

Mixed-in-Place dijkversterking proefproject Nieuw-Lekkerland

Ing. Martin de Kant
senior adviseur Geotechniek
Royal Haskoning



Ir. R.M. (Mathijs) Bos
projectleider Waterbouw
Royal Haskoning



Ing. Arend Terluin
projectleider
Waterschap Rivierenland



FOTO'S: RICHARD VAN HOEK FOTOGRAFIE

Principe MIP

Mixed-in-place of soil mixing is een grondverbeteringstechniek waarbij de grond in-situ wordt vermengd met een bindmiddel zoals cement. Er is een grote verscheidenheid aan systemen beschikbaar. Een eerste onderverdeling is daarbij te maken in de wijze van het inbrengen van bindmiddel (cement): droog of nat. Bij de droge methode wordt cement ingeblazen onder een druk van 6 à 7 bar. Bij de natte methoden wordt de grond gemengd met een water-cementmengsel. Bij de aanvang van het INSIDE programma in 2001 is besloten het MIP-concept te baseren op de droge uitvoering vanwege op dat moment verwachte voordelen waaronder inzet van relatief licht materieel, het voorkomen van overlast ten gevolge van retourslurry en het hoge natuurlijke watergehalte van de te stabiliseren veenlagen.

Inleiding

Mixed-in-Place dijkversterking (MIP) is een van de drie technieken die binnen het gecombineerde CUR-RWS-onderzoeksprogramma INSIDE (2001-2007) zijn ontwikkeld. Met MIP wordt de binnenwaartse stabiliteit van de dijk verbeterd zonder de dijk uit te breiden buiten de bestaande contouren van het dijklichaam. Het is daardoor een goede oplossing in een omgeving waar geen ruimte is voor een gebruikelijke verbetering door middel van een verbreding met een grondberm. Het Expertise Netwerk Waterkeren (ENW) heeft de techniek eind 2006 geaccepteerd. Voor daadwerkelijke toepassing in reguliere projecten moest de techniek nog worden uitgetoetst, in combinatie met meting van het gedrag van de dijk en het effect op de omgeving. Dit is gebeurd in het najaar van 2009. In opdracht van Waterschap Rivierenland en Rijkswaterstaat heeft het MIP-consortium HKR (aannemersbedrijven Hakkers en

Keller Funderingstechnieken en adviesbureau Royal Haskoning) een proefproject uitgevoerd bestaande uit een dijkversterking van 50 m lengte op de Lekdijk in Nieuw-Lekkerland (figuur 1). Over een aanzienlijke lengte van de Lekdijk komt direct aan de binnenzijde van de dijk veel schadegevoelige, op staal gefundeerde, bebouwing voor. Deltares was betrokken als adviseur voor de opdrachtgever.

In de ontwerpfase van het proefproject moest worden aangetoond dat de dijk, die volgens de toetsing in 2005 onvoldoende veiligheid bezat, volgens de vigerende richtlijnen kon worden versterkt. In de uitvoeringsfase moest de maakbaarheid worden aangetoond en de invloed op de omgeving worden gemonitord. Ten slotte is een uitgebreid sterkteonderzoek uitgevoerd op de gerealiseerde testvelden. Dit artikel gaat in op de uitvoeringsfase en de evaluatie van metingen.

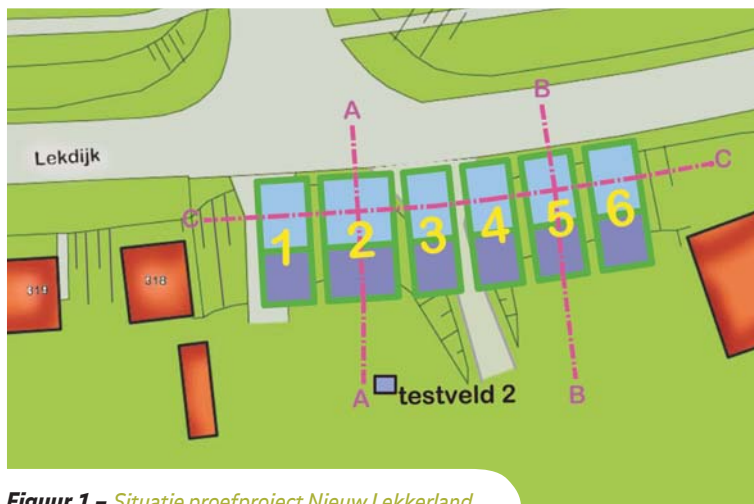
Bij een MIP-dijkversterking wordt de veiligheid tegen instabiliteit van het binnentalud vergroot door de schuifsterkte van de grond te verhogen. Hiertoe worden gestabiliseerde MIP-blokken met een zekere tussenafstand aangebracht (figuur 2). Binnen een blok worden de kolommen met een diameter van 0,60 m in twee richtingen overlappend gemixt. De kolommen reiken tot in de Pleistocene zandlaag. Typische afmetingen voor de MIP blokken zijn 5 tot 10m in beide richtingen. De grootte en afstand tussen de MIP blokken is afhankelijk van de benodigde verbetering van de oorspronkelijke ondergrond. Om opstuwning van de grondwaterstand aan de hoge zijde te beperken, en uitdroging in het achterland te voorkomen wordt maximaal circa 70% van de totale strekking gemixt.

