

Christelijke Hogeschool Windesheim Afstudeerproj eet Hoofdstudie suction piles

េះត្រូ

Second

. J

i) Verseel

. Conservation

éJf

See. 3

Gemaakt door	•	M. Heerkes
		S.T. Troost
A.P. nummer	•	C.07.2.05
In ondracht van		Usarama Marina Contractors
m opuraciti van	•	Heerema Marme Contractors
		Vondellaan 55
		2332 AA Leiden
		The Netherlands
Project nr.	•	ED953
Document nr.	•	2.1
Onze referentie	•	H&T

Rev.	Date	Prep.	Description
A	4-6-2007	MH&ST	Final

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



VOORWOORD

Deze studie is geschreven in het kader van het onderzoek naar suction piles, uitgevoerd door twee studenten Civiele Techniek van Christelijke Hogeschool Windesheim te Zwolle. Ze studeren af op de afstudeerrichting grondmechanica / waterbouwkunde. Dit afstudeerproject wordt in samenwerking met Heerema Marine Contractors (HMC) uitgevoerd. Het onderzoek richt zich op optimaliseren van de grondmechanische ontwerpmethode van suction piles in klei.

Verondersteld wordt dat de lezer van dit rapport beschikt over enige basiskennis van de Civiele Techniek, met name over funderingen en grondmechanica. Voor nadere kennismaking met het onderwerp van deze studie wordt u verwezen naar de voorstudie (Afstudeerproject, voorstudie suction piles, d.d. 22 maart 2007), de literatuur beschreven in de literatuurlijst en de bijlagen van deze rapportage.

Het rapport kan op de volgende manier gelezen worden: het rapport begint met de randvoorwaarden, vervolgens komen de belastingen op de paal en de ondergrond aan bod. Bezwijkmechanismen en afschuifvlakken worden daarna verder uitgewerkt. Als laatste wordt er aandacht besteed aan het berekenen van de capaciteit van de paal. Deze uitwerking zal aan de hand van praktijkvoorbeelden getoetst worden. Voor de bijbehorende berekeningen, uitwerkingen, staten en achtergrond informatie wordt de lezer verwezen naar

de bijlagenmap en genoemde literatuur.

Wij bedanken Dhr. Ing. J.P. van Esch en Dhr. Ir. T.G.F. Karnebeek (Heerema Marine Contractors) voor het bieden van de mogelijkheid om dit onderzoek uit te voeren, en de begeleiding en ondersteuning die zij daarbij hebben gegeven. Daarnaast bedanken wij Dhr. Ir. A.A. Breur en Dhr. Ir. H.B.J. Wessels (Christelijke Hogeschool Windesheim) voor de begeleiding tijdens dit project.

Leiden, 4 juni 2007

Marcel Heerkes Siem Troost





Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



0.0 SAMENVATTING

0.1 Nederlandse samenvatting

In dit rapport isjj^jfgeprobeerd antwoord te geven op de volgende onderzoeksvraag: Welke ontwerpmethode is optimaal en breed inzetbaar bij het grondmechanische ontwerp van suction piles in klei?

Allereerst worden de randvoorwaarden van het onderzoek genoemd. Het rapport beperkt zich tot de toepassing van suction piles in klei, en het padeye bevindt zich op de optimale bevestigingshoogte. Hierdoor zal de paal niet gaan roteren tijdens bezwijken.

De belasting op een suction pile bestaat uit een kracht en een belastingshoek van de ankerlijn. Er zijn twee ankerlijnsystemen waarbij een suction pile wordt toegepast. De eerste is het taut-wire systeem waarbij de ankerlijn strak gespannen is. Dit heeft als gevolg dat er altijd een constante trekspanning op de palen staat, en de belastingshoek tussen de ankerlijn en de zeebodem groot is. De tweede is het catenary ankerlijn systeem. Hierbij hangt de ankerlijn relatief slap, en heeft een kleine hoek met de zeebodem.

Het bevestigingspunt van de ankerlijn op de suction pile is bepalend voor de manier waarop deze bezwijkt. De meeste ideale manier is het punt waarbij de paal zuiver lateraal verplaatst tijdens bezwijken. Met het 1-d eindige elementen programma BeamColm is geprobeerd hier een optimum in te vinden. Het blijkt d^wanneer een suction pile puur lateraal wordt belast, het optimale bevestigingspunt zich o£ 1/5 van de onderkant van de paal bevindt. Dit is in het model overeenkomstig met het zwaartepunt van de grondspanningsgrafiek.

Ssdit toak bleeven geman geman geman geman geman geman geman

3 van 58

 \swarrow

Nu bekend is wat de optimale bevestigingshoogte van het padeye is, kan de capaciteit in laterale richting bepaald worden. De grondweerstand is geanalyseerd met behulp van enkele modellen die normaal gebruikt worden voor het berekenerrvan de weerstand tegen opdrijven^ 4£aBUminels. Na het beoordelen van de verschillende modellen blijkt 1 model het meest geschikt. Hierbij bestaat de weerstand uit de volledige grondkolom voor de paal, met aan beide zijden een wig waarvan de hoek gelijk is aan de dilatantiehoek. Daarnaast wordt er gerekend met schuifweerstand over het volledige afschuifVlalc"

In het rapport zijn enkele formules gepresenteerd waar in korte tijd de dimensies van een suction pile bepaald kunnen worden. De formules zijn voornamelijk afgeleid van eindige elementen analyses. Om de bruikbaarheid te controleren zijn ze getoetst aan de suction piles van 3 reeds geïnstalleerde platformen. Het blijkt dat de formules de capaciteit van de suction piles waarschijnlijk iets overschatten. Daarnaast dient de betrouwbaarheid van de formules nog aangetoond te worden. Wel lijkt het erop dat de laterale capaciteit van de palen zo groot is, dat de axiale capaciteit voor het ontwerp veelal maatgevend zal zijn.



0.2 English summary

has been

In this report there js tried to find an answer to the following question: Which design method is optimal and useful in any situation for the geotechnical design of suction piles in clay?

First of all the boundary conditions of theinyesiigation are mentioned. This report is limited to suction piles installed in clay, and theyadeypas placed at the optimum lug level. So there will occur no rotation during failure of the pile.

The loading on the pile exists of a force and a loading angle from the mooring line. There are two mooringline systems known for use in combination with suction piles. The first one is the taut-wire system whereby the mooringline is under rigid tension. The consequence of this system is the suction piles being applied to a constant pull load and the angle between the moorin#ne and the mudline is large. The second one is the catenary system. With this anchoring method the mooring line hangs relative loose and has a small angle with the mudline.

The positioning of de load from the mooring line determines the behavior of the pile during failure. The most ideal position of the padeye is the location were the pile has a pure lateral movement at failure. With an one dimensional finite element program called BeamColm, there is tried to find the optimum/l%Jfevel. The conclusion is a suction pile being purely lateral loaded, has the optimum lugiével at 1/5 part from the lower side of the pile. This compares with the resultant of the horizontal soil stress against the pile.

Now the optimum lug level is known, the lateral soil resistance can be determined. The resistance is analyzed with several models which are normally used for calculating the resistance against buoyancy of tunnels. After the different models were considered, o<u>jie_was_find^gablejorjusing</u>. In that particular model the soil resistance in front of the pile exist from de soil column with on both sides wedges of which the angle is similar to the dilatantionangle. The wedges also have MI shear resistance.

The rapport also presents several formulas which are suitable for calculating the dimensions of a suction pile in a short time. The formulas are mainly extracted from finite element analyses. To prove the usefulness they are analyzed on the suction piles of three already installed platforms. It comes out the pile capacity may be over predicted by the formulas, and the reliability still has to be proven. At last the results show the lateral capacity of the piles is so large, that the axial capacity will mainly be determining the dimensions of the pile.



INHOUDSOPGAVE

S. Space

ann i

N N

. Second

i. Ngana

1.0	INLEIDING	7
1.1	Voorstudie	7
1.2	Probleemstelling	7
1.3	Onderzoeksvraag	7
1.4	Doel hoofdstudie	8
 2.0 2.1 2.2 2.3 2.4 2.5 2.5.1 2.5.2 	RANDVOORWAARDEN Inleiding Regelgeving Basis afmetingen Grondprofiel Veiligheidsfactoren Det Norske Veritas American Petroleum Institute	9 9 9 10 10 11 11 11 12
3.0	BELASTING OP PAAL EN GROND	13
3.1	Belastingshoeken van de ankerlijn	13
3.2	Axiale belasting	15
3.3	Laterale belasting	17
3.4	Cyclische belasting	19
4.0 4.1 4.2 4.3 4.4 4.5 4.6 4.7	BEZWIJKMECHANISMEN Model Rotatiepunt boven top paal Rotatiepunt tussen top en midden paal Rotatiepunt tussen tip en midden paal Rotatiepunt onder tip paal Pure laterale translatie Visie	20 20 21 22 22 24 24 24 26
5.0 5.1 5.2 5.2.1 5.2.2 5.3 5.4 5.5 5.6 5.7 5.7.1 5.7.1 5.7.2	AFSCHUIFVLAKKEN BIJ PURE TRANSLATIE Kader Model 1 Reactiekracht door gronddruk Reactiekracht door wrijving langs schuifvlak Model 2 Model 3 Model 4 Model 5 Vergelijking modellen Toegepast Conclusie	28 29 30 32 33 34 36 37 38 38 38 38
6.0	HANDMATIGE METHODE VOOR VOORLOPIG ONTWERP	39
6.1	Berekenen axiale capaciteit	39
6.2	Berekening laterale capaciteit	40
6.3	Gecombineerde laterale en axiale capaciteit	41

5 van 58



1

. موجد ه

Sec. - A

100

No. Contraction of the Contracti

7.0	TOETSING HANDMATIGE ONTWERPMETHODE	44
7.1	Projecten	44
7.2	Projectgegevens	46
7.3	Berekening axiale capaciteit	47
7.4	Berekening laterale capaciteit	47
7.5	Gecombineerde laterale en axiale belasting	48
7.6	Belastingen op de ankerlijn	48
7.7	Resultaten	49
7.8	Bevindingen	50
8.0	CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN	52
9.0	LIJST VAN TABELLEN EN FIGUREN	54
10.0	LIJST VAN GEBRUIKTE AFKORTINGEN EN SYMBOLEN	55
11.0	LITERATUURLIJST	57



1.0 INLEIDING

1.1 Voorstudie

Het rapport dat de lezer op dit moment voor zich heeft liggen is de hoofdstudie van het afstudeeronderzoek naar de geotechnische ontwerp van suction piles in klei. Het rapport sluit aan op de eerdere rapportage met de titel "Afstudeerproject, voorstudie suction piles" d.d. 22 maart 2007.

In de voorstudie zijn de offshore-industrie, de verschillende platformen, de funderingsmethoden en algemene kennis van de suction pile aan bod gekomen. In de voorstudie is het onderwerp suction piles breed benaderd, om vervolgens verder in te zoomen op de suction pile zelf. De suction pile wordt voornamelijk gebruikt als ankerpaal onder een drijvend platform.

1.2 Probleemstelling

Op het gebied van contractvorming is de offshore wereld sedert een aantal jaren aan het veranderen. Steeds vaker komt de vraag van de opdrachtgever of een aannemer de volledige realisatie van projecten op zich kan nemen. De contractvorm die hierbij hoort zijn de zogenaamde Engineering, Procurement, Installation and Construction (EPIC) contracten. Dit betekent voor HMC dat bij het verkrijgen van een opdracht, ook het ontwerp van de constructie uitgevoerd dient te worden. Daarom wil het bedrijf haar ontwerpmethoden op het gebied van suction piles verbeteren. Vanwege het feit dat suction piles vrij nieuw zijn, bestaan er nog geen algemeen geaccepteerde richtlijnen en veiligheidsfactoren.

Op dit moment heeft HMC behoefte aan enkele eenvoudig te hanteren ontwerpformules. Hiermee zou aan de hand van de grondmechanische gegevens en de belasting, de dimensionering van de suction piles in klei snel bepaald moeten kunnen worden.

1.3 Onderzoeksvraag

In de voorstudie zijn reeds een aantal deelvragen beantwoord. In de hoofdstudie wordt verder ingezoomd op de technische deelproblemen van het onderwerp. De volgende deelvragen zijn daarvoor opgesteld.

Hoofdvraag:

Welke ontwerpmethode is optimaal en breed inzetbaar bij het grondmechanische ontwerp van suction piles in klei?

