

Risico tot instabiliteit van een talud door vervloeiing van een zandhoudende leemlaag onder invloed van heiverken.

Ir Luc Maertens, Besix, Engineering Department
Prof. William Van Impe, Universiteit Gent, Laboratorium voor Grondmechanica

Abstract:

Tijdens het uitvoeren van een kademuur in Duinkerke (Frankrijk) in de nabijheid van een zeewaarts talud, bestond de vrees dat een algemene glijding zou kunnen ontstaan omwille van een 'vervloeibare' zandlens-houdende leemlaag. De oorzaak voor deze vrees was de ervaring met 3 grote afschuivingen in de omgeving, die aan dit fenomeen waren toegeschreven. De aannemer had dan ook de verplichting om aan te tonen dat zijn heiverken geen vervloeiing zouden veroorzaken. In samenwerking met de Gentse Universiteit, werden dan ook de nodige theoretische benaderingen gemaakt om dit aan te tonen, en werden er bovendien tijdens de uitvoering van de werken metingen uitgevoerd om de theoretische benadering te staven.

1. Inleiding:

- **Overzicht van afschuivingen in het verleden:**

In het recente verleden hebben zich in de Noord-Franse haven Duinkerke ter hoogte van de "Quay de Flandre" enkele belangrijke grondafschuivingen voorgedaan van een onderwatertalud (Fig. 1).

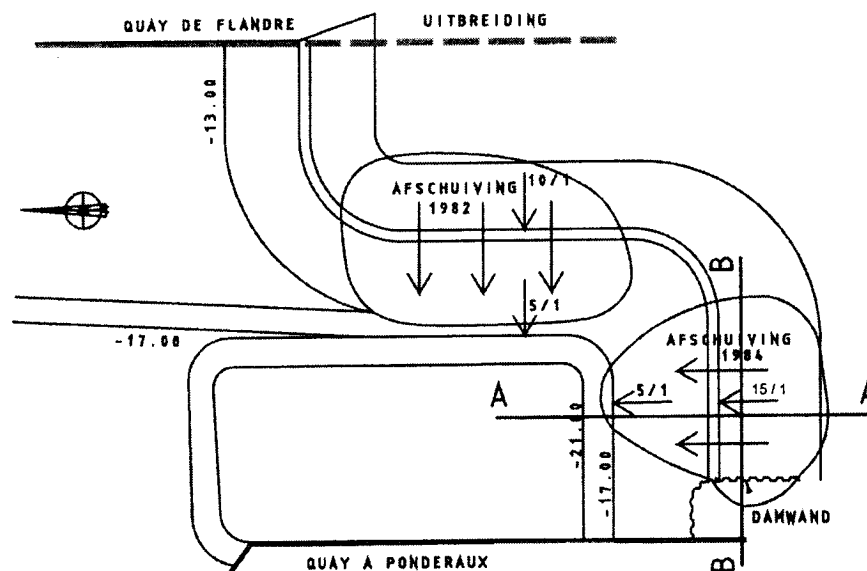


Fig. 1. ALGEMEEN PLANZICHT

Een eerste afschuiving deed zich voor in november 1982, waar in 1 uur een grondmassa van 300.000 m³ afgleed bij het baggeren van een zeewaarts talud tot het peil -16. Het talud had een helling 10/1 vanaf het peil +7 tot het peil 0, daarna een horizontaal banket, en daaronder een talud 5/1 tot het peil -16. De glijding deed zich voor na het wegbaggeren van een zandhoudende leemlaag van twee meter dikte van peil -13 tot -15.

Een tweede onderwatertalud in de onmiddellijke omgeving van de hierboven vermelde met een helling 15/1, banket en dan 5/1 schoof onverwacht af in februari 1984. Niet minder dan 100.000 m³ grond schoven af en veroorzaakten het instorten van een verankerde damwand over 50 m omwille van het verdwijnen van de grond die de passieve gronddruk van deze wand verzekerde.

Op figuur 1 zien we een liggingsplan, en in figuur 2 de doorsneden van de tweede afschuiving.