Vergeleken met gangbare technieken bij beperkte ruimte, zoals verankerde damwanden en diep-

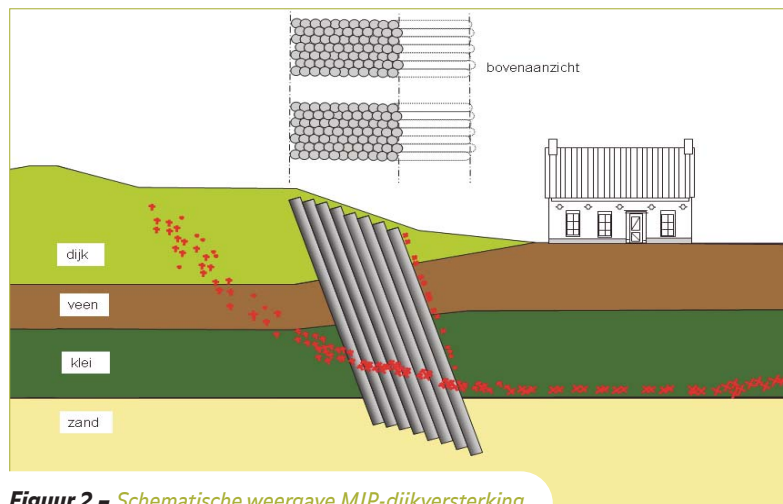
Samenvatting

Binnen de watersector wordt gezocht naar alternatieve technieken voor het uitvoeren van rivierdijkversterkingen in bebouwde gebieden. In het INSIDE programma (2001-2007) is daartoe de Mixed-in-Place techniek ontwikkeld.

De techniek moest nog worden getest in een grootschalige praktijkproef. In dit artikel worden de belangrijkste resultaten van deze praktijkproef beschreven en worden suggesties aangedragen voor vervolgstappen.



Figuur 1 – Situatie proefproject Nieuw Lekkerland.



Figuur 2 – Schematische weergave MIP-dijkversterking.

wanden, heeft MIP het voordeel van de uitbreidbaarheid en een trillingsvrije uitvoering.

Beschrijving proefproject

De ondergrond bestaat ter plaatse van het proefproject uit een circa 13 m dik slappe lagen pakket. In figuur 2 is het vereenvoudigde grondprofiel weergegeven.

Het te behandelen dijkvak besloeg 50 m. Hier konden 6 blokken worden gerealiseerd met een breedte van 5 tot 7,5 m. In het midden van het dijkvak ligt een kruisende gasleiding die gezien de korte voorbereidingstijd niet kon worden verwijderd of afgesloten. De middelste blokken 3 en 4 ter plaatse van deze leiding zijn daarom niet gemaakt. De cementhoeveelheid varieerde over de hoogte van de kolom. In het Pleistocene zand en in het dijkmateriaal is gemixt met 75 tot 100 kg/m³ cement. In de slappe lagen is voor het cementgehalte in beginsel 300 kg/m³ (blok 5) toegepast. Tijdens het mixen is circa 20 liter water per minuut ingebracht om het mengproces te vereenvoudigen. Bij eerdere projecten is gebleken dat hiermee de sterkte aanzienlijk wordt verhoogd ten opzichte van de zuivere droge methode. Het mixen is uitgevoerd met een 35 tons hydraulische kraan. Het cement is aangevoerd via een shuttle (gewicht 16 ton). De luchtdruk bij de pomp in de shuttle bedroeg 6 à 7 bar. De luchtdruk is naar verwachting bij de mixing tool belangrijk kleiner maar is niet gemeten. Bij het mixen van blok 5 zijn dusdanige grond-

vervormingen opgetreden dat de grenswaarde voor vervormingen ter plaatse van de gasleiding werd overschreden. Na een korte periode van stilstand is besloten om het volgende blok (nr. 2) te mixen met de volgende modificaties: een lager cementgehalte in de slappe lagen (200 kg/m³ in plaats van 300 kg/m³), een lagere luchtdruk (6 bar in plaats van 7 bar) en onder een verdere intensivering van de monitoring. Tevens zijn voorafgaand aan het mixen gaten in het blok geprikt om de perslucht makkelijker te laten ontsnappen. Deze aanpassingen hebben niet geresulteerd in een significante afname van de vervormingen. Om schade aan de naastgelegen woningen te voorkomen zijn de blokken 1 en 6 niet aangebracht.