Deelvragen:

- Wat zijn de gehanteerde veiligheidsfactoren van de bekende suction pile ontwerpmethoden?
- Op welke wijze bezwijkt een suction pile?
- Waaruit is de weerstand tegen verplaatsingen opgebouwd?
- Op welke wijze kan de maximale capaciteit van een suction pile bereikt worden?
- Welke verbeteringen kunnen doorgevoerd worden bij het ontwerp van suction piles?



1.4 Doel hoofdstudie

Waar in de voorstudie voornamelijk de installatie van de suction pile behandeld is, zal nu onderzoek gedaan worden naar het ontwerp van de paal. Het doel van de hoofdstudie is dan ook om dieper in te gaan op het geotechnische ontwerp van suction piles in klei. De volgende onderwerpen worden belicht:

- Krachten die op de paal werken;
- Wijzen waarop de paal bezwijkt;
- Onderzoek naar de optimale locatie voor het aanbrengen van de last;
- Invloed van de paal op omringende grond;
- Ontwerpformules ten behoeve van het voorlopig ontwerp;
- Toetsing ontwerpformules aan bestaande projecten.

Het hoofddoel van de afstudeerstudie is HMC een beter beeld geven op het geotechnisch ontwerp van suction piles in klei.



2.0 RANDVOORWAARDEN

2.1 Inleiding

Bij een suction pile ontwerp is het van belang dat in het ontwerp rekening gehouden wordt met vele factoren. Hierbij moet men denken aan bodemgesteldheid, locatie van de last, bezwijkmechanisme, soorten belastingen en installeerbaarheid. Omdat het onderzoeken van alle variabelen te complex en te uitgebreid wordt voor dit afstudeeronderzoek, zal een kader opgesteld worden. In het overzicht van figure 1 is weergegeven welke grenzen worden gesteld aan de te behandelen onderwerpen.



Figure 1 Inhoud hoofdstudie

Zoals in bovenstaand overzicht weergegeven is, zal het suction pile ontwerp in zand, of in grondprofielen met zandlagen niet uitgewerkt worden. Tot op heden zijn de meeste suction piles door HMC geïnstalleerd in de relatief zuivere kleibodem van de Golf van Mexico. Het interessegebied van zowel de opdrachtgever als van de afstudeerders ligt bij het ontwerpen van suction piles in klei. De suction pile in zand heeft een andere lengte/diameter verhouding dan die in klei. Het ontwerpen en installeren van suction piles in zand is op andere ontwerpmethoden gebaseerd.

Het definitieve geotechnische ontwerp van een suction pile wordt veelal gedaan met software. Deze studie is gericht op het opstellen van eenvoudige ontwerpformules die zonder software gebruikt kunnen worden. Derhalve wordt niet gekeken naar de verschillende softwarepakketten die verkrijgbaar zijn.

2.2 Regelgeving

De regelgeving op het gebied van de offshore is niet internationaal gestandaardiseerd, er zijn echter wel een aantal leidraden. Wanneer men gaat ontwerpen wordt in de meeste gevallen verwezen naar documenten van de API (American Petroleum Institute) en de DNV (Det



Norske Veritas). In deze documenten zijn onder andere belastingen opgenomen waaraan een funderingsconstructie in de offshore (in)direct onderhevig kan zijn. Deze belastingen zijn algemeen en niet specifiek voor het ontwerp van suction piles.

De regelgeving van de API en de DNV heeft geen richtlijnen voor het berekenen van de cyclische belasting. In deze regelgeving zijn echter wel factoren opgenomen om de invloed van deze krachten in de ontwerpberekeningen van palen mee te nemen. In hoofdstuk 3 is een korte uitleg over de cyclische belasting opgenomen.

2.3 Basis afmetingen

De capaciteit van suction piles wordt voor een groot deel bepaald door de lengte/diameter (L/D) verhouding van de paal. De ontwerpmethode voor het voorlopig ontwerp van de paal geldt voor suction piles met een 1/d-verhouding tussen de 2 en 7.

De plaatsing van de belasting heeft grote invloed op de wijze van bezwijken van de suction pile. Dit is te lezen in hoofdstuk 4 van deze studie. De volgende basisafmetingen zijn in dit hoofdstuk gebruikt om de rotatiepunten te analyseren.

Lengte:	26 meter	(85,3 ft)
Penetratie:	25 meter	(82 ft)
Stick-up:	1 meter	(33ft)
Diameter:	5 meter	(16,4 ft)
Wanddikte:	38,1 mm	d _? 5'')

10 van 58

In hoofdstuk 5 wordt aangenomen dat de belasting op de optimale positie aangebracht kan

worden. Op deze manier vindt er pure laterale translatie (horizontale verplaatsing) plaats bij het bezwijken van de paal.

In hoofdstuk 7, de toetsing van de ontwerpformules worden andere paalafmetingen gebruikt. De afmetingen van de gebruikte palen zullen hier voor de invoer dienen.

2,4 Grondprofiel

De meeste toepassingen van specionmiles bevinden zich in de Golf van Mexico. Dit gebied staat bekend om de slappe e $n^{\wedge \wedge \circ}$ b o d e m tot op grote diepte. Ook in gebieden ten westen van het continent Afrika komt dit profiel voor. Zoals in de voorstudie te lezen is, laten suction piles zich relatief eenvoudig installeren in slappe kleilagen.

Het onderzoeksgebied van deze studie ligt bij het ontwerpen van suction piles in klei. Als basis voor de uitwerkingen wordt een grondprofiel van een locatie in de Golf van Mexico gebruikt. In onderstaand overzicht (table 2) is^een^sanpnvatting te vinden van de in bijlage 1 opgenomen sonderingen. $= ftb \land \land \land \land \land f$

Laag	Diepte l [m]	aag	j Beschrijving	SpöFtetyic oiiderwatergewicht [kN/m ³]	Watergehalte	Ongedraineerde schuifsterkte (S _u) [kN/m ²]
Ii	0	[5,2	Klei, slap	2,36-4,40	90130	2,39-6,62 I
2	5,2	I 30,5	Klei, slap tot 1 klei, matig	3,93-6,60	5090	5,26-47,88
3	30,5	91,4 <u> </u>	I Klei, matig tot klei, vast	6,67-9,11	3060	57,46 - 153,22

 Table 2 Samenvatting grondgegevens in Sl-eenheden



Zoals uit de gegevens op te maken is, bestaat de grond uit zeer slappe klei. Op grotere diepte wordt de klei vaster. Bij het installeren van suction piles wordt een diepte van maximaal 40 meter (circa 130 ft) bereikt.

Suction piles kunnen ook in zand geïnstalleerd worden, dit is in de voorstudie van dit onderzoek reeds aan bod gekomen. In de hoofdstudie wordt niet verder ingegaan op het toepassen van suction piles in zand. Zoals reeds eerder beschreven is de lengte/diameter verhouding van suction piles in zand kleiner dan in klei.

2.5 Veiligheidsfactoren

Als aanvulling op paragraaf 2.2 zijn hieronder de veiligheidsfactoren opg<norrien die in de DNV en de API vermeld staan.

2.5.1 Det Norske Veritas

In de DNV zij[^]veiligheidsfactorciji)pgenomen voor het ontwerpen van funderingen van offshore constructies. Deze factoren zijn meTspeeifiskjvoor suction piles of belastingshoeken opgesteld.

Er wordt rekening gehouden met schade aan een of meerdere ankerlijnen, dit is te zien in de ALS kolom. Het overzicht staat in table 3.

Limit state	ULS		ALS		
Risicoklasse	1	ĪŽ	i	12	
Veiligheidsfactor					
¥ _{mean}	1,1		1,0		
i /dyn	1,5	12,1	1,1	$I \rightarrow 2$	
<i>y</i>	1,2	i 1,2	1,0	1,2	

1 Iran 58

Table 3 Veiligheidsfactoren uit DNV

Waarin: ULS = Ultimate Limit State (Uiterste grenstoestand)

ALS = Accidental damage Limit State

 \mathbf{r}_{pean} = veiligheidsfactor op gemiddelde trekkracht

- γ_{dyn} = veiligheidsfactor op dynamische trekkracht
- *im* = materiaalfactor op paalweerstand

De risicoklasse wordt bepaald door kans op en de gevaren die optreden bij bezwijken. Risicoklasse 1 is van toepassing wanneer het risico op dodelijke ongelukken, botsingen met andere platformen, olielekken, kapseizen en zinken klein is. Klasse 2 is van toepassing wanneer het risico op persoonlijk letsel of schade aan het milieu aanzienlijk is.



1

2.5.2 American Petroleum Institute

Ook de API heeft factoren opgenomen die van toepassing zijn op de fundering van constructies. Hier worden vooral factoren berekend over de krachten die optreden bij de productiefase van het platform, zie hiervoor table 4.

Opgemerkt moet worden dat in deze tabel geen veiligheidsfactor is opgenomen voor de dynamische belasting op de paal. Ook hier zijn de getallen niet specifiek voor suction piles.

Belastingsgeval	Veiligheidsfactor
1. Ontwerplast met boorkrachten	1,5
2. Werkelijke last tijdens boren	2,0
3. Ontwerplast met productiekrachten	1,5
4. Werkelijke last tijdens produceren	2,0
5. Ontwerplast voor pullout (axiaal bezwijken)	1,5

Table 4 Veiligheidsfactoren uit API

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



3.0 BELASTING OP PAAL EN GROND

Een veel voorkomende toepassing waarin een suction pile wordt geïnstalleerd is als anker voor een drijvend platform. Een suction pile wordt belast door de kracht welke door de constructie op de ankerlijn wordt uitgeoefend. Deze wordt opgedeeld in een horizontale en verticale kracht, wat respectievelijk lateraal en axiaal is. Het opdelen van de kracht in twee componenten gebeurd omdat de axiale en laterale capaciteit eenvoudiger apart berekend kunnen worden. Later dienen deze wel weer samengevoegd te worden.

In dit hoofdstuk wordt een uitwerking gegeven van de belastingen die optreden bij de verschillende ankerlijn systemen. Daarna wordt verder ingegaan op de manier waarop de belastingen op de grond worden overgebracht.

3.1 Belastingshoeken van de ankerlijn

De hoek waaronder een ankerlijn staat ten opzichte van de zeebodem is afhankelijk van de ankerlijnsysteem waarin een paal is geïnstalleerd. Een platform kan op de volgende drie manieren worden afgemeerd.

Bij een tension leg platform zal de belasting nagenoeg volledig verticaal zijn, zie figure 5. De hoek met de zeebodem is daardoor 90°. Bij deze manier van afmeren zal de belasting via de top van de paal op de wand worden afgedragen. Echter is een suction pile niet vaak in deze toepassing geïnstalleerd omdat geheide palen door de grotere penetratie diepte meer verticale capaciteit zullen hebben. De toepassing van suction piles onder een tension leg platform zal daarom, en om het feit dat dit onderzoek beperkt is tot palen met het padeye op optimum lug level (o.l.l. / optimale bevestigingshoogte ankerlijn), niet verder worden uitgewerkt.

13 van 58

Tension leg platform



Figure 5 Verankering van een tension leg platform



Een tweede manier voor het afmeren van een platform is het *taut wire* ankerlijnsysteem, de betekenis van taut wire is strakke kabel. Hierbij staat de ankerlijn onder een hoek van 30 tot 50°, en is altijd strak gespannen. Het voordeel van deze manier van afmeren is dat het platform zeer stabiel is. Het platform zal door zijn eigen drijvend vermogen zo hoog mogelijk in het water willen liggen, hierdoor worden de ankerlijnen gespannen. Zoals in figure 6 weergegeven is, zal verticale beweging minimaal zijn. De horizontale beweging wordt begrensd door het feit dat het platform onder water wordt getrokken door de ankerlijn, dit is tegengesteld aan het opdrijvend vermogen. Deze manier van afmeren is gunstig voor de stabiliteit van het platform maar zorgt wel voor een constante trekspanning op de palen.

Taut wire systeem



14 van 58



Figure 6 Taut wire ankerlijnsystem.

De laatste manier van afmeren is een *catenary* ankerlijnsysteem. Dit wil zeggen dat de ankerlijn met een grote boog naar de suction pile loopt. Dit valt te zien in figure 7. De belastingshoek bedraagt hierbij ongeveer 10 tot 20°. De ankerlijn staat licht onder spanning. Bij een horizontale verplaatsing van het platform of het beschadigen van een van de ankerlijnen kan de belasting en belastingshoek op de palen groter worden.