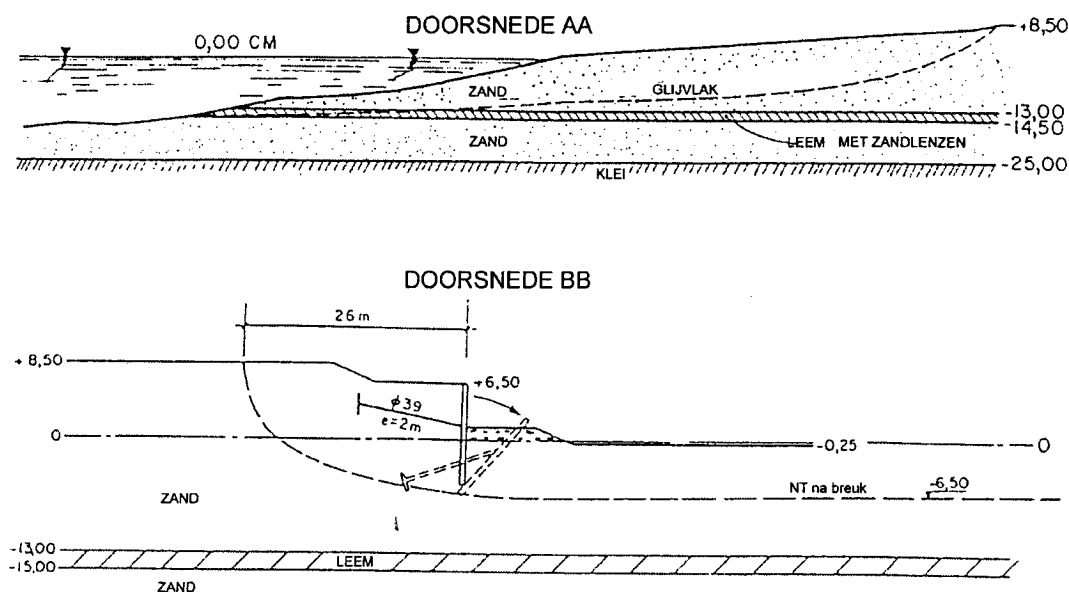


Fig. 2. Doorsneden

Een analyse van deze belangrijke afschuivingen werd gemaakt door het Geotechnisch Bureau Terrasol waaruit werd besloten dat de oorzaak van beide afschuivingen toegeschreven kon worden aan een "spontane statische vervloeiing" van de zandlenzen in de leemlaag omwille van een anisotrope consolidatie ervan. We komen hier verder op terug.

In November 1987 werd het oostelijk talud verder weggebaggerd, en er deed zich terug een afschuiving van 200.000 m³ grond voor die trouwens de diepgang voor de "Quay à Pondereux" tot -17 terugbracht.

▪ Gondprofiel

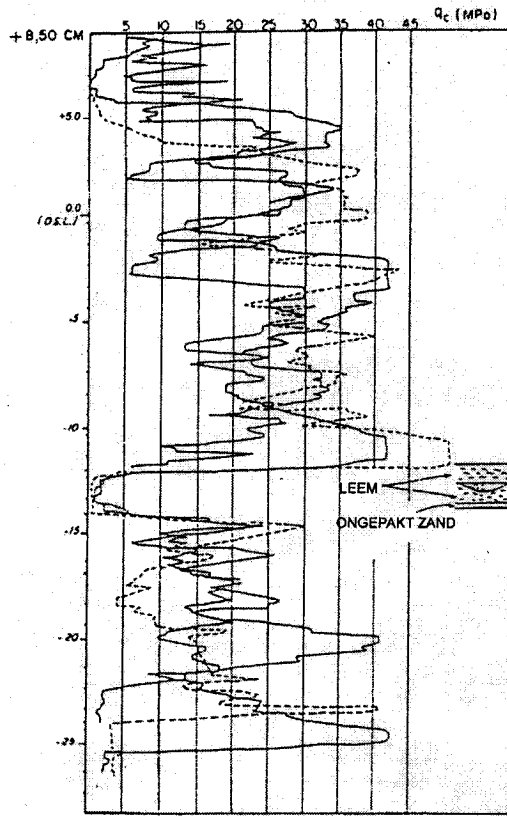


Fig. 3 Statische diepsonderingen

+8.5 tot -13: schelphoudende zanden,
 $Dr > 60\%$
 Weinig doorlatend: $k < 5 \cdot 10^{-6}$ m/sec

-13 tot -14.5: zandhoudend leem, met
 ingesloten zandlenzen
 $k < 10^{-7}$

-14.5 tot -15: slappe zanden
 $2 < q_c < 8$ Mpa
 $20\% < Dr < 30\%$

-15 tot -16/18: leemhoudende zanden
 $40\% < Dr < 70\%$
 $k \sim 3 \cdot 10^{-4}$ m/sec

-16/18 tot -23/25: weinig fijn zand
 $20\% < Dr < 50\%$
 $k \sim 3 \cdot 10^{-5}$ m/sec

Onder -23/25: leperse klei
 (Argile de Flandres zeer verwant met de
 London Clay)

▪ Oorzaken van deze afschuivingen:

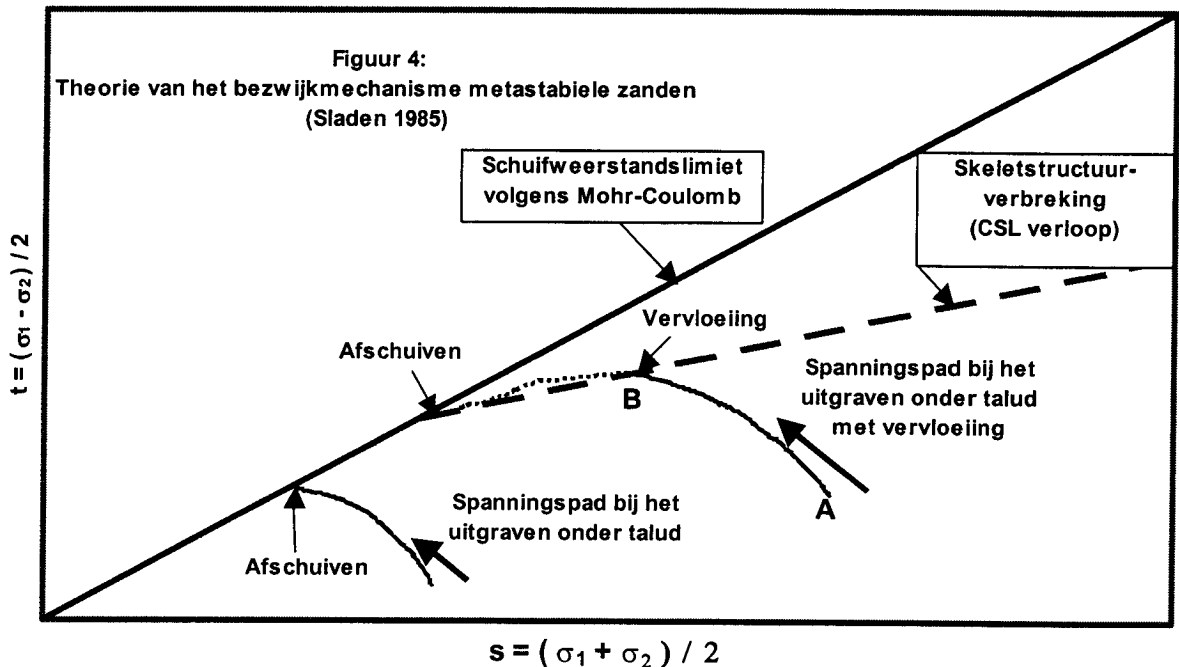
Het Bureau TERRASOL heeft de mogelijke oorzaken van deze afschuivingen geanalyseerd [1], verwijzend naar de publicaties in verband met vloeivormingsverschijnselen van Vaid en Chern (1983) [2] en Sladen (1985) [3]. (zie Fig. 4):

