogte Amsterdam)
-4,7 m	-4,5 m (nat ontgraven, meerdere stempels)
	-4,9 m (aanleggen stempel -1)
-7,7 m	-7,5 m (nat ontgraven, meerdere stempels)
	-7,9 m (aanleggen stempel -2)
-8,0 m (funderingsniveau polder 2 lagen)	-8,2 m (funderingsniveau polder 2 lagen)
-9,0 m (onderkant owb 2 lagen)	-9,0 m (onderkant owb 2 lagen)
-10,7 m	-10,9 m (aanleggen stempel -3)
-11,0 m (funderingsniveau polder 3 lagen)	-11,2 m (funderingsniveau polder 3 lagen)
-12,0 m (onderkant owb 3 lagen)	-12,0 m (onderkant owb 3 lagen)
-13,7 m	-13,9 m (aanleggen stempel -4)
-14,0 m (funderingsniveau polder 4 lagen)	-14,2 m (funderingsniveau polder 4 lagen)
-15,2 m (onderkant owb 4 lagen)	-15,2 m (onderkant owb 4 lagen)
-17,0 m (funderingsniveau polder 5 lagen)	-17,2 m (funderingsniveau polder 5 lagen)
-18,2 m (onderkant owb 5 lagen)	-18,2 m (onderkant owb 5 lagen)
Aangrijpingspunten stempels	
stempel bg	-0,85 m
stempel -1	-4,0 m
stempel -2	-7,0 m
stempel owb 2 lagen	-8,25 m
stempel -3	-10,0 m
stempel owb 3 lagen	-11,25 m
stempel -4	-13,0 m
stempel owb 4 lagen	-14,3 m
stempel owb 5 lagen	-17,3 m

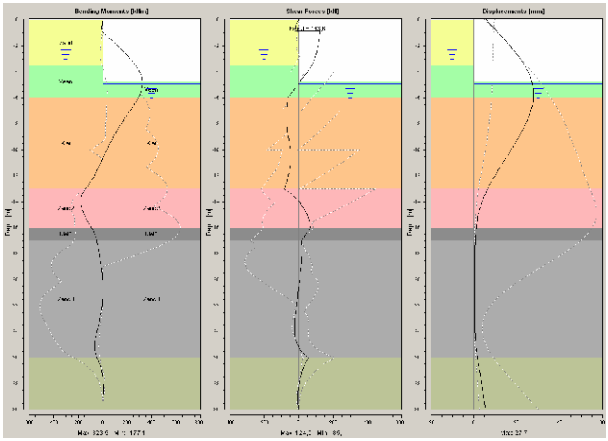
Bijlage 1.3: MSheet-model polder van vijf lagen in Amsterdam