Er zijn in totaal 3 testvelden aangelegd, met als doel het bepalen van de sterkte op basis van insitu testen en laboratoriumtesten op gekerde monsters. Tevens is de sterkteontwikkeling in de tijd en de invloed van verschillende cementgehalten onderzocht. Gezien de eenvoudige vorm en de locatie ten opzichte van omliggende meetinstrumenten heeft testveld 2 ook zinvolle informatie opgeleverd voor de analyse van opgetreden vervormingen. Later in dit artikel wordt hierop teruggekomen.

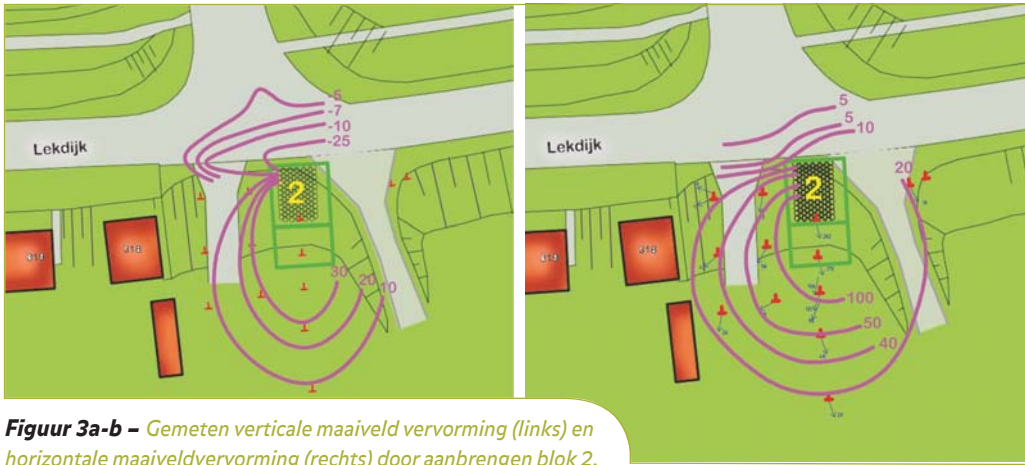
Monitoring

Om het gedrag van de dijk tijdens de uitvoering te meten is een uitvoerig monitoringsprogramma opgezet bestaande uit waterspanningsmeters, inclinometers, automatische x,y,z metingen (ta-

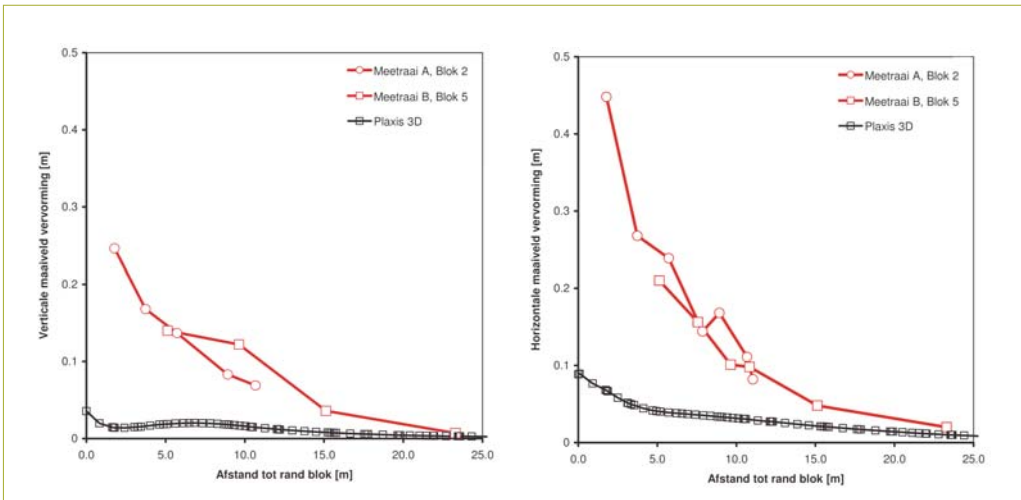
chymeter) tiltmeters (geobeads), temperatuurmetingen en trillingsmetingen. De metingen zijn uitgevoerd in meetraaien dwars op de dijk (meetraai A en B, zie figuur 1), en in langsrichting van de dijk in het talud (meetraai C). Tevens zijn vooraf en na beëindiging van de werkzaamheden meetspijkers in het asfalt van de verharding op de kruin ingemeten in x,y,z richting.