Uit figuur 4 blijkt dat "metastabiele zanden" zouden vervloeien bij ontgraven, vooraleer ze de omhullende van Mohr-Coulomb bereiken gelet op het verloop van de effectieve spanningen vanaf punt A.

Het diagram op figuur 4 moet gelezen worden als een projectie van een driedimensionaal verloop van de effectieve sferische spanningsmiddelen (s) tegenover de deviatonische spanningsaangroei (t) onder een voortdurend wijzigend poriëngetal (e). Deze as van poriënvolumewijzigingen staat loodrecht op het vlak s - t en wordt in figuur 4 niet weergegeven.

In het geval van het spanningspad vanaf punt A in figuur 4 kijkt men derhalve enkel naar een projectie in het s - t vlak van het ruimtelijk verloop van het (CSL)-grenstoestandenverband op het moment van het verbreken van de skeletstructuur (doorgaand afschuiven zonder volumevariatie) enerzijds en het effectieve spanningspad vanaf A anderzijds.

Bij het bereiken van de CSL-lijn verbreekt elke korrelstructuur en wordt alles in een vloeistruktuur omgezet (punt B). Van enig afschuifgedrag kan vanaf dit moment geen sprake meer zijn, tenzij na zeer grote vervormingen (verglidingen) wanneer opnieuw een dilaterend skelet van korrels wordt gevormd.



Wat het afglijden betreft na meer dan een jaar, (in 1984), meent Blondeau dat dit eerder te wijten moet zijn aan erosie van de leemlaag en onderliggende losse zandlaag.

2. Lessons Learned:

Het is vanzelfsprekend dat de opdrachtgever (PAD = Port Autonome de Dunkerque) bij het aanbesteden van de verlenging van de Quay de Flandre bijzondere aandacht heeft geschonken aan het vervloeiingsgevaar van de grond en het hieruit volgend gevaar voor het afglijden van de taluds tijdens de werken.

Er werd in de aanbestedingsdocumenten aangeraden om trillen en heien van wanden te vermijden, tenzij men bijkomende maatregelen voorzag om vervloeiing van de grond te voorkomen. Zo moest de aannemer bij zijn bieding de maatregelen die hij zou nemen om vervloeiing te voorkomen, samen met een rekennota ter staving indienen. Onder punt 4 en 5 hierna wordt het vraagstuk van vervloeiingspotentieel ook kort aangesneden.