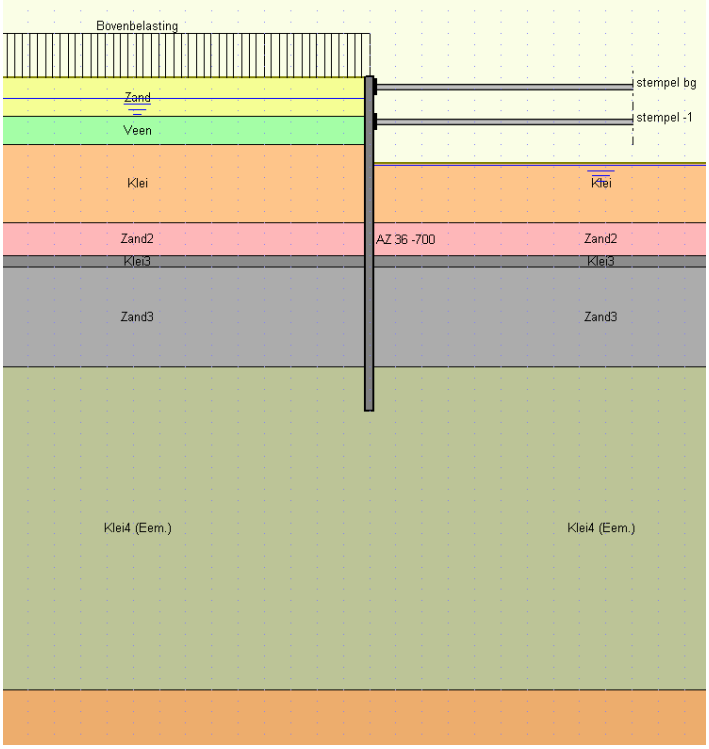


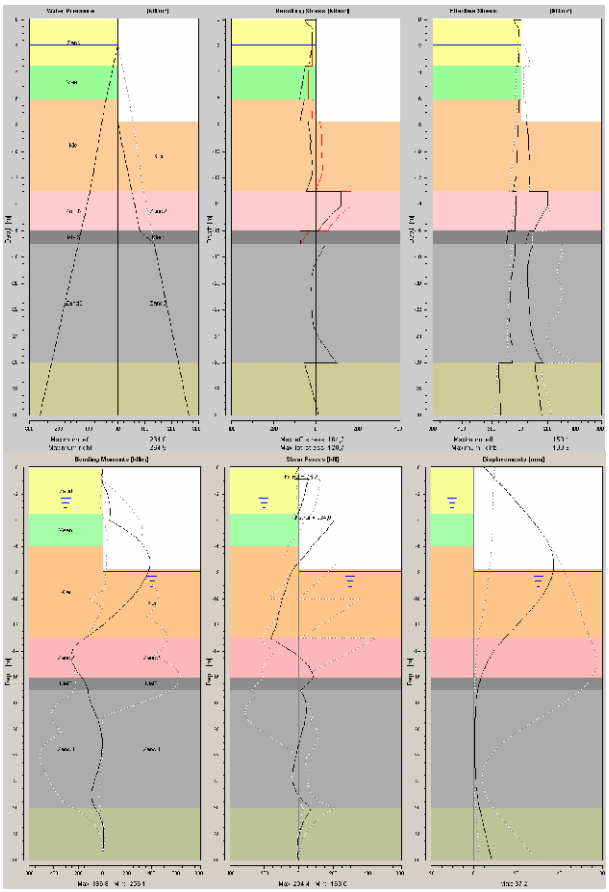


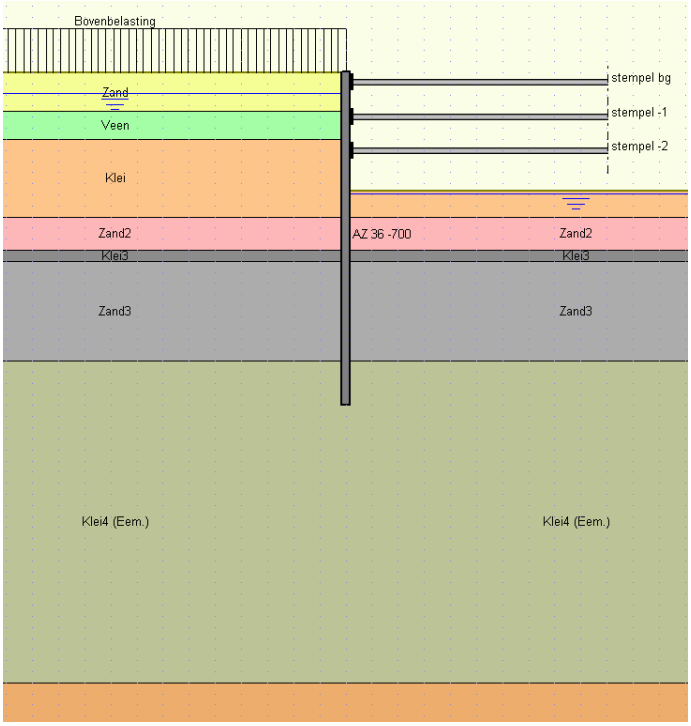

Bovenbelasting
stempel bg
Zand
Veen
Veen
Klei
Klei
Zand2
AZ 36 -700
Zand2
Klei3
Klei3
Zand3
Zand3
Klei4 (Eem.)
Klei4 (Eem.)