Metingen

In figuur 3 zijn de gemeten maaiveldvervormingen na het aanbrengen van de afzonderlijke blokken weergegeven. Hier is te zien dat er aan de bovenzijde (kruin) sprake is van zetting en aan de onderzijde (achterland) van heffing. Het invloedsgebied in de richting van het achterland is aanzienlijk, op 15 m afstand zijn nog substantiële vervormingen gemeten. In de richting evenwijdig aan de waterkering dempen de vervormingen beduidend sneller uit. De maximaal gemeten heffing op 5 m afstand vanaf de onderste kolommen rij bedraagt circa 0,15 m (figuur 4a). De maximaal gemeten horizontale vectorvervorming aan het maaiveld op 5 m afstand bedraagt circa 0,20 (figuur 4b). Het Holocene pakket wordt over vrijwel de gehele hoogte weggedrukt in de richting van het achterland (zie figuur 5). Uit de metingen blijkt dat blokken 2 en 5 vrijwel identieke grondvervormingen hebben geïnitieerd, ondanks de variaties in cementgehalten. Uit gedetailleerde analyse van de metingen in relatie tot de uitvoering is gebleken dat de vervormingen instantaan optreden direct na het installeren van een kolom. Na installeren



Figuur 3a-b – Gemeten verticale maaiveld vervorming (links) en horizontale maaiveldvervorming (rechts) door aanbrengen blok 2.



Figuur 4a-b – Gemeten horizontale en verticale vervormingen in een meetraai dwars op de waterkering, in het midden van de blokken.

zakt het maaiveld in het achterland in enkele weken gedeeltelijk terug (figuur 7). Van de maximale heffing op 5 m afstand is circa 80% permanent. Er is een analyse gemaakt van de invloed van het maken van afzonderlijke kolommen op de gemeten waterspanningen. Uit de metingen blijkt dat op 7 tot 10 m afstand nauwelijks nog wateroverspanningen optreden, en dat de wateroverspanningen snel afnemen in de tijd. In de meeste gevallen wordt al na enkele uren meer dan 50% consolidatie bereikt, en is de consolidatietijd ($U=99\%$) kleiner dan circa 1 week.

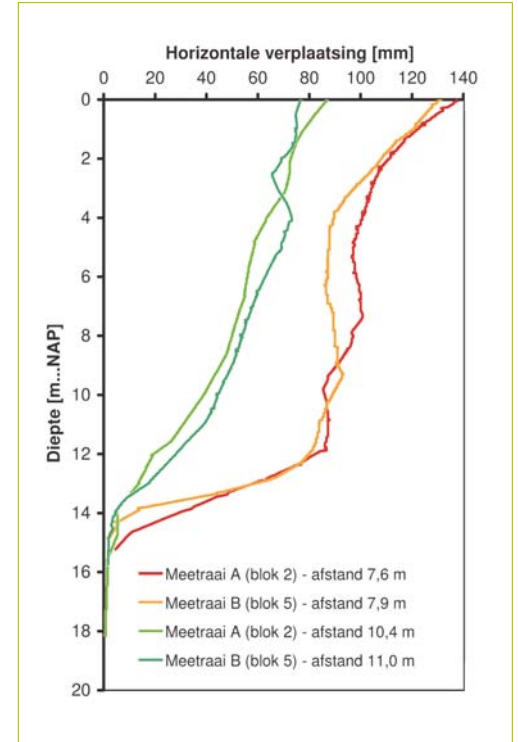
De gemeten vervormingen zijn te groot voor de beoogde toepassing (nabij oude, schadegevoelige, op staal gefundeerde, bebouwing). Op basis van de beschikbare metingen en visuele waarnemingen is gezocht naar de oorzaken van de vervormingen.

Analyse vervormingen

Oorzaken voor de vervormingen kunnen worden gezocht in:

- a. volume ingebrachte cement;
- b. volumeveranderingen door hydratatie van cement;
- c. luchtinjectie drukken en andere installatie-effecten;
- d. sterkte reductie door water(over)spanning; of combinaties en interactie tussen mechanismen.

Uit een beschouwing van volumegewichten voor en na het mixen van de grond is geconcludeerd dat het cement volledig in de poriën wordt opgenomen, en dus niet voor een volumevergroting van de oorspronkelijke grond kan zorgen. Om de invloed van het volume uitgereste poriënwater op de vervorming te kwantificeren is een Plaxis analyse uitgevoerd waarbij aan een blok in de dijk een bovengrens voor de te verwachten volumerek is opgelegd, uitgaande van een volledig ongedraineerd gedrag. Figuur 4 geeft de berekende en gemeten verplaatsingen weer. De berekende vervormingen zijn aanzienlijk kleiner dan gemeten waarden. Bovendien zijn bij beide blokken gelijke vervormingen gemeten, terwijl de cementhoe-



Figuur 5 – Gemeten horizontale vervormingen achterland bij blok 2 en blok 5.

veelheden variëren. De conclusie is daarom dat de gemeten vervormingen bij de blokken 2 en 5 slechts voor een deel kunnen worden verklaard door het volume ingebrachte cement (oorzaak a).