Catenary **mooring** system



Figure 7 Catenary ankerlijnsysteem

Verschillende belastingshoeken zijn hierboven genoemd. Bij het berekenen van de maximale capaciteit van de suction pile, speelt de belastingshoek van de ankerlijn een grote rol. Dit wordt in hoofdstuk 6 van dit rapport nader toegelicht.

15 van 58

3.2 Axiale belasting

Vanuit de belastinghoek van de ankerlijn kan de benodigde axiale capaciteit van de suction pile bepaald worden. De axiale capaciteit wordt bij kleinere belastingshoeken dan 90° beïnvloed door de laterale belasting, zie figure 8. De grootte hangt af van de belastingshoek en het bezwijkmechanisme dat daardoor optreed. Ondanks dat een geïnstalleerde suction pile in de onderzochte toepassingen nooit puur axiaal zal bezwijken, is het toch waardevol om deze waarde te weten. Hiermee kan namelijk de verticale bovengrens van de belasting bepaald worden.

Axiale en laterale component



Figure 8 Axiale en laterale component



De axiale capaciteit van een paal zal na volledige set-up bestaan uit de uitwendige schachtwrijving, passieve onderdruk, en het eigen onderwater gewicht van de paal. In figure 9 zijn alle factoren weergegeven.

De schachtwrijving is de weerstand tegen het schuiven van de paal langs de grond. De weerstand bestaat uit de ongedraineerde schuifsterkte maal de wrijvingsfactor. Deze factor is afhankelijk van de ruwheid van het materiaal van de paal en de eigenschappen van de grond.



Axuile component

Figure 9 Axiale weerstand

De passieve onderdruk is afhankelijk van de lengte/diameter verhouding van de paal. Wanneer met een piekbelasting aan de paal wordt getrokken, krijgt deze in de axiale richting een extra weerstand in de vorm van passieve onderdruk. Afhankelijk van wat eerder optreed C'' bestaat deze uit een van de volgende twee opties. De eerste optie is het afbreken van de inwendige grondplug plus het gewicht daarvan. De tweede is de weerstand van de schachtwrijving langs de binnenzijde van de paal plus het toestromen van water naar het onderdrukgebied. Het mechanisme dat optreedt wordt in grote mate bepaald door de lengte/diameter verhouding van de paal. Aangezien in dit onderzoek als randvoorwaarde de zachte kleigrond van de Golf van Mexico geldt, wordt gewerkt met relatief grote l/d verhoudingen. Hierdoor is het aannemelijk dat het afscheuren van de inwendige grondplug eerder zal optreden dan het bezwijken van de weerstand van de inwendige schachtwrijving. 16 van 58



Het gewicht van de paal behoort ook tot de axiale capaciteit. Wel dient hiervoor het onderwater gewicht van de paal gebruikt te worden. Dit omdat de paal een opwaartse kracht ondervindt gelijk aan het gewicht van het verplaatste water.

3.3 Laterale belasting

De laterale belasting is de horizontale component op de ankerlijn. De capaciteit van een suction pile is in deze richting groot, dit kon^doöiuie breedte van de paal. Omdat er in dit onderzoek gewerkt wordt met het padeye qp o.l.l. zal een suction pile bij lateraal bezwijken niet voor of achterover kantelen. Dit wordt nrht5ofdstuk 4 verder uitgewerkt.

Over het berekenen van de laterale capaciteit van een suction piles zijn veel verschillende theorieën. Er zijn geen onderzoeksj^g©¥eös*j^een suction pile die ook werkelijk bezweken is, dus het bewijzen van een the site is lastig.

Laterale component



17 van 58

Figure 10 laterale weerstand

Zoals te zien valt in figure 10 ontleent de paal het grootste gedeelte van zijn laterale capaciteit aan de horizontale gronddruk en de afschuifvlakken die optreden op het moment van bezwijken. De vorm hiervan en hoe deze doorloopt naar beneden is door gebrek aan praktijkvoorbeelden vrij onbekend.

Wat de situatie soms bemoeilijkt is dat het padeye op de suction pile lager wordt geplaatst dan het o.l.l. Hierdoor zal de paal bij bezwijken naar achteren kantelen (figure 12). Dit wordt gedaan omdat men wil voorkomen dat bij laterale verplaatsing achter de paal op de zeebodem een gat ontstaat. Hierdoor zou water kunnen toestromen welke de zuiging om en in de paal opheft (figure 11).



Figure 11 Bezwijken van paal met gat achter de bovenzijde van de paal



Figure 12 Bezwijken van de paal met onderzijde richting de belasting



Het lager plaatsen van het padeye gaat gepaard met een ander bezwijkmechanisme dan er in dit rapport wordt onderzocht. Vanwege de beschikbare tijd is ervoor gekozen dit mechanisme niet verder te onderzoeken.

Naast de gronddruk aan de voorkant van de paal, zijn meer factoren bepalend voor de capaciteit. Zo zal de paal langs de zijkanten schachtwrijving hebben, welke bestaat uit de schuifsterkte van de grond en een wrijvingsfactor. Aan de achterzijde van de paal zal de grond aan de paal kleven. Hiermee krijgt de paal een kleine extra capaciteit. Hetzelfde geldt voor de voet van de paal. Hier zal de grond door laterale verplaatsing of axiale verplaatsing, afhankelijk van wat eerder optreed afschuiven.

In de volgende hoofdstukken zal de laterale capaciteit van suction piles worden geanalyseerd aan de hand van de voorkomende bezwijkmechanismen en optredende afschuifvlakken.

3.4 Cyclische belasting

Onder invloed van golven en wind wordt de fundering van het platform cyclisch belast. Door het cyclisch belasten van een fundering welke een neerwaartse belasting opneemt, zal de grond eronder verder verdichten. Wanneer geen wateroverspanningen optreden zullen er geen grote problemen voorkomen. Dit is anders bij een fundering welke op trek belast is, hierbij zal door lang durende cyclische belasting de elasticiteit van de grond verminderen. Deze zal uiteindelijk plastisch gaan reageren wat gepaard gaat met een vermindering van de schuifweerstand. In welke mate dit optreedt, is afhankelijk van de grootte en het interval van de belastingcyclus. Doordat het analyseren van de invloed van cyclische belasting op de capaciteit van een suction pile buiten de studie valt, zal er in dit rapport verder geen aandacht aan besteed worden. De berekeningen welke worden uitgevoerd in verdere hoofdstukken zijn voorzien van een veiligheidsfactor waarmee de invloed van cyclische belastingen gedekt moeten zijn.

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



4.0 BEZWIJKMECHANISMEN

In het vorige hoofdstuk is aandacht besteed aan de belastingen die op een suction pile werken. In dit hoofdstuk wordt de invloed van deze kracht op de paal onderzocht. De nadruk wordt gelegd op het toepassen van belastingen op verschillende locaties op de paal. De belasting wordt als het ware over de paal heen geschoven. De invloed van de locatie op het rotatiemodel is dan optimaal te beoordelen.

Tevens wordt de grootte van de lasten als variabele genomen. De plaatsing van de last is maatgevend voor de manier van bezwijken, en daarmee voor de capaciteit van de paal.

Model **4.1**

Om inzicht te krijgen hoe de paal in werkelijkheid roteert, is er onderzoek gedaan met behulp van een 1-dimensionaal eindig elementen model dat HMC gebruikt. Het doel hiervan is het zoeken van het belastingspunt waarbij de paal op pure laterale translatie bezwijkt. Bij het model is het computerprogramma BeamColm geschreven. In het programma zijn bij deze berekeningen p-y grafieken uit de API ingevoerd. Deze grafieken zijn geschematiseerd door rechte lijnen waar op de verticale as de kracht staat en op de horizontale as de deflectie. De curve is een functie die afhankelijk is van de paaldiameter. In figure 13 is te zien hoe de p-y curve door de API geschematiseerd wordt.

Uitgangspunten:

20 van 58

- De grondsterkte neemt toe met de diepte (grondprofiel in bijlage 1);
- De p-y curves uit de API zijn toegepast (zie bijlage 2);
- De paal is oneindig stijf ten opzichte van de grond;
- De paalafmetingen zijn te vinden in bijlage 3.

P-Y cunie



Figure 13 Voorbeeld P-Y curves



4.2 Rotatiepunt boven top paal

Bezwijken met het rotatiepunt boven de paal zal gebeuren wanneer de horizontale kracht aangrijpt aan de onderzijde van de paal. De last voor dit rotatiemodel is aangebracht op H = 25 meter, gerekend vanaf de bovenzijde van de paal.

De maximale verplaatsing van de paal zal aan de onderzijde optreden. Het bezwijken van de grond zal dus ook bij de onderzijde van de paal beginnen. De schematisering van dit model is te zien in figure 14. In onderstaande afbeelding is H de lengte van de paal. H' staat voor de afstand vanaf de mudline tot aan het rotatiepunt.



21 van 58



Figure 14 Rotatiepunt boven paal

Om bovenstaand rotatiepunt te simuleren is het programma BeamColm gebruikt. De belasting op de paal is aangebracht bij de tip. Wanneer de deflectielijnen bij verschillende belastingen wordt bekeken, kan geconcludeerd worden dat deze manier van bezwijken niet terug te vinden is met het gebruikte softwarepakket. Dit kan verklaard worden door de grond rond de tip van de paal te beschouwen. De schuifsterkte van de grond is op die plaats hoger dan die van de hoger gelegen lagen. De weerstand tegen verplaatsing is daarom hoger aan de onderzijde van de paal.

Bovenstaande wordt ondersteund door de momentenlijnen van dit belastingsgeval te beschouwen. Hierin is te zien dat de paal op het rotatiepunt ingeklemd wordt in de grond. De grafieken waarin de deflectie tegen de diepte bij verschillende belastingen wordt uitgezet, zijn te vinden in bijlage 3.3. In deze bijlage zijn tevens de gebruikte parameters te vinden.



4.3 Rotatiepunt tussen top en midden paal

Bij het bezwijken met het rotatiepunt tussen de bovenkant en het midden van de paal, is de last vlak bij de onderzijde van de paal aangebracht. De maximale verplaatsing zal dus ook op die plek optreden. Het bezwijken van de grond begint rond de tip van de paal. Figure 15 is een schematisch zijaanzicht van dit model.



22 van 58

Figure 15 Rotatiepunt tussen bovenkant en midden paal

De simulatie van dit model is uitgevoerd door de belasting te verschuiven van de tip tot op 1/3H van de paal. In de deflectiegrafiek is te zien dat de rotatie optreedt op een hoogte van ongeveer 2/3 H. De rotatie treedt echter pas op bij zeer grote belastingen, bij lagere belastingen reageert de paal op een andere wijze. Dit zal verder uitgewerkt worden in paragraaf 4.6.

4.4 Rotatiepunt tussen tip en midden paal

Het bezwijken met het rotatiepunt tussen de onderzijde en het midden van de paal zal optreden wanneer de kracht op een punt vlak bij de bovenzijde van de paal wordt aangebracht. De maximale verplaatsing treedt altijd bij de bovenkant van de paal op. Het bezwijken van de grond begint aan de oppervlakte. Figure 16 geeft het schematische zijaanzicht van dit model weer.

ĸ





Figure 16 Rotatiepunt tussen onderzijde en midden paal

Wanneer er met behulp van BeamColm gekeken wordt naar de belastingen op verschillende punten van de paal, komt in veel gevallen dit rotatiemodel naar voren. In figure 17 zijn de deflectielijnen weergegeven bij belasting van de suction pile op een diepte van 5 meter onder de mudline. Naarmate de belasting groter wordt, wordt ook de deflectie groter. Het rotatiepunt bevindt zich op een diepte van 22 meter.

23 van 58



Figure 17 Rotatiepunt tussen onderzijde en midden paal, belasting op diepte = 5meter



Dit model valt te verklaren door aan te nemen dat de paal aan de onderzijde door de grond ingeklemd wordt. De paal zal om zijn inklemming roteren. Een en ander wordt duidelijk ondersteund door de in bijlage 12.3.2 te vinden momentenlijnen.

4.5 Rotatiepunt onder tip paal

Wanneer het rotatiepunt zich onder de paal bevindt, is de kracht op kleine afstand boven het punt aangebracht waar pure laterale translatie optreedt (zie 4.6). De maximale verplaatsing treedt op bij de bovenkant van de paal. De grond zal bezwijken vanaf de bovenzijde van de paal. In figure 18 is het schematische zij aanzicht van dit model te vinden.