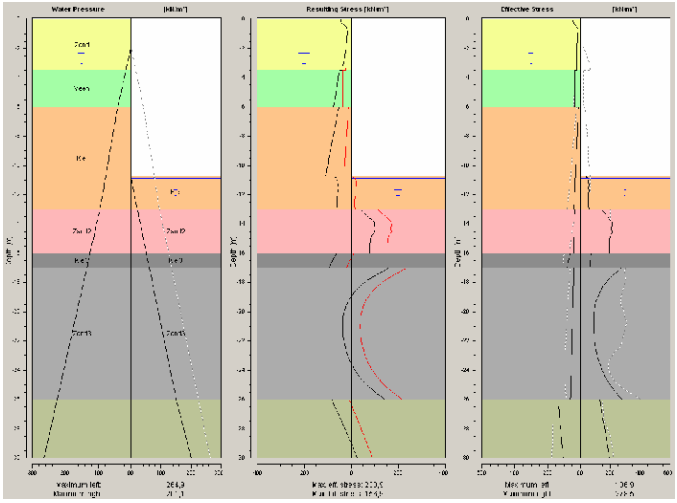


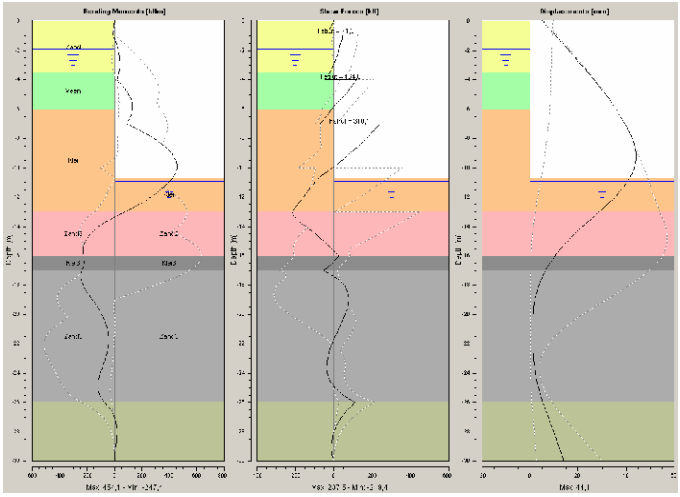


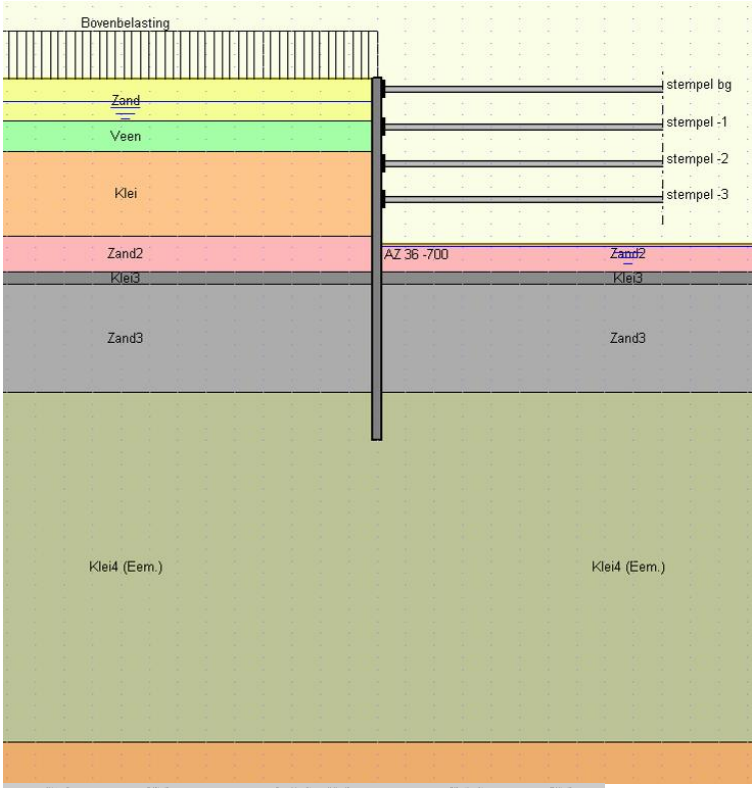

Bovenbelasting
Zand
Veen
Klei
Zand2
Klei3
Zand3
Klei4 (Eem.)
stempel bg
stempel -1
AZ 36 -700
Klei
Zand2
Klei3
Zand3
Klei4 (Eem.)

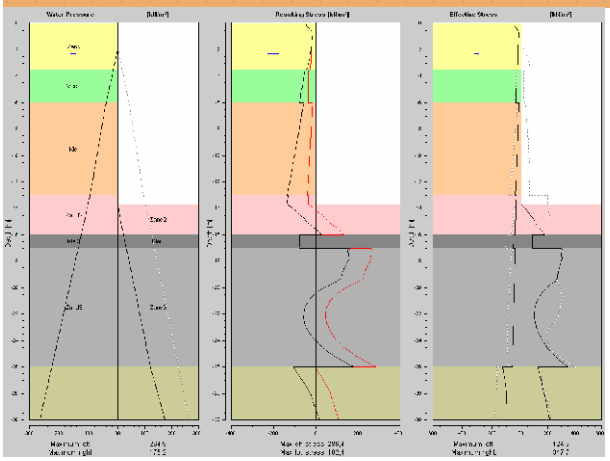


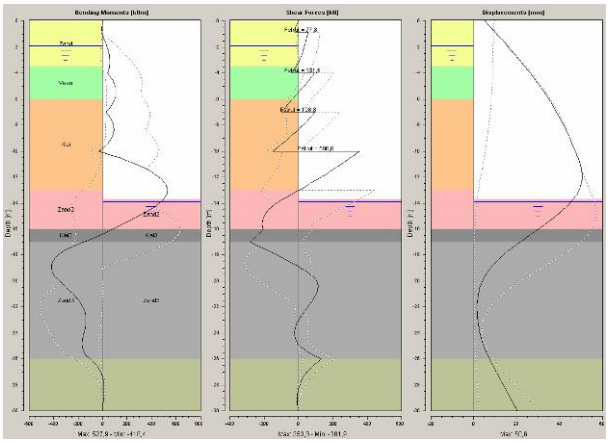

Bovenbelasting
Zand
Veen
Klei
Zand2
Klei3
Zand3
Klei4 (Eem.)
stempel bg
stempel -1
stempel -2
AZ 36 -700
Zand2
Klei3
Zand3
Klei4 (Eem.)