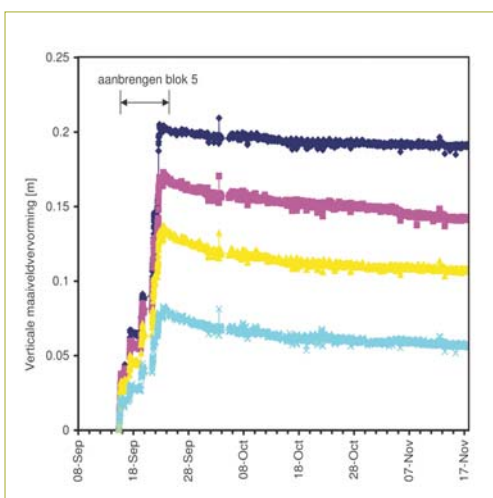
Bij de hydratatie van het cement kunnen volumeveranderingen optreden. Het is vooral bij blokstabilisaties met veel aaneengesloten kolommen niet ondenkbaar dat hier als gevolg van de aanzienlijke warmteontwikkeling in het blok een volumevergroting optreedt (oorzaak B). Hydratatie is echter een tijdsafhankelijk proces. Zoals eerder aangegeven treden de vervormingen op direct na het aanbrengen van kolom of kolommenrij, en nemen de totale vervormingen vervolgens in de tijd af (figuur 7). Oorzaak b wordt daarom uitgesloten als hoofdoorzaak voor de vervormingen bij het proefproject.

Uit de literatuur is bekend dat de persluchtdruk bij de mixing tool meer dan 2 à 3 bar kan bedragen (Eurosoilstab, 2002). De druk in het boorgat is echter meestal veel lager door drukverliezen bij het injecteren van het cement. De druk die wordt uitgeoefend op de ondergrond zorgt voor vervormingen en wateroverspanningen.

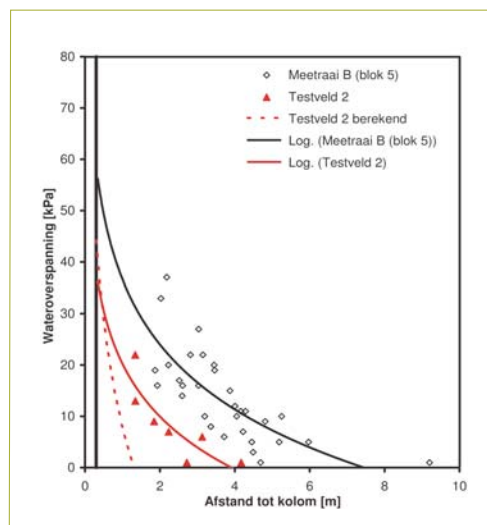
Volgens de cavity expansion theorie (Randolph & Wroth, 1979) worden in de plastische zone rondom de kolom wateroverspanningen gegenereerd die volgens een logaritmisch verband afnemen



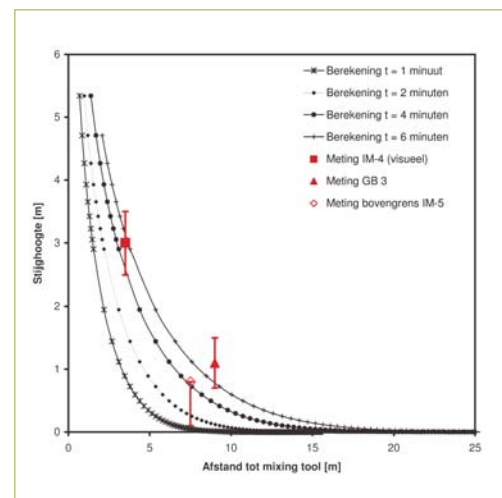
Figuur 6 – Mixen blok 5.



Figuur 7 – Verloop van de verticale maaieldvervormingen in meetraai B tijdens en na het mixen van blok 5.



Figuur 8 – Gemeten wateroverspanningen in Holocene lagen bij Blok 5 en Testveld 2.