24 van 58



Bij het onderzoek naar de rotatiepunten met behulp van het programma BMCOLM is in geen van de gevallen deze situatie gevonden. De paal roteert in alle gevallen rond een punt dat zich binnen de lengte van de paal bevindt. In de praktijk zou dit model wel voor kunnen komen.

4.6 **Pure laterale translatie**

Bij pure laterale translatie zal de paal niet roteren onder invloed van de kracht. De paal zal verticaal in de grond blijven tijdens het bezwijken. Wanneer de paal bezwijkt, dan zal deze rechtstandig door de grond getrokken worden. De grond bezwijkt op elk punt langs de paal op vrijwel hetzelfde moment. In figure 19 is weergegeven hoe de paal zich bij dit model gedraagt. De paal roteert niet, er treedt een rechtstandige verplaatsing op. In figure 20 is de krachtafdracht van de paal op de grond weergegeven.



 $\{ \substack{ 0 \leq i \leq j \leq i \\ j \leq i } \}$





Figure 20 Belasting op paal en grond bij pure laterale translatie

De krachten langs het paaloppervlak zijn te beschouwen als weergegeven in figure 21. Te zien is dat de weerstand tegen kracht F wordt opgebouwd door wrijving langs het oppervlak van de paal en door het gewicht van de grond. In het volgende hoofdstuk zal de meewerkende grond nader verklaard worden aan de hand van een aantal modellen.

I





Figure 21 Krachten langs paaloppervlak - bovenaanzicht

Wanneer de uitkomsten van de schematisering in BeamColm bekeken worden, is te zien dat pure laterale deflectie optreedt bij een belasting op 80% van de penetratiediepte (in dit model op H= 20 meter). In het ingevoerde model is dit punt ongeveer het zwaartepunt van de grondspanningsgrafiek. Pas bij zeer grote krachten zal de paal gaan roteren. Wanneer verder gezocht wordt naar een optimum zal een pure laterale deflectie gevonden kunnen worden.





Figure 22 Pure translatie tot 6000 kN, belasting op diepte = 20 m

4.7 Visie

Opgemerkt wordt dat bij het onderzoek naar deze rotatiepunten gebruik is gemaakt van een 1-dimensionaal model waarin de p-y curves van de API opgenomen zijn. Deze curves zijn opgesteld voor palen met een geringere diameter. Welke invloed een grotere diameter op het rotatiepunt heeft, is niet onderzocht in deze studie.



Bij het ontwerp van een suction pile wordt in veel gevallen gestreefd naar het bezwijken op pure laterale translatie. Hiervoor moet de kracht op de juiste locatie op de paal worden overgebracht. De meest optimale plaats voor de plaatsing van het padeye is op ongeveer 1/3*H vanaf de onderzijde van de paal. De locatie van het padeye komt dan ongeveer overeen met het zwaartepunt van de grondspanningsgrafiek, mits de grond van homogene samenstelling is. In het volgende hoofdstuk zal dit model van bezwijken gebruikt worden om het afschuifgedrag van de grond aan de voorzijde van de paal nader te bestuderen.



5.0 AFSCHUIFVLAKKEN BIJ PURE TRANSLATIE

In het vorige hoofdstuk is het bezwijkmechanisme van pure laterale translatie behandeld. In de laatste paragraaf is te lezen dat bij het ontwerp van de suction pile gestreefd wordt naar pure laterale translatie. Hierdoor wordt de maximale capaciteit bereikt. Om te analyseren wat de maximale weerstand is tegen deze vorm van bezwijken wordt er in dit hoofdstuk onderzoek gedaan naar de grond rondom de paal.

De laterale weerstand van een paal wordt opgebouwd uit de totale weerstand van de grond waarop de belasting wordt afgedragen. Wanneer het padeye op de optimale locatie is aangebracht zal de kracht over de gehele lengte van de paal over de grond verdeeld worden. Dezelfde soort krachtafdracht vindt plaats bij tunnels, zie referentie 3. Onderstaande afleidingen zijn gebaseerd op de formules voor het berekenen van de weerstand tegen opdrijven van tunnels.

In dit model wordt de weerstand opgebouwd uit het gewicht van de grond en de wrijving langs het afschuifvlak. Er zijn verschillende modellen voor het berekenen van deze weerstand. Verschil wordt gemaakt door het al dan niet meenemen van de grondwiggen aan de zijkant en/of de wrijvingskrachten. Het doel is om de verschillende modellen te analyseren en een afweging te maken welk model het beste van toepassing is op suction piles.

28 van 58

5.1 Kader

- In de modellen wordt er vanuit gegaan dat het padeye op de optimale positie
- geplaatst wordt. Hierdoor wordt de kracht over de volledige lengte van de paal op de grond afgedragen. De onderstaande modellen zijn dan ook van toepassing op het optreden van pure laterale deflectie.
- In de modellen wordt alleen de invloed van de grond aan de voorzijde van de paal meegenomen. De schachtwrijving en de kleef aan de achterzijde van de paal hebben geen invloed in de uitkomst van onderstaande modellen.
- In het model is gerekend met de effectieve korrelspanning.
- De opbreekhoek wordt voor kleilagen aangenomen op 2y/ «100°. Hierdoor is de effectieve diameter van de paal 80% van de werkelijke diameter. Deze waarde is voor zandlagen waarschijnlijk hoger, maar daar is in dit rapport geen onderzoek naar gedaan.
- De ingevoerde grond moet een (*j*>-waarde hebben. Deze wordt op 17,5 en 20 graden aangenomen. Wanneer er in deze formules grond wordt ingevuld die geen (*j*)-waarde heeft, dan is de uitkomst van de vergelijkingen niet bruikbaar.
- De invloedssfeer G (zie figure 23) van de paal op de grond wordt aangenomen op 3 à4*D.





Figure 23 Invloedssfeer paal in grond

5.2 Model 1

In model 1 wordt niet alleen de grond voor de suction pile bekeken, maar ook de grond die

29 van 58

zich binnen het afschuifVlak bevindt. Tevens wordt de wrijving die de grondwig heeft meegerekend.

De afbeelding op de volgende pagina (figure 24) laat de paal in bovenaanzicht zien. De meegerekende afschuifvlakken zijn te herkennen aan de wiggen, deze bevinden zich aan weerszijden van de paal. De wrijving die langs het afschuifVlak optreedt, is weergegeven met de pijlen.

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc





Figure 24 Schematisering bovenaanzicht model 1

30 van 58

De afschuifhoek is gelijk aan:

$$\alpha = (45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

Met:

ϕ	= hoek van inwendige wrijving
a	= hoek afschuifvlak met vergelijkingsvlak

De hoek J3, waarmee het afschuifvlak van de grond de paal snijdt is:

$$\beta = (45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

Met:

 β = hoek afschuifVlak met paal

n

[°]

[°]

5.2.1 Reactiekracht door gronddruk

Om de totale laterale kracht F_L op te kunnen nemen zal een tegendruk door de grond geleverd moeten worden. Hierbij wordt aangenomen dat de druk loodrecht op de paal werkt en een cosinusvormig verloop heeft. Zie figure 25 en referentie 3.





Figure 25 Opbouw gronddruk rond paal

Onderstaande formule geeft de totale horizontale kracht weer.

Met:

$$a_h(\xi)$$
 = horizontale kracht over ξ
 ξ = hoek waarover de weerstand berekend wordt

31 van 58

c = factor (zie volgende pagina)

 $a_h(\xi) = c * \cos^2(\xi)$

De totale horizontale reactiekracht geleverd door de grond is:

$$R = 2^{*} \int_{0}^{\frac{\pi}{2}} c^{*} \cos^{2} \left\langle \xi^{*} T \right\rangle_{uitwendig} \, \left\langle d \right\rangle_{\tau}^{uitwendig}$$

$$= 2^{*} \int_{0}^{\frac{\pi}{2}} r_{uitwendig} \, \left\{ \int_{0}^{1} \frac{1}{2} \left(1 + \cos(2\xi)\right) d\xi \right\}$$

$$= c^{*} r_{uitwendig} \left[\xi + \frac{1}{2} \sin(2\xi) \right]_{0}^{\frac{\pi}{2}}$$

$$= c^{*} r_{uitwendig} \, \left\{ \frac{\pi}{2} \right\}$$

Met:

a construction of the second se

i? =	= horizontale reactiekracht	[kN]
r ⁼ uitwendig	uitwendige straal paal	[m]

Om factor c te kunnen bepalen, moet deze kracht gelijk gesteld worden aan de laterale kracht F_L .

 $[N/m^2]$

[°]

[-]



$$c = \left(\frac{\gamma_{w}}{r_{w}} - \frac{F_{L}}{r^{2} * 7t} \right) + \frac{\gamma_{w}}{r^{2} * 7t} uitwendig$$

Met:

. Carriera

$$y_w$$
 = dichtheid water

 $[kN/m^3]$

De horizontale benodigde gronddruk voor evenwicht wordt dan:

$$a_{h}(\xi) = \left(\begin{array}{c} \gamma_{u} - \frac{Fr_{L}}{2} \\ y & uitwendig \end{array} \right)^{*} 2^{*}r_{uitwendig} \cos^{2}\xi$$

De totale reactiekracht, die geleverd moet worden over de opbreekhoek 2y/ is:

$$F_{l} = 2 * |a_{h}(\xi) * r_{uitwendig} * d\ell$$

$$= 2 * c * r_{uitwendig} \left[\frac{\xi}{2} + \frac{1}{4} \sin(2\xi) \right]_{0}^{\psi}$$

$$= c * r_{uitwendig} * (\psi + \frac{l}{2} \sin(2\psi))$$

32 van 58

5.2.2 Reactiekracht door wrijving langs schuifvlak

De tweede tegengestelde kracht is de wrijving langs het schuifVlak. Gebaseerd op de cirkel van Mohr (figure 26) kunnen, wanneer de cohesie aangenomen wordt op nul, de volgende formules gevonden worden.



Figure 26 Cirkel van Mohr

$$\tan \ddot{\sigma} = \frac{\tau_a}{(1 - \sin(/)) * r}$$
$$\cos \alpha = \frac{\alpha}{\sin \phi * \sigma_m}$$

$$\sin \alpha = \frac{r}{\sigma_m} = \frac{\tau_a}{\cos \phi * \sigma_m}$$

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



Met:

 \mathcal{T}_{a}

= schuifweerstand over hoek *Ot* <J m = gronddruk in midden cirkel

[°] $[kN/m^2]$

[kN]

[m]

Samengesteld levert dit de volgende vergelijking:

$$\tan \alpha = \frac{\cos(\alpha)}{(1 - \sin(\alpha/2))}$$

Voor het verticale deel van de wrijvingskrachten langs de schuifVlakken kan de volgende formule worden afgeleid.

$$\mathbf{\omega}_{L} = ik.*tanör*G$$
$$\mathbf{\sigma}_{L} = sin\phi*G$$

Met:

 R_L = wrijvingskrachten langs glijvlak = invloedssfeer paal G

De totale weerstand tegen laterale belasting komt hiermee uit op

$$F_{w} = 2\frac{4}{2} + 4\frac{1}{2} + \tan(45^{\circ} - \frac{\phi}{2}) + \gamma + (1 + \sin(\phi))$$

Model 2 5.3

Het tweede model is gebaseerd op model 1, hier wordt echter de wrijving niet meegenomen (zie figure 27). Hierdoor wordt automatisch de veiligheidsfactor verhoogd. In dit geval is F_{w} opgebouwd uit de weerstand die het gewicht van de grond levert.

De totale weerstand tegen laterale belasting komt hiermee uit op

$$F_w = 2 * \frac{1}{2} * H^2 * \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) * \gamma$$





Figure 27 Schematisering bovenaanzicht model 2

34 van 58

5.4 Model 3

Het derde model gaat ervan uit dat de grondwiggen geen bijdrage leveren aan de maximaal op te nemen laterale kracht. De weerstand wordt dan opgebouwd uit de grond die zich rechtstreeks naast de meewerkende diameter van de paal bevindt. Dit is in bovenaanzicht weergegeven in figure 28.