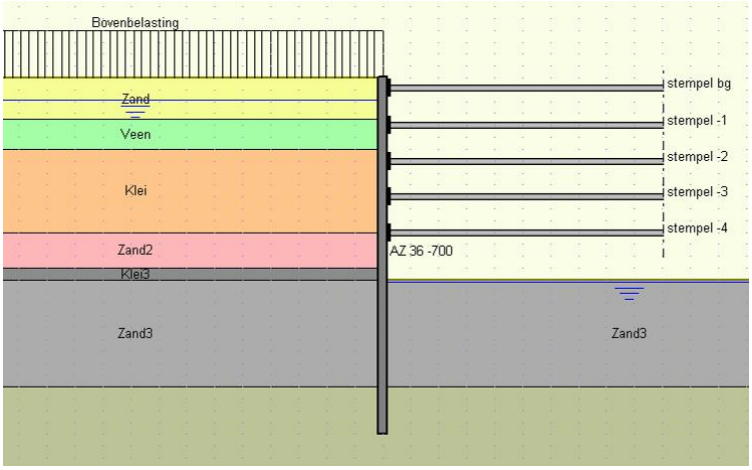


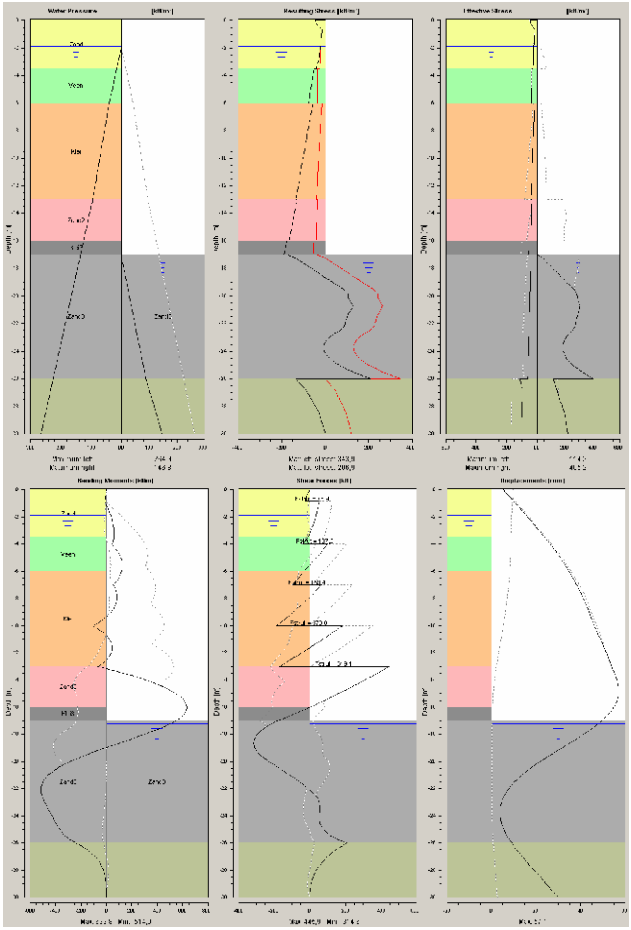



Bovenbelasting
Zand
Veen
Klei
Zand2
Klei3
Zand3
Klei4 (Eem.)
stempel bg
stempel -1
stempel -2
stempel -3
AZ 36 -700
Zand2
Klei3
Zand3
Klei4 (Eem.)