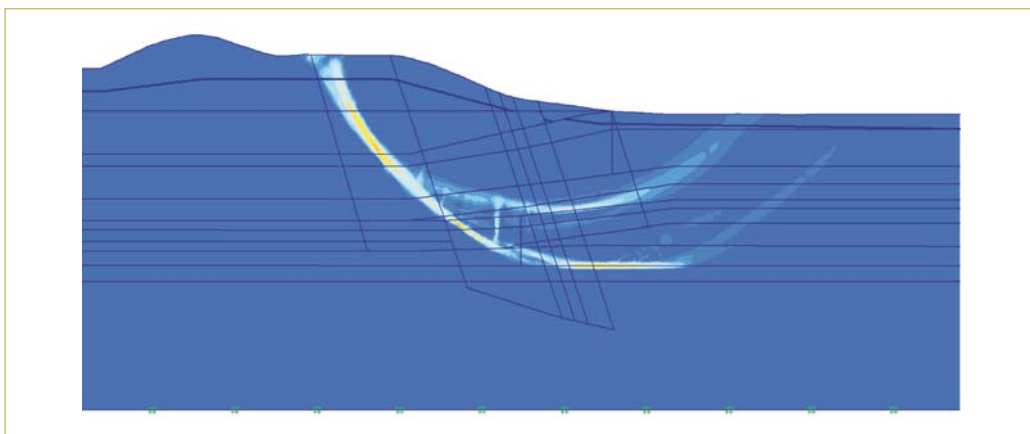
Figuur 9 – Berekende en gemeten wateroverspanning (stijghoogte) door mixen in Pleistoceen

tot nul, op de overgang naar de elastische zone. Dit verband is ook gemeten (zie figuur 8). Op basis van regressie is zowel voor testveld 2 als voor blok 5 een druk in het boorgat van 40 à 60 kPa (0,5 bar) bepaald. In figuur 8 is tevens het berekende drukverloop op basis van realistische grondparameters en een aanname van de grondvervorming weergegeven. Dit resulteert in een te kleine plastische zone, en daarmee een te kleine zone met wateroverspanningen. Het grondgedrag rondom een kolom kan dus met de cavity expansion theorie alleen niet geheel worden verklaard. Waarschijnlijk heeft ook de schuifkracht door de rotatie van de mixer en de cementatie van de zone rondom de kolom hier invloed op (Shen e.a. 2003). De conclusie is dat zowel de luchtinjectie druk als de genoemde installatie-effecten (beide oorzaak C) een belangrijke bijdrage hebben gehad in de op-getreden vervormingen.

In de asfaltverharding op de kruin is na het mixen een scheur waargenomen over een lengte van enkele tientallen meters. De meetspijkers aan de rand asfaltverharding laten over een lengte van 25 m een horizontale vervorming zien van 2 à 3 cm in de richting van het achterland. Deze metingen laten zich moeilijk verklaren met de eerder beschreven oorzaken A, B en C. Onderzocht is in hoeverre de wateroverspanningen in Holoceen en Pleistoceen en de daarbij horende sterkte reductie kan hebben geleid tot de scheurvorming (oorzaak d).

Als de mixing tool tijdens uitvoering van een MIP kolom een zandlaag passeert kunnen ook hierin tijdelijke wateroverspanningen optreden. De mate waarin is onder andere afhankelijk van de tijdsduur van het passeren van de laag. De wateroverspanning in de zandlaag zorgt voor een reductie van de korrelspanning aan de onderzijde van de basisveenlaag, en dus een verlies van sterkte van het binnentalud. In figuur 9 is het berekende verloop van de stijghoogte in de Pleistocene zandlaag uitgezet als functie van de afstand tot de kolom en uitgaande van een variatie in de tijdsduur van het mixen in de zandlaag. Tevens zijn enige gemeten waterdrukken opgenomen. De berekeningen zijn uitgevoerd volgens de onttrekkingformule van Theis.

Om de invloed van wateroverspanningen in het Holoceen (figuur 8) en het Pleistoceen (figuur 9) op vervormingen te kwantificeren zijn indicatieve 2D-Plaxis analyses uitgevoerd. Hierbij zijn aannames en vereenvoudigingen doorgevoerd ten aanzien van het drie-dimensionale wateroverspanningsverloop. De berekening resulteert in een afname van de veiligheidsfactor van 1,22 tot 1,16. De invloed van wateroverspanningen in het



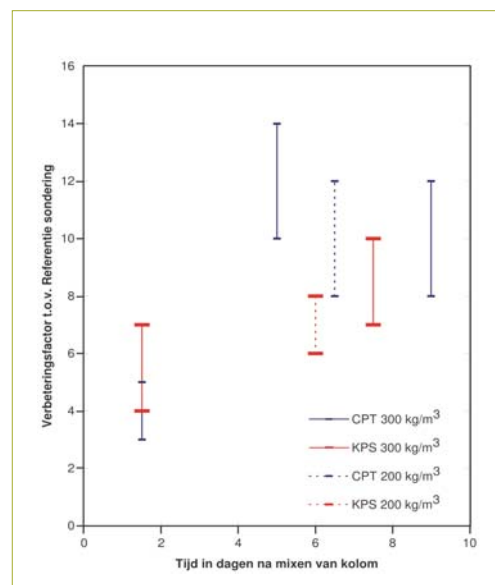
Figuur 10 – Berekende incrementele rek door wateroverspanning in zandlaag.