Dit kan worden verklaard door de wrijving tussen de grondkolom naast de paal en de grondwiggen nader te beschouwen. Deze wrijvingskracht moet ervoor zorgen dat de wiggen mee bewegen wanneer de paal in beweging komt. Dit kan worden geanalyseerd met de volgende formule:

Het gewicht van de grondwiggen in het eerste model is:

$$M = 2 * \frac{1}{2} * (H + R * (1 - \cos \psi))^2 * \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) * \gamma$$

De wrijving tussen de kolom en de wiggen is:

$$F_{w} = 2*\frac{1}{2}*(H + R*(1 - \cos\psi))^{2}*\lambda_{a}*\gamma*\tan\phi$$

Met:

$$\lambda_a = K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



Wanneer bovenstaande wordt uitgewerkt, blijkt dat de wrijving kleiner is dan het gewicht. De wig zal dus niet opzij gedrukt worden door de paal.



35 van 58

Figure 28 Schematisering bovenaanzicht model 3

$$F_w = 2* - \frac{1}{2}H^2 + A_a*y*tan0$$

Met:

 $/l_{f1} = tan^{2}(45^{\circ} - |)$

In deze vergelijking is X_a de gronddrukcoëfficiënt. De gronddrukcoëfficiënt zal bij een toenemende kracht op de grond eerst toenemen. Wanneer de paal eenmaal in beweging komt, neemt deze weer snel af. De grafiek die bij de bepaling van X_a gebruikt wordt, is te vinden in figure 29. De gronddrukcoëfficiënt is hier uitgezet tegen de optredende verplaatsing.

Voor de gronddrukcoëfficiënt zijn verschillende theorieën, in deze vergelijking wordt gerekend met de actieve gronddruk. Dit geeft de meest conservatieve antwoorden.





Figure 29 Opbouw gronddrukcoëfficiënt

De totale wrijvingskracht wordt hiermee:

$$F_{w} = 2*\frac{1}{2}*H^{2}*\tan^{2}(45^{\circ}-\frac{\phi}{2})*\gamma*\tan(\phi)$$

5.5 Model 4

Model 4 is vrijwel gelijk aan model 3. Bij de berekening van de wrijvingskracht wordt echter de neutrale gronddmk genomen in plaats van de actieve. Hierdoor zijn de uitkomsten van dit model minder conservatief dan van model 3. In figure 30 is het bovenaanzicht van dit model 36 van 58

uitgewerkt.



Figure 30 Schematisering bovenaanzicht model 4


De formule voor de neutrale gronddrukcoëfficiënt is:

 $4,=tan(45^{\circ}-|)$

De totale wrijvingskracht komt hier uit op:

$$F_w = 2* - \frac{1}{2}H^2 * \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2}) * \gamma * \tan(\phi)$$

5.6 Model 5

In model 5 wordt er vanuit gegaan dat er wel een afschuifhoek is, maar dat deze niet zo groot is als in model 1 en model 2. Er wordt uitgegaan van een hoek die ongeveer gelijk is aan de dilatantiehoek, zie figure 31. De wrijvingskracht is door de dilatantie hoger dan de wrijvingskracht met een neutrale gronddrukcoëfficiënt. Dit kan met de volgende vergelijking berekend worden:

$$F_{w} = 2 * \frac{1}{2} * H^{2} * \gamma * \cos(\varphi) * \tan(\phi_{cv})$$

Hierin is $(p^{\wedge} \text{ de wrijvingskracht van de grond bij doorgaande vervorming. De bepaling van ^{37 van 58} <math>\phi_{cv}$ kan als volgt uitgevoerd worden:





Wanneer het geheel van formules verder uitgewerkt wordt, is de totale wrijvingskracht als volgt te berekenen:

$$F_w = 2 * \frac{1}{2} H^{2i} y * \cos(\phi_{cv}) * \tan(p)$$

5.7 Vergelijking modellen

5.7.1 Toegepast

Om een goed beeld te krijgen van bovenstaande modellen is het van belang om de verschillen in uitkomsten te analyseren. Om dit te kunnen doen is er een berekening gemaakt met vaste parameters. In onderstaand overzicht (table 32) zijn de uitkomsten van deze berekening te vinden.

Grondsoort	$\begin{array}{c} Y & - \\ f sat \\ k N/m^3 \end{array}$	$\begin{pmatrix} 0 \\ r \\ i \\ r \end{pmatrix}$ graden	F _w Model 1	F _w Model 2	F _w Model 3	F 1 F Lw Model 4 Model 5
j Klei, slap	14	17,5	13,4	,1.0,3	24	3,2 3,7
Klei, matig	17	17,5	16,2	1.2,5	29	3,9 [4,6
Klei, vast	19	20	17,9	13,3	34	4 , 8 j 5,9

38van58

Table 32 Toepassing modellen

Na toepassing van de verschillende modellen blijkt dat de verschillen in uitkomsten aanzienlijk zijn. De uitkomst van het eerste model geeft een hoge waarde voor de weerstand tegen laterale verplaatsing. Dit valt te verklaren door een grote hoek f3, hierdoor is de wig groot en geeft veel weerstand. Ook is de wrijving langs de wig opgenomen in het model. Model 2 geeft eveneens een hoge uitkomst. De verklaring hiervoor is, net als in model 1, een grote hoek f3. In model 2 is de wrijving langs de wig niet opgenomen, daardoor is de weerstand tegen verplaatsing kleiner dan in model 1.

Het derde en vierde model gaan ervan uit dat de wiggen niet meewerken aan de totale weerstand tegen verplaatsingen. De paal ontleent zijn capaciteit uit de grond naast de paal en de wrijving die deze moot ondervindt. Het verschil in de twee modellen is het toepassen van de actieve of neutrale gronddruk.

In het vijfde model is een kleinere hoek f3 toegepast. Deze is tot stand gekomen door gebruik te maken van de dilatantiehoek.

Conclusie 5.7.2

In model 3 en 4 is er vanuit gegaan dat er helemaal geen afschuifhoek is. In werkelijkheid zal die er wel zijn, waarschijnlijk niet zo groot als in model 1 en model 2. In model 5 is te zien dat de wiggen kleiner zijn en dat de uitkomst conservatiever is. Vermoedelijk laat de werkelijkheid zich voor suction piles het best benaderen door model 5.

Hierbij wordt nogmaals opgemerkt dat de modellen bij een grondprofiel zonder (/>-waarde geen nut hebben.



6J HANDMATIGE METHODE VOOR VOORLOPIG ONTWERP

Er blijkt binnen HMC behoefte te zijn aan enkele eenvoudige en betrouwbare ontwerpformules, waarmee de dimensies van een suction pile binnen korte tijd bepaald kunnen worden. Met deze gegevens wordt snel een indicatie gekregen van de kosten van het project, en kan een prijsopgave aan de klant worden uitgebracht. De kosten voor het maken van een raming blijven hierdoor beperkt omdat er geen specialisten hoeven te worden ingehuurd. Bij het gunnen van de opdracht heeft HMC alsnog de keuze het definitieve ontwerp uit te besteden, of intern uit te voeren.

De eenvoudige ontwerpformules zullen in dit hoofdstuk aan bod komen. Gepresenteerd worden formules voor het berekenen van de laterale en axiale capaciteit, en wordt een formule gegeven voor het bepalen van de capaciteit met een gecombineerde laterale en axiale belasting.

6.1 Berekenen axiale capaciteit

De axiale capaciteit van een suction pile valt vrij eenvoudig te berekenen. Deze bestaat uit schachtwnjving, passieve onderdruk en gewicht van de grondplug en het eigen gewicht van de paal. De formule welke hiervoor gehanteerd wordt ziet er als volgt uit:

$$V_{\max} = \sum A_{side} \times \alpha \times S_u + R_{eb} \stackrel{X}{l} \stackrel{N}{l} \times S_{u,tip} \times A_{tip} + W$$

39 van 58

= Maximale axiale capaciteit	[kN]
= Oppervlakte van de buitenkant van de paal	[m ²]
= $f(S_U, o)$ Factor voor grond-paal wrijving	[-]
= Ongedraineerde schuifsterkte	$[kN/m^2]$
= Factor omgekeerde stuitweerstand (door passieve onderdruk) = 0.8	[-]
= Draagkracht factor voor cirkelvormige fundaties $\sim 6(1 + 0.2d ID)$	<i>⊆9</i> [-]
Zie figure 33.	
= Schuifsterkte op % van de diameter beneden de tip	$[kN/m^2]$
= Oppervlakte van de punt van de paal	$[m^2]$
= Onderwater gewicht van de paal	[kN]
	 Maximale axiale capaciteit Oppervlakte van de buitenkant van de paal f(S_U, o\) Factor voor grond-paal wrijving Ongedraineerde schuifsterkte Factor omgekeerde stuitweerstand (door passieve onderdruk) = 0,8 Draagkracht factor voor cirkelvormige fundaties ~ 6(1 + 0,2d ID) < Zie figure 33. Schuifsterkte op % van de diameter beneden de tip Oppervlakte van de punt van de paal Onderwater gewicht van de paal





Fignre 33 Bepaling factor N_c

Het eerste gedeelte van de formule beschrijft de frictie van de buitenkant van de paal. Hier wordt onderscheid gemaakt in de schuifweerstand over het gedeelte van de grond welke door eigen gewicht penetratie is verdrongen, of door het zuigproces. Er wordt namelijk vanuit gegaan dat het merendeel van de grond dat bij het zuigproces door de tip wordt verdrongen, naar binnen wordt gedrukt door de verminderde grondspanning.

40 van 58

In de middelste term van de formule wordt de capaciteit van de grondplug berekend. Deze zal in de paal worden gezogen door de onderdruk die ontstaat bij verticale belasting. Doordat de grondplug over de binnenzijde van de paal schachtwrijving ondervindt, zal deze afscheuren bij de tip. Als laatste wordt het onderwater gewicht van de paal meegenomen.

6.2 Berekening laterale capaciteit

De Fugro presenteert in een rapport voor het Deepwater Conference in Londen (2002) een vrij eenvoudige formule waarmee de laterale capaciteit van suction piles bepaald kan worden. Deze formule is gebaseerd op de theorie van Murf en Hamilton (1993) waarbij voor en achter de paal een afschuifVlak ontstaat. Onder het afschuifVlak zal de grond om de paal heen stromen volgens de theorie van Randolph en Houlsby (1984). Er wordt veelal aangenomen dat geen gat achter de paal ontstaat in normaal geconsolideerde klei en dat er daarom twee afschuifvlakken ontstaan bij bezwijken.

De formule kan alleen worden toegepast wanneer de paal niet roteert tijdens bezwijken. Daarom dient het padeye op het 'optimum lug level' te worden geplaatst. Wanneer de situatie hieraan voldoet mag de volgende formule worden gebruikt om de laterale capaciteit te bepalen.

 $H_{\max} \approx d \times D_o \times N_p \times C_{u;av}$

$oldsymbol{H}_{ extsf{max}}$	= Maximale laterale capaciteit	[kN]
d	= Penetratie diepte van de suction pile	[m]
\boldsymbol{D}_o	= Buitendiameter van de suction pile	[m]

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



= Laterale draagkracht factor, afhankelijk van d/D (zie figure 34) = 10,5 voor suction N_{p} piles met gesloten bovenkant in normaal geconsolideerde klei met en een d/D tussen de 3 en 5. [-]

= Gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte over de penetratiediepte [kN/m⁻] $C_{u;av}$



41 van 58

0

Figure 34 Bepaling laterale draagkrachtfactor N_{-}

6.3 Gecombineerde laterale en axiale capaciteit

Nu er twee formules zijn uitgewerkt waarmee de axiale en laterale capaciteit kan worden berekend, dienen de uitkomsten ervan gecombineerd te worden. Zoals uit de voorstudie blijkt mogen de twee componenten niet zomaar bij elkaar opgeteld worden. Dit omdat voor de laterale en axiale belasting verschillende bezwijkmechanismen gelden. Bij een gecombineerde belasting beïnvloeden deze elkaar. Dit wordt ondersteund door het onderzoek dat is uitgevoerd door Randolph, waarin de interactie tussen de laterale en axiale belasting is onderzocht.