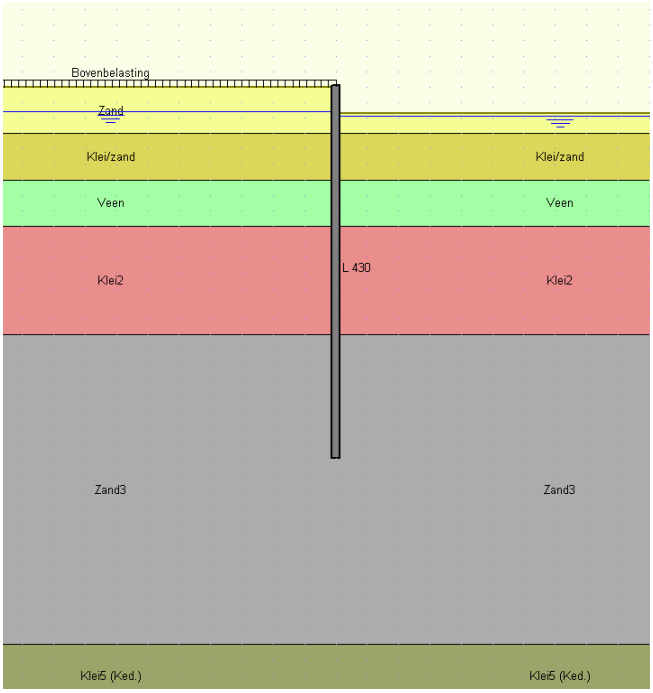


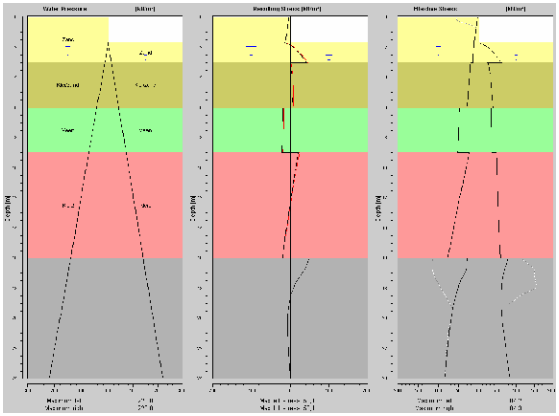


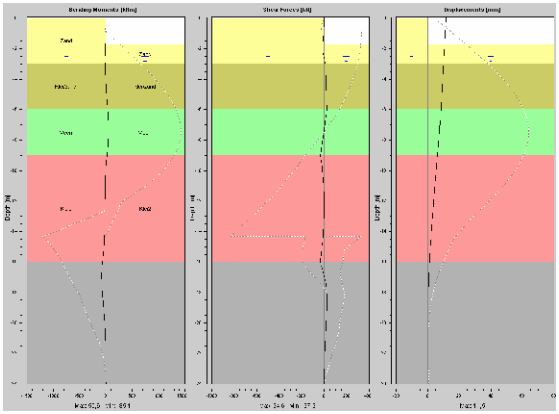

Bovenbelasting
Zand
Veen
Klei
Zand2
Klei3
Zand3
Zand3
stempel bg
stempel -1
stempel -2
stempel -3
stempel -4
AZ 36 -700

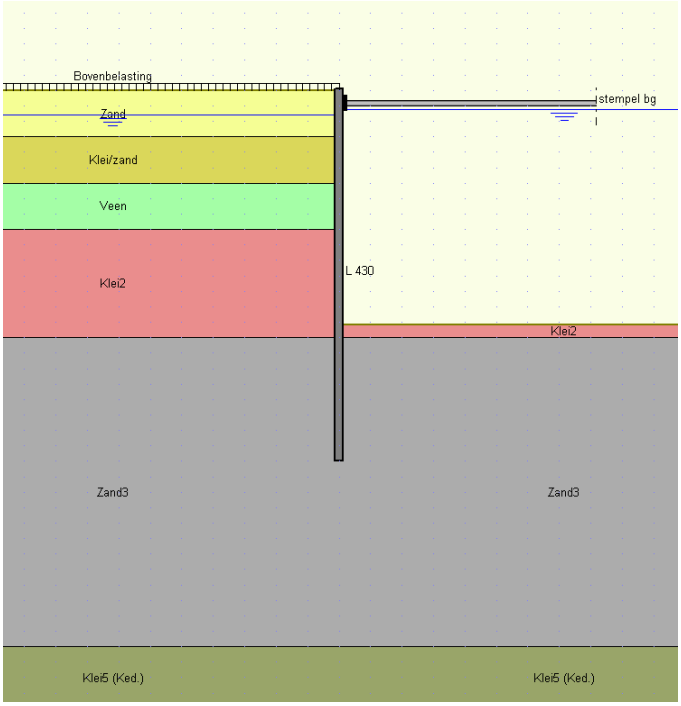


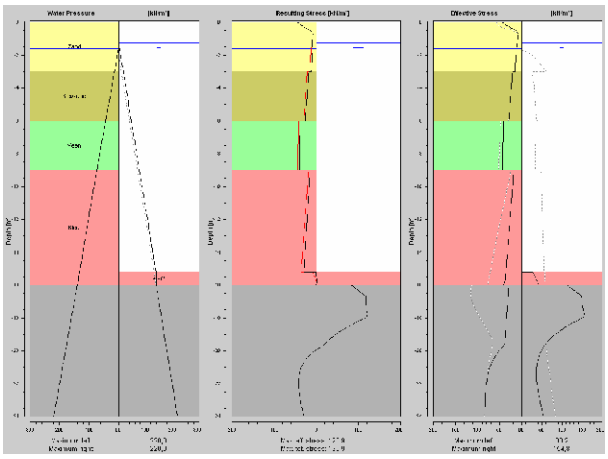
Bijlage 1.4: MSheet-model onderwaterbeton van vier lagen in Rotterdam