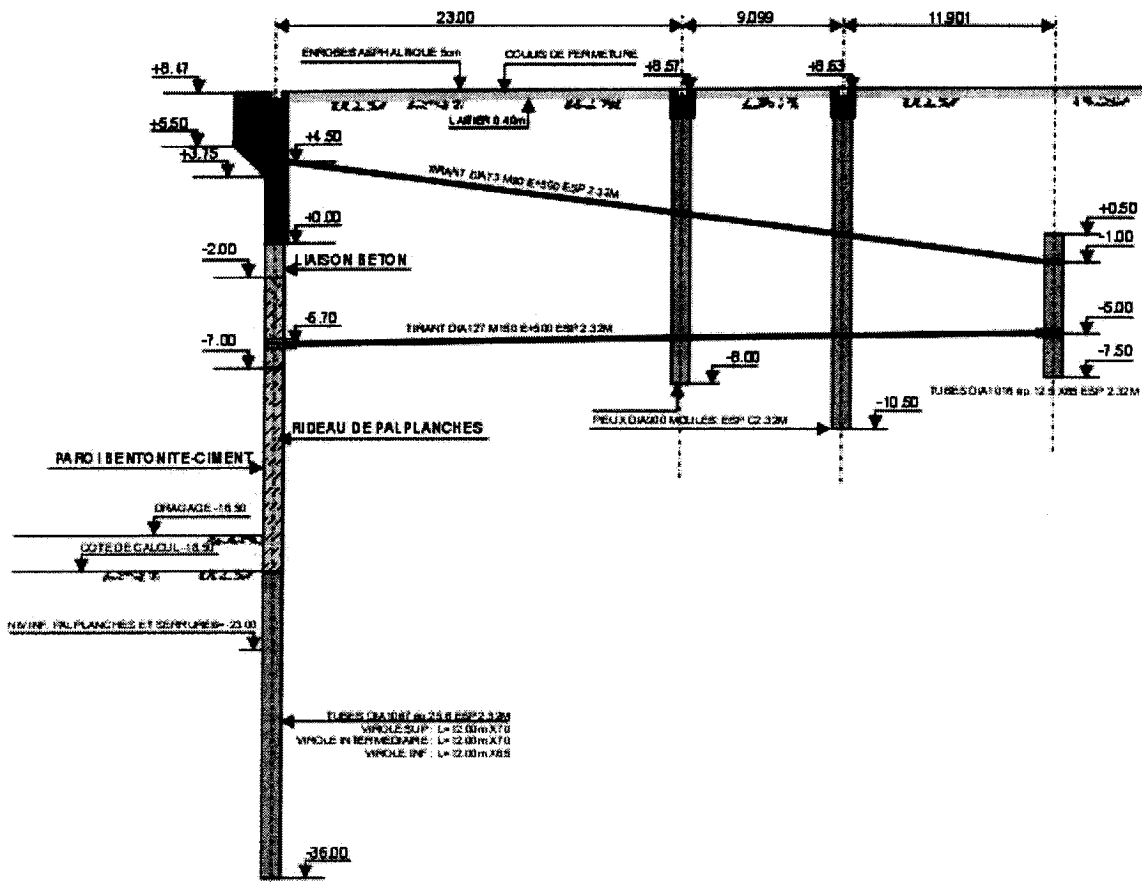


Foto van de werken en locatie van de afschuivingen van 1984 en 1987.

3. Beschrijving van het uit te voeren project:

De verlenging van de Quay de Flandre werd toegewezen aan een Besix met een alternatieve oplossing (zie figuur 5).

Om te vermijden dat trillingen de interstitiële waterspanningen in de leem of de onderliggende slappe zandlaag zouden laten toenemen, werd een sleuf onder bentoniet voorzien tot peil -18.5; hierin werden vervolgens de palen van een combiwal geplant, en op diepte geheid, om de voorwand af te werken door de tussenplanken te planten en vervolgens op diepte te brengen door trillen en/of heien.



Figuur 5

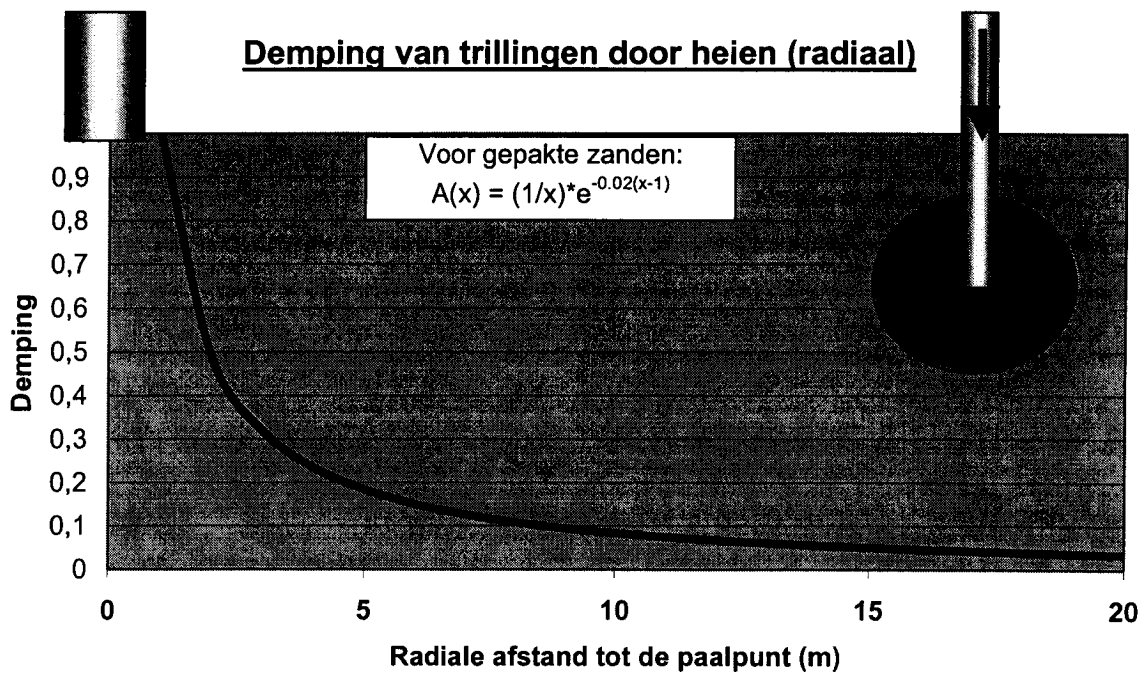
4. Analyse bij aanbesteding:

Bij aanbesteding werd dan ook een nota ingediend om aan te tonen dat de trillingen van de heiverken op deze diepte onder de leemlaag, geen invloed kunnen hebben op het verhogen van de waterspanning in de zandlaag net onder de leemlaag.

Deze studie werd uitgevoerd door de Universiteit Gent o.l.v. Professor W. F. Van Impe [2].

In deze studie werd eerst aangetoond dat de zandlaag waarin werd geheid zelf niet vervloeibaar was onder invloed van de trillingen van de heiverken.

Een belangrijker deel van deze studie bestond erin aan te tonen dat de trillingen veroorzaakt door het heien, voldoende gedempt waren ter hoogte van vervloeingsgevoelige zandlaag, net onder de leemlaag.