Figuur 11 – Monitoring in het achterland.

Holoceen blijkt dominant. De berekende horizontale vervormingen op 11 m afstand is 110 mm door waterspanningen in het Holoceen, en 30 mm als gevolg van waterspanningen in het Pleistoceen. Dit komt qua ordegrrootte overeen met de gemeten waarde van circa 100 mm. De locatie van de intredecirkel en de diepte van de afschuifzone zijn in overeenstemming met de metingen (figuur 10). De berekende maaiveldheffing direct achter het blok wordt met het model onderschat. De gedachte is daarom dat de luchtdruk op het boorgat (oorzaak C) de hoofdoorzaak is van de op-getreden verticale vervormingen.

Er zijn vier mogelijke oorzaken voor de opgetreden vervormingen onderzocht. De analyses zijn indicatief maar toch kan worden geconcludeerd dat alle oorzaken een bijdrage hebben op het totale vervormingbeeld. De bijdrage van de hoeveelheid cement is daarbij naar verwachting het

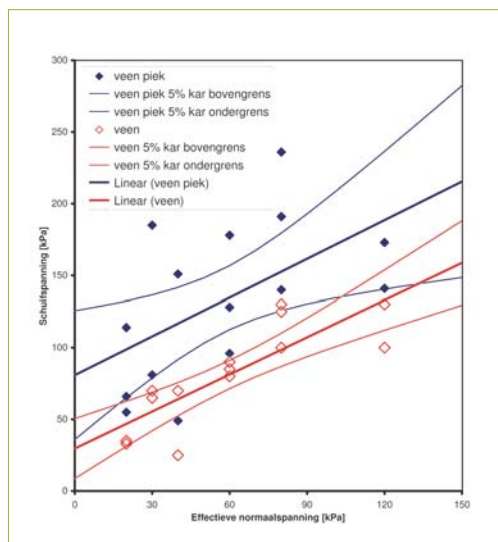


Figuur 12 – Gemeten sterkte-toename in de tijd in relatie tot oorspronkelijke sterkte.

kleinst. De hoofdoorzaak moet worden gezocht in de persluchtdruk tijdens het mixen.

Resultaten sterkteonderzoek

Het sterkteonderzoek omvatte *in-situ* penetratietesten in de kolommen en in de oorspronkelijke ondergrond. Tevens zijn classificatietesten, compressietesten (UU) en gedraineerde directe schuifproeven (DS) uitgevoerd op gekerde monsters. Bij het *in-situ* onderzoek is gekozen voor de zogenaamde KPS test (vertaald: kolom penetratie test) waarbij een vin met een breedte van 200 tot 400mm in de kolom wordt gedrukt. Op testveld 1 zijn eerst sonderingen met hellingmeting uitgevoerd in de verse kolommen. De sondeergaten werken dan als geleiding van de KPS vin en het 'uit de kolom lopen' kan worden gecontroleerd. Uit de testen op verschillende tijdstippen na mixen blijkt een snelle toename van de sterkte in de tijd. Al na 1 dag is de sterkte aanmerkelijk hoger dan



Figuur 13 – Gemeten schuifsterkte op basis van Direct Shear testen.

de oorspronkelijke sterkte (zie figuur 12).

Enkele resultaten van het sterkteonderzoek zijn hieronder samengevat:

- De pieksterkte wordt gevonden bij 4 à 5% rek (veen) en de residuële schuifsterkte bij 10 tot 15% rek; in de UU testen trad brosse breuk op en is geen residuële sterkte gemeten.
- De residuële sterkte in de DS-testen lag gemiddeld circa 50% lager dan de pieksterkte (zie figuur 13).
- In de DS-testen is een spanningsafhankelijke schuifsterkte gevonden.

In figuur 14 zijn de gemeten pieksterktes weer gegeven. Uitgaande van een gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte van 15 tot 20 kPa in de onderzochte lagen wordt een toename met een factor van 10 tot 15 gevonden. Dit komt redelijk overeen met resultaten van de *in-situ* testen na circa 2 weken (zie figuur 12). De gevonden waarden komen goed overeen met de resultaten van de INSIDE praktijkproef uitgevoerd in 2004 (Wiggers, 2005).

Conclusies en vervolgtraject

Dat er grondvervormingen op kunnen treden bij toepassing van Soil Mixing was bekend. In CUR (2001, 2006) wordt hier ook over gerapporteerd. Vooral het invloedsgebied was echter groter dan vooraf verwacht, en daarmee zijn ook 'nut en noodzaak' van een praktijkproef bewezen bij het inzetten van nieuwe en in potentie kansrijke technieken.