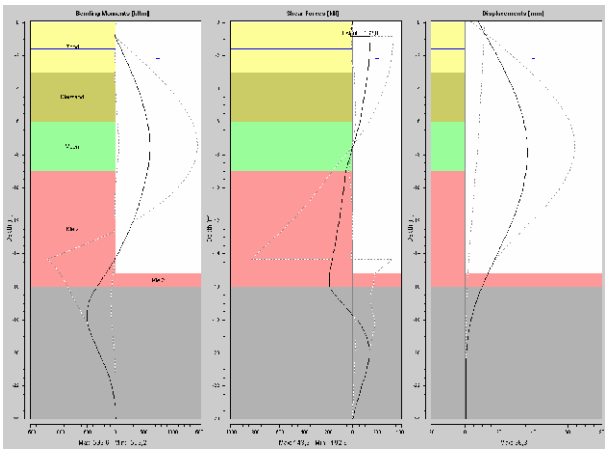


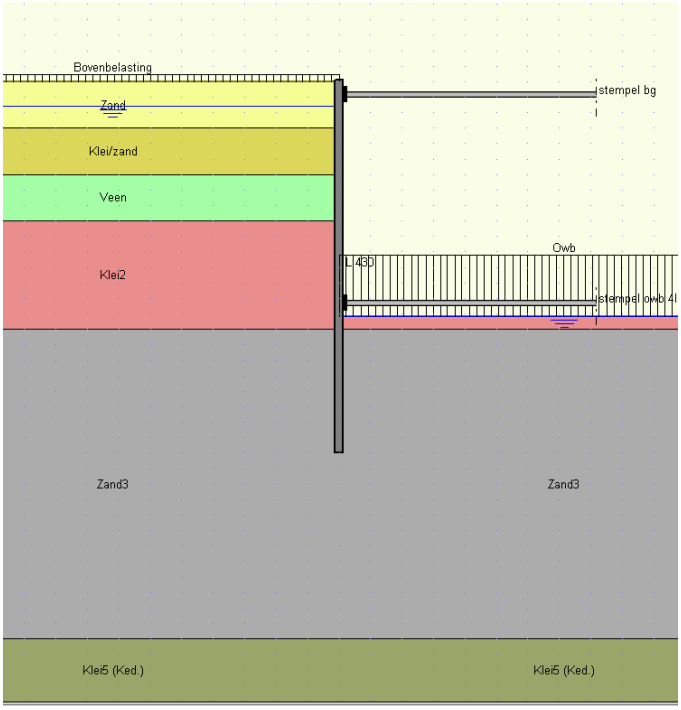


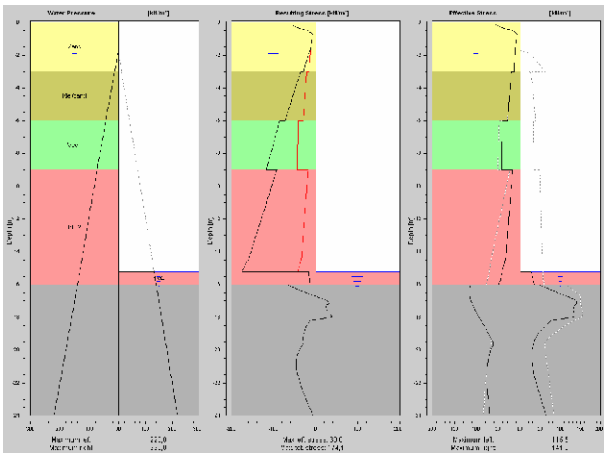


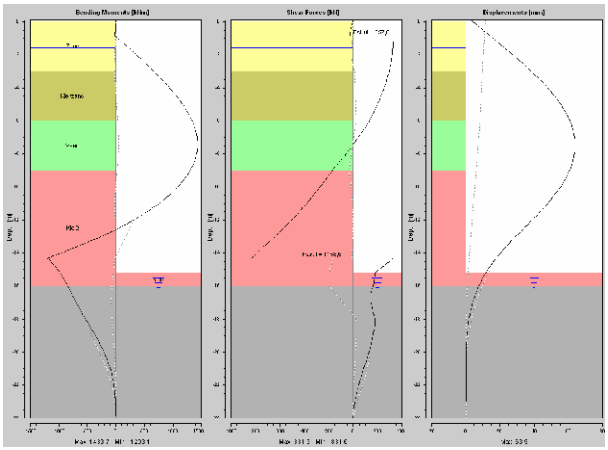

Bovenbelasting
Zand
Klei/zand
Veen
Klei2
L 430
stempel bg
Klei2
Zand3
Zand3
Klei5 (Ked.)
Klei5 (Ked.)