Uit recente literatuur kan het volgende worden onthouden:

- a. Trillingen van de grond in het geval van dichte zanden, veroorzaakt door één slag van een heimachine bevatten trillingen met een frequentie tussen 15 en 40 Hz over een afstand van 0 tot 20 m. (CIRIA – technical note n°142).

- b. De combinatie van de geometrische demping samen met de materiaaldemping zelf geeft ons een beeld van de amplitude van de trillingen op een afstand x (A_x) ten opzichte van de amplitude op een afstand $x = 1$ (A_1).

$$A_x = A_1 \cdot (x)^{-n} \cdot e^{-\alpha(x-1)}$$

Met $n = 1$ voor zanden

$$\text{en } \alpha = 2 \cdot \pi \cdot D \cdot f / v_s$$

D = demping van zand = 5%

f = 10-20 Hz

v_s = 300 m/sec (dichtgepakte zanden)

v_s = 100 m/sec (los gepakte lenzen)

Dit geeft $\alpha = 2\%$ voor dichtgepakte zanden.

Wanneer we $A_1 = 1$ stellen, komen we tot de formule uit figuur 6.

De afstand vanaf de heierken van de paal tot de vervloeingsgevoelige lenzen ter hoogte van het zeewaarts talud bedraagt meer dan 20 m, zodat men ervan kan uitgaan dat de trillingen daar praktisch volledig gedempt zijn.

- c. Een andere benadering kan gemaakt worden uitgaande van de snelheid van de korrels v_{part} [3]

$$v_{part} = k \sqrt{E_{inp}} / x (mm/sec)$$

met $E_{inp} = 100 \text{ kJ}$ (slagenergie)
 $x = 20 \text{ m}$
 $k \approx 0,15$

k is afhankelijk van de impedantie van de paal die ongeveer 3000 kN sec/m is, wat een k -factor oplevert van ongeveer $0,15$ (zie Fig. 7).

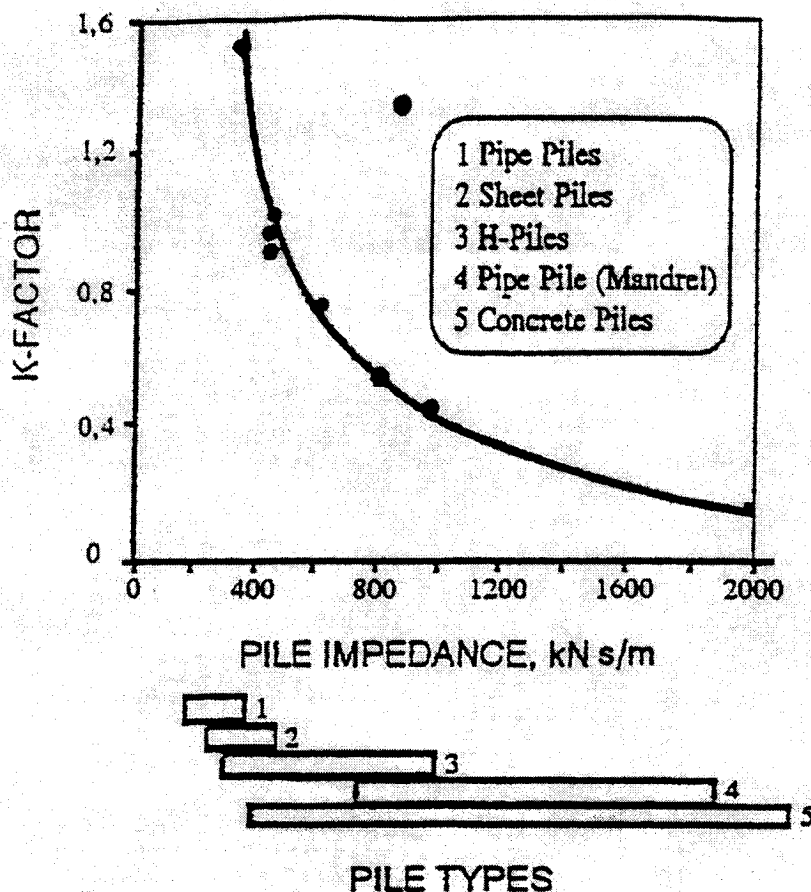
Zo vinden we:

$$v_{part} = 0,15 \sqrt{100.000 / 20} = 2,4 \text{ mm / sec}$$

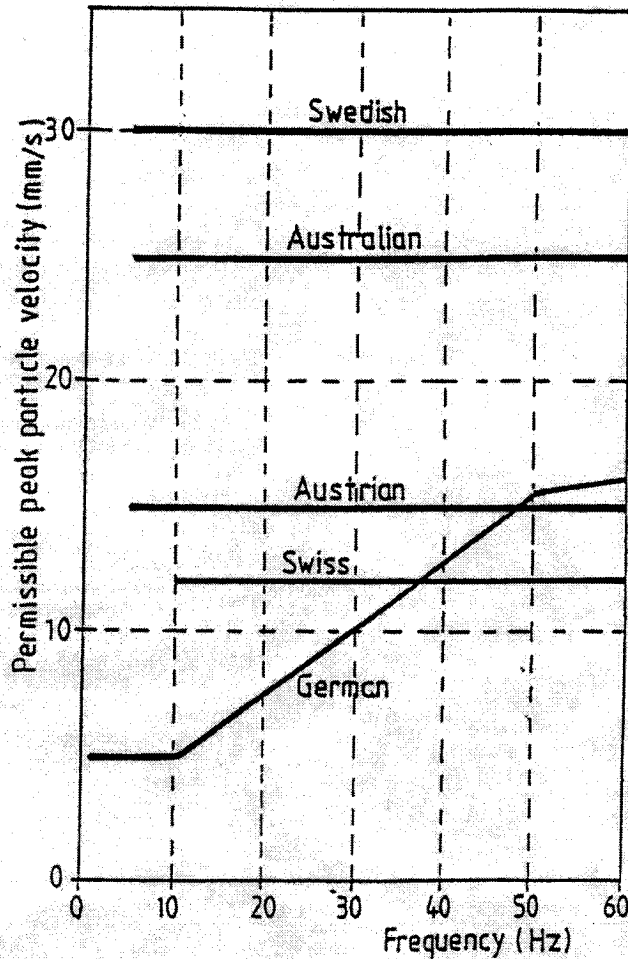
Uit figuur 8 blijkt dat de toegelaten pieksnelheid volgens geen enkel voorschrift wordt overschreden.

Besluit

1. Er is geen gevaar voor liquefactie onder invloed van de heiverken.
2. Deze theoretische benaderingen zullen gevalideerd worden door een meetcampagne tijdens de uitvoering van de werken.



Figuur 7
Influence of pile impedance on the ground vibration velocity,
after Heckman and Hagerty (1978)



Figuur 8
Maximum particle velocities for endangering structures

5. Meetcampagne tijdens de uitvoering

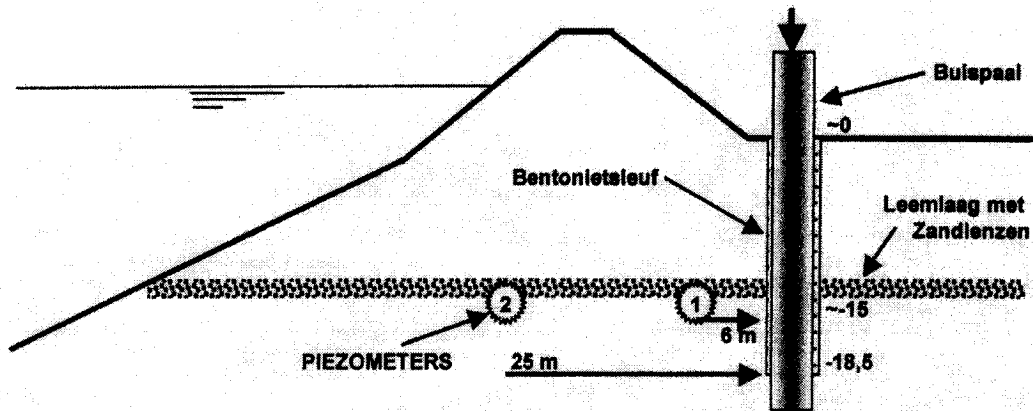
▪ Installatie van de waterspanningsmeters:

De installatie van de cone-piëzo-meters werd uitgevoerd door het Bestuur Geotechniek van de Vlaamse Gemeenschap. Ter voorbereiding van het plaatsen van deze waterspanningsmeters werden twee CPTU testen uitgevoerd teneinde de juiste diepte te bepalen waar deze piëzometers moesten geplaatst worden.

Het plaatsen zelf van deze piëzometers gebeurde als volgt:

- voorboren tot twee meter boven het voorziene peil
- indringen van de piëzometer tot het gewenste peil
- opvullen van het boorgat met bentoniet tot peil -7

Een eerste piëzometer werd geïnstalleerd op +/- 6m en een tweede op +/- 25 m van de buispalenwand (zie figuur 9).



Figuur 9 : Meetpunten

▪ **Criterium om de heiverken stop te zetten:**

Het heeft uiteraard geen zin om waterspanningsmetingen uit te voeren teneinde het gevaar voor vervloeiing te detecteren, zonder criterium voor dit gevaar vast te leggen.

Teneinde een criterium vast te leggen werden de volgende berekeningen gemaakt:

1. Theoretische benadering van het opbouwen van de wateroverspanningen tijdens het heien.
2. Berekening van de stabiliteit van het talud onder invloed van deze wateroverspanningen.

Voor de berekening van de wateroverspanningen refereren we naar [4].

De verhoging van de interstitiële spanningen bedraagt per slag:

$$\Delta U_{cycle,dyn} = \sigma'_{v,0} * \frac{\alpha}{(\alpha + \beta + N)^2} = 4.21 * 10^{-3} \text{ kN} / \text{m}^2$$

met $\alpha = 150$

$\beta \geq 1$

N = aantal slagen om een paal te heien (ongeveer 3000)

$\sigma'_{v,0}$ = verticale effectieve korrelspanning ter hoogte van de paalvoet = 279 kN/m²

Na 3000 slagen wordt dit (dissipatie verwaarloosd):

$$\Delta U_{tot,dyn} = \sum_{i=1}^N \Delta U_{cycle,dyn} = 3000 * 4.21 * 10^{-3} = 12.65 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Wat een waterhoogte van 1,26 m betekent.