Het onderzoek is uitgevoerd met behulp van het computerprogramma AGSPANC. Er is een standaard afmeting voor de suction pile geanalyseerd met een diameter van 5 meter en een penetratie diepte van 30 meter. Er is gebruik gemaakt van een standaard grondopbouw. In het onderzoek is de laterale en axiale capaciteit onderzocht onder verschillende hoeken van de ankerlijn. De hoeken varieerden van 0 tot 90 graden ten opzichte van de zeebodem. Uit de uitkomsten bleek dat indien er geen rekening werd gehouden met de interactie tussen componenten, de maximale bezwijkbelasting 61,9 MN bedroeg bij een belastingshoek van 23 graden. Wanneer de interactie effecten wel werden meegenomen werd de maximale bezwijkbelasting 57,1 MN, met een belastingshoek van 5 graden. Bij de belastingshoek van 23 graden bleek de maximale bezwijkbelasting 52 MN te zijn, wat 16 procent lager is dan het model zonder de effecten van interactie. Het verminderen van de maximale bezwijkbelasting valt vooral te wijten aan de horizontale component.



Zdravkovic et al. heeft in 1998 deze interactie ook onderzocht. Door met behulp van de eindige elementen analyse het bezwijkgedrag van suction piles in klei te onderzoeken, bleek het mogelijk te zijn het bezwijkgedrag van de palen te benaderen. Verschillende palen zijn onderzocht, met verschillende belastingshoeken van de ankerlijn. Door de verkregen gegevens van de bezwijkbelasting in grafieken te plaatsen, was het mogelijk om een vergelijking op te stellen. Met de formule valt de invloed van de laterale en axiale component te berekenen, de vorm is hieronder weergegeven.

$$\left\{\frac{V_{uit}}{V_{max}}\right\}^{a} + \left\{\frac{H_{uit}}{H_{max}}\right\}^{b} = 1$$

Hierin zijn V_m en H_{ult} de verticale en horizontale belasting waarop de paal maximaal belast mag worden. De V_{msii} en H_{imx} zijn de componenten welke de uiterste bezwijkbelasting weergeven. De formule mag alleen toegepast worden wanneer de suction pile optimaal wordt belast, dit betekent dat er geen rotatie optreedt op het moment van bezwijken. Voor de waarden van *a* en *b* werd een getal dicht bij de 2 aanbevolen. Dit was echter voor suction piles met een l/d ratio van ongeveer 1 en in zeer zachte klei.

Om een standaard bezwijkmechanisme voor suction piles met een grotere l/d ratio en in normaal geconsolideerde klei te verkrijgen, heeft Fugro Engineering B.V. in 2001 een nieuwe eindige elementen studie uitgevoerd. De invoer van de gegevens is als volgt. Voor de

grondopbouw heeft men gebruik gemaakt van normaal geconsolideerde klei, met een ongedraineerde schuifsterkte van 5 kPa ter hoogte van de zeebodem. Deze loopt op tot 35 kPa op 15 meter beneden de zeebodem, daar maakt het een sprong naar 55 kPa. Op 21 meter bedraagt deze 68,2 kPa, vanaf deze diepte blijft de ongedraineerde schuifsterkte constant. Voor het soortelijk onderwater gewicht van de grond, wordt 7 kN/m³ aan gehouden.

Fugro Engineering vindt voor *aenb* een waarde welke dicht bij de 3 ligt. Ze raden aan om voor het voorlopig ontwerp van de suction pile deze waarde te gebruiken. De lijn van de capaciteit van een suction pile volgens de Fugro valt in figure 35 te zien. De vergelijking krijgt de volgende vorm.

$$\left\{\frac{\frac{I}{*ult}}{\frac{I}{max}}\right\}^{3} + \left\{\frac{\frac{H_{uit}}{T}}{\frac{T}{max}}\right\}^{3} = 1$$

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc





Fignre 35 Grafiek met maximale laterale en axiale capaciteit

Nadat Fugro Engineering de waarden voor a en b had vastgesteld, is er nogmaals onderzoek naar uitgevoerd. Supachawarote et al. stelt dat de gecombineerde V-H capaciteit meer overeenkomsten heeft met de oneindige elementen analyses, wanneer de waarden van a en b bepaald worden aan de hand van de l/d verhouding van de paal. De volgende vergelijkingen worden aangeraden:

a = L/d + 0.5b = V 3D + 4.5 43 van 58

De getoonde formules zullen worden getoetst aan de praktijk om de betrouwbaarheid te bepalen. De gecombineerde axiale en laterale capaciteit zal met de methode van de Fugro en van Supachawarote bepaald worden, en daarna getoetst aan het definitieve ontwerp van reeds geïnstalleerde projecten. Als voorwaarde voor de projecten geldt dat ze geïnstalleerd moeten zijn in normaal geconsolideerde klei, het padeye op de optimale hoogte is geplaatst en de belastingshoek van de ankerlijn tussen de 10 en 50 graden ten opzichte van de zeebodem staat.

Hoofdstudie definitief 4-6-2007.doc



7.0 TOETSING HANDMATIGE ONTWERPMETHODE

In dit hoofdstuk zullen de eerder genoemde formules uit hoofdstuk 6 voor het voorlopig ontwerp van een suction pile getoetst worden. De bruikbaarheid van de formules wordt bepaald door ze te gebruiken bij het berekenen van suction piles van reeds geïnstalleerde platformen. Aan de hand van de uitkomsten zal beoordeeld worden of de formules geschikt zijn om te gebruiken.

De projecten die worden gebruikt voor de toetsing zijn de Horn Mountain, Holstein en de Thunder Horse. Hiervan zijn de eerste twee spar platformen met een taut-wire ankerlijn systeem. De Thunder Horse is een semi-submersible platform met een catenary ankerlijn systeem. De projecten zijn allemaal geïnstalleerd in de zachte klei van de Golf van Mexico. Het padeye van de suction piles bevindt zich op optimum lug level.

De toetsing van de formules gebeurt door de afmetingen van de paal en de grondparameters in te voeren, en daarmee de capaciteit te berekenen. Met behulp van de formule voor gecombineerde axiale en laterale belasting wordt een grafiek gemaakt waarin de maximale bezwijkbelasting valt af te lezen. Als laatste worden de belastingen waar de palen oorspronkelijk op zijn berekend in de grafiek weergegeven. Indien de formules voor het voorlopig ontwerp bruikbaar zijn, zullen de punten van de ontwerpbelastingen met een kleine marge binnen de lijn van de maximale capaciteit vallen. De berekeningen zijn terug te vinden in bijlage 12.4.

7.1 **Projecten**

Horn Mountain is een spar platform in de Golf van Mexico, zie figure 36. Het is in 2002 in dienst genomen en was toen het platform geïnstalleerd in het diepste water ooit. De gebruikte suction piles staan op een diepte van 5.422 ft (1.652,6 m). Het platform is eigendom van BP en produceert 65.000 vaten olie en 2 miljoen kubieke meter gas per dag.



Figure 36 Horn Mountain spar



De Holstein (figure 37) is in 2004 in de Golf van Mexico in productie gegaan. Het is een sparplatform en geïnstalleerd in water met een diepte van 4.344 ft (1.324,1 m). Het platform heeft een productie van 110.000 vaten olie en 4.3 miljoen kubieke meter gas per dag. Het platform is een gecombineerde investering van Shell en BP. Door de omvang van het platform is deze afgemeerd met een van de grootste ankerlijnsystemen ooit.



Figure 37 Horn Mountain

De Thunder Horse is een semi-submersible platform, zie figuur 38. Het is het grootste drijvende platform ter wereld en is geïnstalleerd in een waterdiepte van 6.300 ft (1.920 m). De eigenaren zijn BP (75%) en Exxonmobil (25%). Door enkele vertragingen zal het platform in de tweede helft van 2008 olie gaan produceren. De verwachting is dat dit om 250.000 vaten olie en 5.7 miljoen kubieke meter gas per dag zal gaan.



Figure 38 Thunder Horse

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



7.2 Projectgegevens

De capaciteit van de palen wordt berekend aan de hand van de afmetingen en grondgegevens van de geïnstalleerde palen. Hier worden de kenmerkende gegevens van de projecten weer gegeven.

De Horn Mountain spar is afgemeerd met een taut-wire ankerlijn systeem.

• Afmetingen geïnstalleerde palen:

1 Buitendiameter	18ft1	5,5 meter
1 Lengte	<u>J 95ft I</u>	29,0 meter
Penetratie	j 91 ft	27,7 meter
S.w.p. (minimaal)	39 ft	11,9 meter

(s.w.p. = Selfweight penetration / eigen gewicht penetratie)

• Grondgegevens:

Diepte	•		Classificatie:	
0 ft-12	2 ft		Zeer slappe klei	
12	ft-119	ft	1 Zeer slap tot vaste klei	
119	ft-150	ft	Vaste klei	

46 van 58

De Holstein is afgemeerd met een taut-wire ankerlijnsysteem. De afmetingen van de palen en de grondgegevens staan hieronder weergegeven.

• Afmetingen geïnstalleerde palen:

Buitendiameter 1	18 ft 1	5,5 meter
Lengte	129 ft 1	39,3 meter 1
Penetratie	126 ft	38,4 meter
S.w.p. (minimaal)	50 ft	15,2 meter

• Grondgegevens:

Diepte:) Classificatie:
! 0 ft- 22 ft	Zeer slappe klei
22ft - >150ft	Zeer slap tot vaste klei

De Thunder Horse is afgemeerd met een catenary ankerlijnsysteem. De afmetingen van de palen en de opbouw van de grond staan in onderstaande tabellen.

• Afmetingen geïnstalleerde palen:

Buitendiameter	18 ft	5,5 meter
Lengte	94 ft	28,7 meter]
Penetratie	91 ft	27,7 meter
S.w.p. (minimaal)	35 ft	10,7 meter



Grondgegevens:

Diepte:	Classificatie:
Oft->15Oft	Zeer slap tot vaste klei

In het oorspronkelijke ontwerp van de drie projecten is er rekening mee gehouden dat geen volledige set-up optreedt over het gedeelte van de grond dat door de paal gepenetreerd is met behulp van zuiging. Het Norwegian Geotechnical Institute heeft onderzocht dat de verdrongen grond over dat gedeelte aan de buitenzijde van de paal slechts 65% van haar oorspronkelijke sterkte hervind.

De capaciteit als gevolg van passieve onderdruk wordt verminderd met een factor 0,8.

De draagkrachtfactor voor cirkelvormige fundaties (Ne) is in de oorspronkelijke ontwerpen aangenomen als 9. Dezelfde waarde zal daarom in deze berekeningen gebruikt worden.

7.3 **Berekening axiale capaciteit**

De axiale capaciteit is berekend met de formule zoals deze staat weergegeven in het hoofdstuk 6.1. De formule heeft de volgende vorm:

$$V_{\max} = \sum A_{side} \times \alpha \times S_u + R_{eb} \times \left(N_c \times S_{u,tip}\right) \times A_{tip} + W$$

De axiale capaciteit van de palen zijn voor de drie projecten in onderstaande tabel weergegeven.

1 1 Platform:	Axiale capaciteit:		
Horn Mountain	10.528,6 kN 1		
1 Holstein	15.972,4 kN		
ThunderHorse	1 11.409,2 kN I		

Berekening laterale capaciteit 7.4

De laterale capaciteit is met de volgende formule berekend. Deze is ook al eerder genoemd in hoofdstuk 6.2.

 $H_{\max} \approx d \times D_o \times N_p \times C_{u;av}$

De laterale capaciteit van de palen voor de drie projecten zijn in de onderstaande tabel weergegeven.

Platform:	Laterale capaciteit:
Horn Mountain	29.039,2 kN
Holstein	I 63.423,4 kN
Thunder Horse	<u> </u>

47 van 58



7.5 Gecombineerde laterale en axiale belasting

Met de hieronder weergegeven formule en de antwoorden uit de voorgaande berekeningen kan voor elke belastingshoek van de ankerlijn de maximale capaciteit berekend worden.

$$\left\{\frac{\frac{V}{*uit}}{V_{\max}}\right\}^{a} + \left\{\frac{\frac{H}{ult}}{\frac{TT}{*T_{\max}}}\right\}^{b} = 1$$

De waarden van a en b zijn vastgesteld door de Fugro en Supachawarote, deze zijn terug te vinden in bijlage 12.4. De waarden die uit de formule komen zijn weergeven in de grafieken flgure 39,40 en 41. Hier is weergegeven dat de maximale waarden voor de gecombineerde capaciteit van de Fugro iets lager zijn dan die van Supachawarote.