Bovenbelasting
Zand
Klei/zand
Veen
Klei2
stempel bg
Owb
L 450
stempel owb 4
Zand3
Zand3
Klei5 (Ked.)
Klei5 (Ked.)





Bijlage 2: Kostenvergelijking

Parkeergarage - stalen stempelraam

	9.360	m2

ondergrondse garage 3 - laags
afmetingen 32 x 97,50 meter

bvo laag -3	3.120	m2
bvo laag -2	3.120	m2
bvo laag -1	3.120	m2
bvo laag 0	-	m2
	-	
bvo totaal	**9.360**	**m2**

kostenplan

fase 1		-		-	-
permanente damwand L 430	235 kg/m2	9.320	m2	363,00	3.383.160
grondwerk tot 2,70 -		8.500	m3	13,00	110.500
prefab betonpalen 450.450	26 m	44	st	1.475,00	64.900
stempelraam		-		-	-
buis 1016.16	410 kg 433 m1	178	ton	600,00	106.800
gordingen 2 x HEB900		162	ton	450,00	72.900
aanbrengen stempelraam	buis+gording	40	st	700,00	28.000
fase 2					
grondwerk tot 10,30 -		24.000	m3	15,00	360.000
fundatie poeren		20	st	1.500,00	30.000
trekankers - groutankers		-	no	-	-
opgelaste rand aan damwand		259	m1	150,00	38.850
fundatievloer 300 mm		3.120	m2	105,00	327.600
fase 3					
betonkolommen op laag -3		20	st	550,00	11.000
randbalken aan damwand	800x520	195	m1	475,00	92.625
middenbalk	1000x720	98	m1	525,00	51.450
randbalken hellingen	van -3 naar -2	55	m1	300,00	16.500
kanaalplaat 320	laag - 2	3.120	m2	55,00	171.600
druklaag		3.120	m2	22,00	68.640
fase 4					
betonkolommen op laag -2		20	st	550,00	11.000
randbalken aan damwand	800x520	195	m1	475,00	92.625
middenbalk	1000x720	98	m1	525,00	51.450
randbalken hellingen	van -2 naar -1	55	m1	300,00	16.500
kanaalplaat 320	laag -1	3.120	m2	55,00	171.600
druklaag		3.120	m2	22,00	68.640
fase 5					
demontage stalen stempelraam		40	st	275,00	11.000

fase 6

betonkolommen op laag -1			20	st	550,00	11.000
deksloof op damwand		800x650	195	m1	400,00	78.000
deksloof kopzijde		400x400	64	m1	225,00	14.400
middenbalk		1400x950	98	m1	700,00	68.600
randbalken hellingen		van -1 naar 0	55	m1	300,00	16.500
lambda TX450		laag 0	2.970	m2	165,00	490.050
druklaag 150 mm			2.970	m2	45,00	133.650
hellingen		kanaalplaat	150	m2	85,00	12.750
grondpakket op vloer			-	no	-	-

bouwtijd							
fase 1	*damwanden*	*interval*	*4,0*	*wk*			
fase 1	*grondwerk*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 2	*heiwerk*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 2	*stempelraam*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 2	*grondwerk*	*interval*	*4,0*	*wk*			
fase 3	*fundaties*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 3	*fund vloer*	*interval*	*3,0*	*wk*			
fase 4	*balk,kolom*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 4	*vloer -2*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 5	*balk,kolom*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 5	*vloer -1*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 6	*verwijd. St. raam*	*interval*	*1,0*	*wk*			
fase 7	*balk,kolom*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 7	*vloer 0*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 7	*vloer 0*	*doorloop*	*2,0*	*wk*			
totaal	*werkbare weken*		*33,0*	*wk*			
			-		-	-	
bouwplaatskosten			17,0	%	61.822,90	1.050.989	
ak+w+r bouwkundig			10,0	%	72.332,79	723.328	
post planuitwerking, onvoorzien			-	%	79.566,07	-	7.956.607
kosten per m2 bvo					*850,06*	*/ m2*	