Overeenkomstig figuur 6 wordt dit:

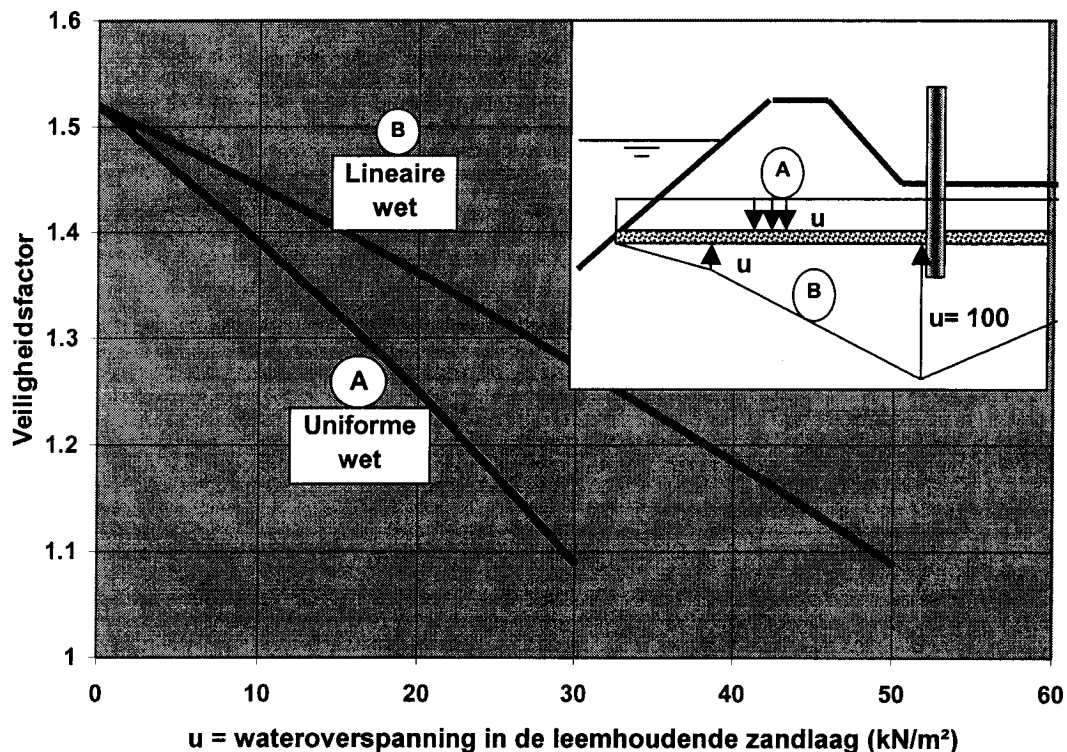
Op 6 m : $A_6 = 0.15 * 12.65 = 1.95 \text{ kN/m}^2$

Op 25 m : $A_{25} = 0.02 * 12.65 = 0.35 \text{ kN/m}^2$

Na het heien van 7 palen (= één heimal) wordt dit op 25 m : $7 * 0.35 = 2.45 \text{ kN/m}^2$

Het algemeen glijdingsevenwicht van het talud werd berekend gebruik makend van de GEOSLOPE software waarin de methode van Janbu werd weerhouden (zie figuur 10)

Figuur 10: Veiligheidscoëfficiënt volgens JANBU



Twee verschillende aannames werden gemaakt in verband met de het verloop van de wateroverspanningen in de zandlenzen van de leemlaag.

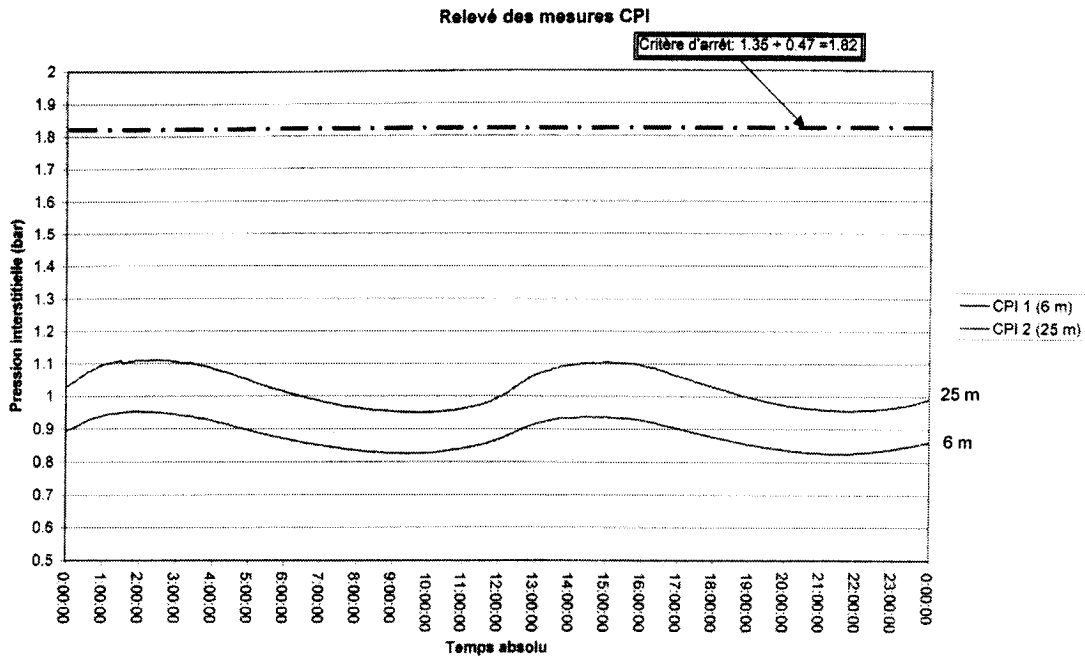
Een eerste wet (A) is een uniforme wet (niet zeer realistisch), en de tweede meer realistische wet (B), die meer samen gaat met de theoretische benadering die hiervoor werd gemaakt:

Ter hoogte van de heiverken wordt ter hoogte van de voorwand een wateroverspanning aangenomen van $7 * 12.65 \sim 100 \text{ kN/m}^2$ (7 palen worden samen geheid!), en op +/- 25 m wordt een variabele waterspanning opgelegd (tussen 0 en 50 kN/m^2).