7.6 Belastingen op de ankerlijn

De suction piles zijn ontworpen op meerdere belastingsgevallen bestaande uit een belasting op de ankerlijn en een belastingshoek ten opzichte van de zeebodem. De belastingen zijn gebaseerd op de vorm van de romp van het platform, en het gebied waarin het wordt geïnstalleerd. De belastinggevallen gaan vaak uit van een 100 jaar durende storm of 100 jaar stroming, dit met een intact ankersysteem of met beschadigd ankersysteem. De belastingen worden vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor. Er worden aparte belastinggevallen gegeven voor korte tijd na de installatie, omdat er dan nog geen volledige set-up heeft plaats gevonden. Dat wordt in deze berekening niet meegenomen.

48 van 58

De maatgevende ontwerpbelastingen zijn hieronder weergegeven. Ze zijn al omgerekend in een axiale en laterale component en vermenigvuldigd met een veiligheidsfactor.

Horn Mountain:

- Maximum belasting, intact ankerlijnsysteem (dynamisch). Axiaal: 9.513,4 kN Lateraal: 11.178,2 kN
- Maximum belasting, 1 ankerlijn beschadigd (dynamisch).
 Axiaal: 9.839,6 kN
 Lateraal: 11.160,6 kN

Holstein:

- Maximum in-place loading. 100 jarige storm met maximale wind en bijbehorende golven en stroming. 1 ankerlijn is beschadigd. Axiaal: 10.513,4 kN Lateraal: 14.955,5 kN
- Maximum in-place survival loading. 100 jarige stroming.
 1 Ankerlijn is beschadigd.
 Axiaal: 11.909,1 kN
 Lateraal: 16.015,2 kN



Thunder Horse:

- Maximum in-place survival loading. 100 jarige storm met maximale wind en bijbehorende golven en stroming. 1 Ankerlijn is beschadigd. Axiaal: 7.125,8 kN Lateraal: 11.524,1 kN
- 2. Maximum in-place survival loading. 100 Jaar stroming.
 1 Ankerlijn is beschadigd.
 Axiaal: 8.592,1 kN
 Lateraal: 9.049,6 kN

7.7 Resultaten

De waarden van de maximale capaciteit zijn met behulp van Excel in grafieken weergegeven. De twee verschillende lijnen geven de capaciteit weer volgens de Fugro en Supachawarote. De punten die er in staan weergegeven, staan voor de belastingsgevallen 1 en 2. De a is hierbij de gebruiksbelasting en b de ontwerpbelasting.



Figure 39 Uitkomsten Hom Mountain





Figure 40 Uitkomsten Holstein

Combined axial and lateral loading. ThunderHorse

50van58



Figure 41 Uitkomsten Thunder Horse

7.8 Bevindingen

Nu de maximale capaciteit van de palen berekend is en de belastingen overzichtelijk zijn weergegeven, ziet men dat alle gegeven belastingen binnen de lijnen vallen. Hierbij liggen de belastingen van de Hom Mountain direct onder de lijn van de maximale capaciteit. De palen voor de Holstein en de Thunder Horse hebben duidelijk een ruime marge.



Wat opvalt aan de capaciteit van de palen onderling, is dat deze vrij dicht bij elkaar liggen. De enige uitzondering hierop is de Holstein met zijn capaciteit in laterale richting. Deze is ongeveer twee keer zo groot als de laterale capaciteit van de palen van de Horn Mountain, welke ongeveer 10 meter korter zijn. Indien deze waarden correct zijn, zal dit komen door het grotere paal oppervlak en grondsterkte welke met de diepte toeneemt.

De invloed van de axiale en de laterale component op elkaar, is volgens de Fugro meer dan volgens Supachawarote. Wanneer een suction paal op de helft van de laterale capaciteit wordt belast, begint de axiale capaciteit volgens de Fugro al af te nemen. De methode van Supachawarote gaat er vanuit dat dit ongeveer bij 80% van de laterale capaciteit is. De lijn voor de maximale capaciteit van de Fugro lijkt hierdoor aannemelijker.

Uit de grafieken blijkt dat de laterale capaciteit van een suction paal ongeveer 3 keer groter is dan de axiale capaciteit. De belastingen echter zijn in laterale richting nauwelijks groter dan in axiale richting. Dit resulteert erin dat voor het ontwerp van suction piles de axiale richting veelal maatgevend is. Het is zelfs zo dat de laterale belasting in deze gevallen zo klein deel van de capaciteit is, dat de axiale capaciteit daar nauwelijks door wordt beïnvloed.

De bruikbaarheid van de gebruikte formules is met deze toetsing aangetoond. Echter zal er nog verder onderzoek moeten worden uitgevoerd om de betrouwbaarheid ervan aan te tonen. Dit kan op simplistische wijze door meer projecten te toetsen, en anders door de invoer en uitkomsten van de formules te vergelijken met een eindige elementen analyse. Het belang hiervan, en tevens een negatief punt van de formules, is om aan te tonen waarom de lijn van de maximale capaciteit zover boven de belastingsgevallen staat. Het zou namelijk zo kunnen zijn dat de capaciteit van de palen met de gebruikte formules wordt overschat. Dit zou er toe kunnen leiden dat bij het definitief ontwerp blijkt dat de geraamde palen te klein zijn.

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc



8.0 CONCLUSIES EN AANBEVELINGEN

Als vervolg op de voorstudie van dit onderzoek, is in de hoofdstudie verder ingegaan op het geotechnisch ontwerp van de suction pile. Er is geprobeerd antwoord te geven op de onderzoeksvraag van dit onderzoek:

Welke ontwerpmethode is optimaal en breed inzetbaar bij het geotechnisch ontwerp van suction piles in klei?

Om een antwoord te kunnen geven op de onderzoeksvraag, zijn verschillende aspecten van de suction pile verder onderzocht. Evenals de voorstudie is er bij dit rapport steeds verder ingezoomd op het ontwerpproces. Er is begonnen met de belastingen cüe door de verschillende ankerlijnsystemen worden overgedragen. Daarna is er een optimalisatie gevonden in het aangrijpingspunt van de belasting, en is de weerstand van de grond geanalyseerd. In de laatste hoofdstukken is er aandacht besteed aan enkele eenvoudig te hanteren ontwerpformules waarmee in korte tijd de dimensies van een suction pile berekend kunnen worden.

Suction piles worden voornamelijk toegepast als anker voor een drijvend platform. Het afmeren van een platform gebeurd met een taut-wire of een catenary ankerlijnsysteem. Bij taut-wire systeem staan de ankerlijnen onder grote spanning en vormen een vrij grote hoek met de zeebodem. Het catenary ankerlijnsysteem heeft ankerlijnen die relatief slap hangen, en lopen met een grote boog naar de paal toe. Hierdoor is de hoek met de zeebodem automatisch kleiner. Door de belasting van de ankerlijn met behulp van de belastinghoek op te delen in een axiale en laterale component kan de benodigde capaciteit in beide richtingen bepaald worden. De belastingen worden opgedeeld in twee richtingen, omdat ze afzonderlijk van elkaar eenvoudiger zijn te berekenen.

De capaciteit van de suction pile is afhankelijk van de positie waarop de ankerlijn aan de paal bevestigd wordt. Dit is namelijk bepalend voor de manier van bezwijken. Met behulp van het computerprogramma BeamColm is gezocht naar een punt waarbij de paal bij bezwijken een zuivere laterale deflectie heeft. BeamColm is een 1-dimensionaal eindig elementen programma en maakt gebruik van de p-y curves uit de API. De berekening is uitgevoerd door het aangrijppunt van de ankerlijn langs de paalhoogte te variëren. Het blijkt dat wanneer het padeye zich op 1/5 vanaf de onderkant van de paal bevindt, er geen rotatie optreedt op het moment van bezwijken. In het opgestelde model is deze locatie gelijk aan het zwaartepunt van de grondspanningsgrafiek. Kanttekening hierbij is dat er geen axiale belasting is meegenomen.

Voor het bepalen van de weerstand bij een zuivere laterale verplaatsing is er een analyse gemaakt van de grondweerstand aan de voorzijde van de paal. Dit is gebeurd met behulp van enkele grondmodellen die worden gebruikt bij het berekenen van de weerstand tegen opdrijven van tunnels. Door deze modellen een kwartslag te draaien zijn ze geschikt gemaakt om te gebruiken bij een suction pile welke lateraal wordt belast. Er blijkt 1 model bruikbaar voor het berekenen van de laterale capaciteit. Daarbij wordt gerekend met 80% effectieve paaldiameter, een grondkolom met aan beide zijden een wig gelijk aan de dilatantiehoek en de volledige schuifweerstand langs het afschuiMak. De grondweerstand aan de voorzijde van de paal is echter slechts een onderdeel van de totale weerstand. Er dient nog onderzoek



te worden uitgevoerd naar de kleef aan de achterzijde, schachtwrijving en het afschuiven van de grondplug aan de onderzijde.

In de laatste hoofdstukken is onderzoek gedaan naar het verkrijgen van enkele eenvoudige ontwerpformules waarmee binnen korte tijd de dimensies van een suction pile bepaald kunnen worden. Na literatuurstudie worden drie formules gepresenteerd. De eerste twee zijn voor het berekenen van de axiale en laterale capaciteit. De laatste is om de twee componenten samen te voegen. De formules zijn voornamelijk gebaseerd op de resultaten van eindige elementen analyses.

De bruikbaarheid wordt aangetoond door ze te toetsen aan de suction piles van de Horn Mountain, de Holstein en het Thunder Horse platformen. Uit de uitkomsten van de toetsing blijkt dat de berekende capaciteit van de palen afdoende is voor de gestelde belastingen. Omdat dit op sommige punten met een flinke marge is, is het mogelijk dat de capaciteit met de gebruikte formules wordt overschat. De laterale capaciteit blijkt in alle gevallen ruim voldoende, zodat de belasting in axiale richting maatgevend is. Het is zelfs zo dat de axiale capaciteit van een suction pile nauwelijks wordt beïnvloed door de belasting in laterale richting. De bruikbaarheid van de formules lijkt met deze toetsing aangetoond, echter ontbreekt het nu aan de betrouwbaarheid. Het heeft de voorkeur deze formules direct te vergelijken met de in- eifoutput van een aantal eindige elementen analyses, of de gegevens van een werkelijk bezweken paal.

gedin file int serous

53 van 58

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc

A HEEREMA GROUP COMPANY



9.0 LIJST VAN TABELLEN EN FIGUREN

Figure 1 Inhoud hoofdstudie	9
Table2 Samenvatting grondgegevens in SI-eenheden	10
Table3 Veiligheidsfactoren uit DNV	11
Table 4 Veiligheidsfactoren uit API	12
Figure 5 Verankering van een tension leg platform	13
Figure 6 Taut wire ankerlijnsystem	14
Figure 7 Catenary ankerlijnsysteem	15
Figure 8 Axiale en laterale component	15
Figure 9 Axiale weerstand	16
Figure 10 laterale weerstand	17
Figure 11 Bezwijken van paal met gat achter de bovenzijde van de paal	18
Figure 12 Bezwijken van de paal met onderzijde richting de belasting	18
Figure 13 Voorbeeld P-Y curves	
Figure 14 Rotatiepunt boven paal	
Figure 15 Rotatiepunt tussen bovenkant en midden paal	
Figure 16 Rotatiepunt tussen onderzijde en midden paal	23
Figure 17 Rotatiepunt tussen onderzijde en midden paal, belasting op diepte = 5meter	23
Figure 18 Rotatiepunt onder paal	24
Figure 19 Pure laterale translatie	25
Figure 20 Belasting op paal en grond bij pure laterale translatie	25
Figure 21 Krachten langs paaloppervlak - bovenaanzicht	
Figure 22 Pure translatie tot 6000 kN, belasting op diepte = 20 m	
Figure 23 Invloedssfeer paal in grond	29
Figure 24 Schematisering bovenaanzicht model 1	
Figure 25 Opbouw gronddruk rond paal	31
Figure 26 Cirkel van Mohr	32
Figure 27 Schematisering bovenaanzicht model 2	34
Figure 28 Schematisering bovenaanzicht model 3	
Figure 29 Opbouw gronddrukcoëfficiënt	
Figure 30 Schematisering bovenaanzicht model 4	
Figure 31 Schematisering bovenaanzicht model 5	37
Table 32 Toepassing modellen	
Figure 33 Bepaling factor #	40
Figure 34 Bepaling laterale draagkrachtfactor <i>N</i> . _{<i>p</i>}	41
Figure 35 Grafiek met maximale laterale en axiale capaciteit	43
Figure 36 Horn Mountain spar	44
Figure 37 Horn Mountain	45
Figure 38 Thunder Horse	45
Figure 39 Uitkomsten Horn Mountain	49
Figure 40 Uitkomsten Holstein	50
Figure 41 Uitkomsten Thunder Horse	50