Parkeergarage - stempelraam beton

9.360 m2

ondergrondse garage 3 - laags
afmetingen 32 x 97,50 meter

bvo laag -3	3.120	m2
bvo laag -2	3.120	m2
bvo laag -1	3.120	m2
bvo laag 0	-	m2
	-	
bvo totaal	**9.360**	**m2**

kostenplan

fase 1		-		-	-
permanente damwand AZ 48	241 kg/m2	9.320	m2	340,00	3.168.800
grondwerk tot 1,70 -		5.500	m3	13,00	71.500
tubex palen rond 950	26 m	12	st	5.250,00	63.000
tubex palen rond 650	26 m	8	st	4.500,00	36.000
stempelraam beg grond		-		-	-
lambda LX 450	kopse zijde	385	m2	210,00	80.850
lambda LX 450	overig	845	m2	210,00	177.450
deksloof op damwand	800x650	195	m1	400,00	78.000
deksloof kopzijde	400x400	64	m1	225,00	14.400
middenbalk	1400x950	98	m1	700,00	68.600
randbalken hellingen	van -1 naar 0	55	m1	300,00	16.500
tijdelijke doorstempeling		1	post	5.000,00	5.000
fase 2					
grondwerk tot 4,70 -		9.500	m3	17,00	161.500
stempelraam laag - 1		-		-	-
kanaalplaat 320	kopse zijde	385	m2	55,00	21.175
druklaag	kopse zijde	385	m2	40,00	15.400
afwerklaag	kopse zijde	385	m2	20,00	7.700
kanaalplaat 320	overig	845	m2	55,00	46.475
randbalken aan damwand	800x520	195	m1	375,00	73.125
kransen aan tubex palen		20	st	1.000,00	20.000
middenbalk	1000x720	98	m1	450,00	44.100
randbalken hellingen	van -2 naar -1	55	m1	300,00	16.500
fase 3					
grondwerk tot 7,70 -		9.500	m3	17,00	161.500
stempelraam laag -2		-		-	-
kanaalplaat 320	kopse zijde	385	m2	55,00	21.175
druklaag	kopse zijde	385	m2	40,00	15.400
afwerklaag	kopse zijde	385	m2	20,00	7.700
kanaalplaat 320	overig	845	m2	55,00	46.475
randbalken aan damwand	800x520	195	m1	375,00	73.125
kransen aan tubex palen		20	st	1.000,00	20.000
middenbalk	1000x720	98	m1	450,00	44.100
randbalken hellingen	van -3 naar -2	55	m1	300,00	16.500
druklaag		3.120	m2	22,00	68.640

fase 4							
grondwerk tot 10,30 -			9.500	m3	17,00	161.500	
fundatie	poeren		20	st	1.500,00	30.000	
trekankers - groutankers			-	no	-	-	
opgelaste rand aan damwand			259	m1	150,00	38.850	
kransen aan tubex palen			20	st	1.000,00	20.000	
fundatievloer 300 mm			3.120	m2	105,00	327.600	
fase 5							
dichtleggen -2 vloer + druklaag			1.890	m2	80,00	151.200	
fase 6							
dichtleggen -1 vloer + druklaag			1.890	m2	80,00	151.200	
fase 7							
lambda TX450		laag 0	1.740	m2	140,00	243.600	
druklaag 150 mm			1.740	m2	45,00	78.300	
hellingen		kanaalplaat	150	m2	85,00	12.750	
grondpakket op vloer			-	no	-	-	
diversen							
knikverkorters tbv kanaalplaat-stempeling			1	post	15.000,00	15.000	
afwerken tubex palen in garage			60	verd	350,00	21.000	
bouwtijd							
fase 1	*damwanden*	*interval*	*4,0*	*wk*			
fase 1	*grondwerk*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 2	*heiwerk*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 2	*stempelraam*	*interval*	*3,0*	*wk*			
fase 2	*grondwerk*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 3	*stempelraam*	*interval*	*3,0*	*wk*			
fase 3	*grondwerk*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 4	*stempelraam*	*interval*	*3,0*	*wk*			
fase 4	*grondwerk*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 5	*fundaties*	*interval*	*2,0*	*wk*			
fase 5	*fund vloer*	*interval*	*3,0*	*wk*			
fase 6	*vloer -2*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 7	*vloer -1*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 8	*vloer 0*	*interval*	*1,5*	*wk*			
fase 8	*vloer 0*	*doorloop*	*1,0*	*wk*			
totaal	*werkbare weken*		*31,5*	*wk*			
			-		-	-	
bouwplaatskosten			16,5	%	59.116,90	975.429	
ak+w+r bouwkundig			10,0	%	68.871,19	688.712	
post planuitwerking, onvoorzien			-	%	75.758,31	-	7.575.831
kosten per m2 bvo					*809,38*	*/ m2*	