De vervormingen blijken dusdanig groot dat de

techniek zonder grote aanpassingen niet zonder meer toepasbaar is op locaties waarvoor zij in eerste instantie ontwikkeld is. Het aanpassen van de droge MIP techniek wordt echter niet als haalbaar gezien. Het verlagen van de persdruk is namelijk slechts beperkt mogelijk, en in omvang onvoldoende om hiermee de vervormingen substantieel te reduceren. De droge MIP methode valt daarmee af voor de beoogde toepassing dicht bij bebouwing. Voor locaties waar bebouwing niet te dicht bij staat, maar de techniek gekozen wordt bijvoorbeeld vanwege het voorkomen van aantasting van de landschap of natuurwaarden, kan de methode zonder meer worden ingezet.

De uitkomst van het proefproject is teleurstellend omdat er op korte termijn grote behoefte is aan alternatieven voor de conventionele technieken zoals damwanden en diepwanden. Maar ook gezien de inspanning die de diverse partijen hebben gepleegd om alternatieven beschikbaar te krijgen voor dijkverbetering in bebouwde omgeving onder moeilijke omgevingsrandvoorwaarden. De proef heeft gelukkig wel veel informatie en kennis opgeleverd ten aanzien van ontwerp, uitvoering en sterkte bij het toepassen van de mixtechniek onder complexe randvoorwaarden. De methode blijkt op zichzelf technisch goed uitvoerbaar en ook de verwachte sterkte is ruimschoots gehaald.

In het licht van de bovenstaande bevindingen is recentelijk onderzocht of de eerder in 2001 afgevalen natte MIP-methode wellicht toch kan worden toegepast.

Destijds werd het niet mogelijk geacht om met de natte methode vanaf de kruin kolommen aan te brengen in het binnentalud. Inmiddels is bekend dat dit wel mogelijk is met de TSM techniek; een zogenaamde hybride methode waarbij het mengen wordt gecombineerd met waterjets. Bovendien is de menging naar verwachting beter waardoor een homogener kolom wordt gerealiseerd dan bij conventionele technieken.

Bij toepassing van de TSM-techniek treden naar verwachting kleinere vervormingen op. Dit blijkt

uit de praktijk, waarin de TSM-techniek veelvuldig wordt toegepast als bouwputwand op zeer korte afstand of zelfs onder belendingen. Bij de nadere uitwerking van deze techniek zal opnieuw moeten worden gekeken naar de configuratie van de kolommen in de dijk (positie, scheefstand, blokken of lamellen).

Voordat de techniek toepasbaar is in de slappe Nederlandse ondergrond, is het noodzakelijk de prognoses voor de optredende wateroverspanningen, de vervormingen en de werkelijke sterkte te valideren.

In samenwerking met Deltares heeft de combinatie Smet-Keller–Royal Haskoning een aantal res-terende onderzoeksvragen geformuleerd die met een beperkte praktijkproef kunnen worden beantwoord.

Bij de betrokken partijen is het vertrouwen aanwezig dat Mixed-in-Place dijkversterking met behulp van de TSM-techniek alsnog baan gaat breken en als concurrerend alternatief een omgevingsvriendelijke uitvoering van dijkversterkingen mogelijk maakt. Daarbij wordt niet alleen gedacht aan rivierdijken. Ook voor de versterking van boezemkaden is MIP een veelbelovend alternatief.

Literatuur

- Eurosoilstab, *Design Guide Soft Soil Stabilisation*, CT97-0351 (2002).
- A.G. Wiggers & J. Perzon, *The Lekkerkerk Trial: Mixed-in-Place Dike Improvement in the Netherlands*, Proc. Int. Conf. on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm 1, 179-183 (2005).
- Shui-Long Shen e.a., *Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation*, Can. Geotechn. J., 40: 293-307 (2003).
- M.F. Randolph & C.P. Wroth, *An Analytical solution for consolidation around a driven pile* (1997)
- CUR 2001-10, *Diepe grondstabilisatie in Nederland* (2001).
- CUR 2006-2, *Innovatieve aardebaan* (2006) ●

Tabel 1 Piekersterkte na 300 dagen en cementgehalte 200 kg/m³
Waarden DS testen bij normaalspanningen tussen 50 en 120 kPa

Piek	Direct Shear Test		Triaxial-UU Test	
	$s_{u,gem}$ [kPa]	$s_{u,car;5\%}$ (karakteristieke waarde) [kPa]	$s_{u,gem}$ [kPa]	$s_{u,gem;5\%}$ (karakteristieke waarde) [kPa]
Veen (Hollandveen)	126...188	103...240	178	151
Klei (Gorkum zwaar)	220...286	183...225	500	404