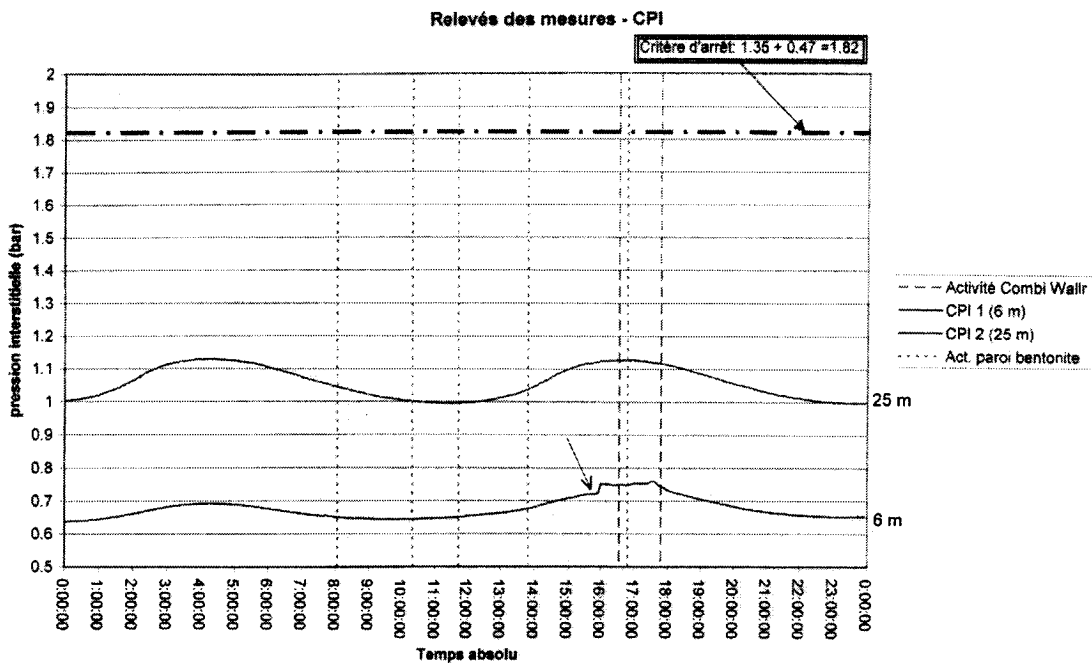
Wanneer we een veiligheid tegen afschuiven eisen tussen 1.1 tot 1.15, zien we dat volgens wet (B) de wateroverspanning de waarde van 47 kN/m^2 niet mag overschrijden.

▪ **Meetresultaten:**

Op de hierop volgende figuren ziet men de meetresultaten van de waterspanningen ter hoogte van de twee geïnstalleerde spanningsmeters. In figuur 11 zien we een meting op een dag zonder hei-activiteiten. De waterspanningen volgen (gedempt) de tij in de haven.



Figuur 11: Waterspanningen zonder heiwerken



Figuur 12: Waterspanningen met heiwerken

Bij het heien merken we enige invloed bij de spanningsmetingen op 6 m, maar op 25 m zijn geen meetbare invloeden waar te nemen (zie figuur 12).

Hieruit kan besloten worden dat de heiwerken van de voorwand van de kademuur geen oorzaak kunnen zijn voor een vervloeiing van de betreffende zandhoudende leemlaag, en bevestigt de besluiten van de berekeningen.

6. Besluiten:

- Vervloeiingsverschijnselen zijn met voldoende nauwkeurigheid voorspelbaar, voor zover voldoende grondonderzoek voor handen is.
- Metingen zijn zeer nuttig om voorspellingen te toetsen. In het geval van Duinkerke, zijn ze zelfs onontbeerlijk, gezien de vastgestelde afschuivingen in het verleden.
- Het moet nogmaals onderlijnd worden dat voldoende grondonderzoek moet voorzien worden door de bouwheer (en/of zijn consultant) en dat voldoende studies dienen te gebeuren om de risico's, die er steeds zullen blijven, tot een minimum te beperken.

Referenties

- [1] Incidence de l'anisotropie de consolidation sur le potentiel de liquéfaction statique application au glissement sous-marin du port de Dunkerque. F. Blondeau, Terrasol.
- [2] Note technique relative aux travaux de battage des pieux – port de Dunkerque Extension du Quai de Flandre XI01-13. Prof. Dr. W.F. Van Impe, RUG, Laboratoire Mécanique des Sols, mars 2001.
- [3] Ground Vibrations from impact pile driving during road construction. D.J. Martin, 1980, TRRL Supplementary report 544, 16p.
- [4] Settlement and excess pore water pressure of saturated clay induced by cyclic shear with different periods, Matsuda et al.