54 van 58

۰°

i. Normalia

. Linger

i Mariat



10.0 LIJST VAN GEBRUIKTE AFKORTINGEN EN SYMBOLEN

Afkortingen

. Х.,.,,

- ALS = Accidental damage Limit State
- API = American Petroleum Institute
- DNV = Det Norske Veritas
- EPIC = Engineering, Procurement, Installation and Construction
- HMC = Heerema Marine Contractors
- L/D = Lengte / diameter verhouding paal
- NGI = Norwegian Geotechnical Institute
- o.l.l. = Optimum Lug Level (Optimale bevestigingshoogte)
- s.w.p. = Self weight penetration (Penetratie door eigen gewicht)
- SPAR = Deepwater floating drilling & production platform
- ULS = Ultimate Limit State (Uiterste grenstoestand)

Symbolen

Ymear	^{<i>i</i>} Veiligheidsfactor op gemiddelde trekkracht	[-]
ïdyn	⁼ Veiligheidsfactor op dynamische trekkracht	[-]
<i>Y</i> m	= Materiaalfactor op paalweerstand	[-]
S_u	= Ongedraineerde schuifsterkte	$[kN/m^2]$
Η	= Hoogte vanaf top paal	[m]
H'	= Hoogte vanaf top paal tot rotatiepunt	[m]
l //	= Opbreekhoek	[°]
(f>	= Effectieve hoek van inwendige wrijving	[°]
G	= Invloedssfeer paal op grond	[m]
(X	= Hoek afschuifvlak met vergelijkingsvlak	[°]
j8	= Hoek afschuifvlak met paal	[°]
$a_h(\boldsymbol{\xi})$	= Horizontale kracht over ξ	$[N/m^2]$
ξ	= Hoek waarover de weerstand berekend wordt	[°]
С	= Factor afhankelijk van binnendiameter paal	[-]
R	= Horizontale reactiekracht	[kN]
r uitwendig	g = Uitwendige straal paal	[m]
$\boldsymbol{\gamma}_{_{W}}$	= Dichtheid water	$[kN/m^3]$
$ au_{_a}$	= Schuifweerstand over hoek a	[°]
$< J_m$	= Gronddruk in midden cirkel	$[kN/m^2]$
R_{L}	= Wrijvingskrachten langs glijvlak	[kN]
ϕ_{cv}	= Wrijvingskracht van de grond bij doorgaande vervorming	[kN]
<i>V</i> _{max}	= Maximale axiale capaciteit	[kN]
A de	= Oppervlakte van de buitenkant van de paal	$[m^2]$

55 van 58



a	$= f(\mathbf{S}_u \mathbf{k}_y)$ Factor voor grond-paal wrijving	[-]
R_{eb}	= Factor omgekeerde stuitweerstand (door passieve onderdruk) = 0.8	[-]
N_{c}	= Draagkracht factor voor cirkelvormige fundaties	[-]
^u uți p	= Schuifsterkte op V^* van de diameter beneden de tip	$[kN/m^2]$
A_{tip}	= Oppervlakte van de punt van de paal	$[m^2]$
W	= Onderwater gewicht van de paal	[fcN]
H _{max}	= Maximale horizontale belasting	[kN]
d	= Penetratie diepte van de suction pile	[m]
D_o	= Buiten diameter van de suction pile	[m]
N_p	= Laterale draagkracht factor	[-]
$C_{u;av}$	= Gemiddelde ongedraineerde schuifsterkte over de penetratiediepte	$[kN/m^2]$

Hoofdstudie definitief4-6-2007.doc

L.



11.0 LITERATUURLIJST

Boeken

- A. Vermijt
 Grondmechanica
 Delft University Press, 5^e druk 1999, Delft
- Angus Mather
 Offshore Engineering, An Indroduction
 Witherby & Company Limited, 1st publish 1995
- Prof drs. Ir. J.K. Vrijling; Ir. K.J. Bakker en anderen
 Collegedictaat CTwa5305: Geboorde en gezonken tunnels (page 3-43 tot 3-54)
 Januari 2000

Artikelen

 J-L Colliat
 Offshore Technology Conference 2002, Houston
 OTC 14306, "Anchors for Deepwater to Ultradeepwater Moorings" Total Fina Elf

- 5) Ayman Eltaher, Yatendra Rajapaksa and Kuan-Tao Chang
 Offshore Technology Conference 2003, Houston
 OTC 15265, "Industry Trends for Design of Anchoring Systems for Deepwater
 Offshore Structures"
 American Bureau of Shipping
- 6) Sangchul Bang and Yeongki Cho
 International Offshore and Polar Engineering Conference 2001, Stavanger
 "Ultimate Horizontal Loading Capacity of Suction Piles"
 South Dakota School of Mines and Technology
- H.G.B. Allersma, J.A. Jacobse en R.L. Krabbendam
 "Centrifuge tests on uplift capacity of suction caissons with active suction" ISOPE03 May 25 - 30 (page 734 - 739)
 Delft University of Technology en Kahn Shipping
- M. Hesar
 Offshore Technology Conference 2003, Houston
 OTC 15137, "Geotechnical Design of the Barracuda and Caratinga suction anchors" KBR
- M. Senders and S. Kay
 Conference Deepwater Risers, Moorings and Anchorings 2002, London
 "Geotechnical suction pile anchor design in deep water soft clays"
 Fugro Engineers B.V.

Hoofdstudie definitief 4-6-2007.doc



Regelgeving

- 10) DNV, Recommended Practice DNV-RP-C202, Buckling Strength off Shells 2002
- DNV, Recommended Practice 11) DNV-RP-E303, Design and Installation of suction anchors in clay October 2005
- 12) API, Recommended Practice 2A-WSD (RP 2A-WSD) 21stedition,2000

Internet

http://www.heerema.com http://www.geoindex.com http://www.fugro.nl http://www.kuleuven.be http://www.offshore-technology.com

Hoofdstudie definitief4-6~2007.doc

A HEEREMA GROUP COMPANY

i Alatini

. .



Christelijke Hogeschool Windesheim Afstudeerproj eet Hoofdstudie suction piles

Bijlagen

#10000 1

.1/

 $\mathcal{G}_{\mathcal{O}} \geq$

 ${\mathbb S}^n$

- Bassier of

Sec. 1

- (en 199)

. Secondo-

÷.....

Gemaakt door	•	M. Heerkes
		S.T. Troost
A.P. nummer	•	C.07.2.05
In opdracht van	•	Heerema Marine Contractors
		Vondellaan 55
		2332 AA Leiden
		The Netherlands
Project nr.	•	ED953
Document nr.	•	3.1
Onze referentie	•	H&T

Rev.	Date	Prep.	Description
A	4-6-2007	MH&ST	Final

Bijlagenmap.doc

A HEEREMA GROUP COMPANY

.



INHOUDSOPGAVE

. Second

, Second

Ş.....

in de la compañía de

.6000 5

sa di

. Lind

eren er

Sec.4

12.0	BIJLAGEN	3
12.1	Bijlage 1 - Grondprofiel	4
12.2	Bijlage 2 - P-Y-data American Petroleum Institute	7
12.3	Bijlage 3 - Achtergrondgegevens rotatie	10
12.3.1	Dwarskrachtlijnen	11
12.3.2	Momentenlijnen	18
12.3.3	Deflectielijnen	25
12.4	Bijlage 4 - Toetsing handmatige ontwerpmethode	32

Bijlagenmap.doc



12.0 BIJLAGEN

1000

ана С. 19

19.000 a

1

. .

-Second

1000 C

Samaa

Sec.

secold .

hand

. Bacic i

<u>___</u>





12.1 Bijlage 1 - Grondprofiel

÷.

Bijlagenmap.doc







12.2 Bijlage 2 - P-Y-data American Petroleum Institute

Bijlagenmap.doc

AP! RECOMMENDEOPRACTICE2A-WSD

Stiff Clay: OTC 2312, Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piies in Stiff Clay, by L. C. Reese and W. *R*, Cox, April 1975.

Sand: "Fan Evaluation of p-y Relationships in Sands," by M. W. O'Neill and J. M. Murchinson. A report to the American Petroleum Institute, May 1983.

In the absence of more definitive criteria, procedures recommended in 6.8.2 and 6.8.3 may be used for constructing ultimate lateral bearing capacity curves and p-y curves.

6.8.2 Lateral Bearing Capacity for Soft Clay

For static lateral loads the ultimate unit lateral bearing capacity of soft clay p_u has been found to vary between 8c and 12c except at shallow depths where failure occurs in a different mode due to minimum overborden pressure. Cyclic loads cause deterioration of lateral bearing capacity below thal for static loads. In the absence of more definitive criteria, the following is recommended:

 p_u increases from 3c to 9c as X increases from 0 to X_R according to:

$$p_u = 3c + \gamma X + J \frac{cX}{D}$$
 (6.8.2-1)

Where the strength varies with depth, Equations 6.8.2-1 and 6.8.2-2 may be solved by plotting the two equations, i.e., p_u vs. depth. The point of flrst intersection of the two equations is taken to be *XR*. These empirical relationships may not apply where strength variations are erratic. In g^ieral, minimum values of *XR* should be about 2.5 pile diameters.

6.8.3 Load-Deflection (p-y) Curves for Soft Ciay

Lateral soil resistance-deflection relationships for piles in soft clay are generally non-linear. The p-y curves for the slTort-term static load case may be generated from the following table:

p/pu	у/у _с
0.00	0.0
0.50	LO
0.72	3.0
1.00	8.0
1.00	

where

P =actual lateral resistance, psi (kPa),

y = actual lateral deflection, in. (mm),

and

64

$$v_{u} \sim 9cfotX > X_{R}$$
 (6.8.2-2)

where

- p_u = ultimate resistance, psi (kPa),
- *c* as undrained shear strength for undistorbed clay soil samples, psi (fcPa),
- D = pile diameter, in. (mm),
- Y = effective unit weight of soil, lb/in^2 (MN/m³),
- J = dimensionless empirical constant with values ranging from 0.25 to 0.5 having been delermined by field testing. A value of 0.5 is appropriate for Gulf of Mexico elays,
- X = depth below soil surface, in. (mm),
- X_R = depth below soil surface to bottom of reduced resistance zone in in. (mm). For a condition of constant strength with depth, Bquaüons 6.8.2-1 and 6.8.2-2 are solved simultaneously to give:

$$X_R = \frac{6D}{\frac{yD}{c} + J}$$

COPYRIGHT toierican Petroleum In&titut* Licensed by Information Handling Services

- $y_c = 2.58_c$ D,in. (mm),
- ε_c = stxain which occurs at one-half the maximum stress on laboratory undrained compression tests of undisturbed soil samples.

For the case where equiübrium has been reached under cyclic loading» the p-y curves may be generated from the following table:

$X > X_k$		X <x_< th=""><th></th><th></th></x_<>		
r/p»	<i>y</i> / <i>y</i> _c	P/Pu	yfyc	
0.00	0.0	0.00	0.0	
0.50	LO	0.50	L0	
0.72	3.0	0,72	3.0	
0.72	00	0.72 X/X ₁ ?	15.0	
		$0.72 X/X_R$	00	

6.8.4 Lateral Bearing Capacity for Stiff Clay

For static lateral loads the ultimate bearing capacity py of stiff clay (o 1 *Tsf* or 96 kPa) as for soft clay would vary between 8c and 12c. Due to rapid deterioration under cyclic loadings the ultimate resistance will be reduced to something considerably less and should be so considered in cyclic design.

RÊCOMMENOED PRACTICE FOR PLANNING, DESIGHING AND CONSTRUCTING FIXEO OFFSHORE PLATFORMS—WORKING STRESS DESIGN 65

6.8.5 Load-Deflection (*p-tf* Curves for Stift Clay

While stiff clays also have non-linear stress-strain relaüonships, they are generally more brittle than soft clays. In developing stress-strain eurves and subsequent p-y curves for cyclic loads, good judgment should reflect the rapid deterioration of load capacity at large deflections for stiff cïays.

6.8.6 Lateral Bearing Capacity for Sand

The ultimate laterai bearing capacity for sand has been foind to vary from a value at shallow depths determined by Eq. 6.8.6-1 to a value atdeep depths detennined by Eq. 6.8.6-2. At a given depth the equation giving the smallest value of p_u should be used as the ultimate bearing capacity.

$$p_{us} = (C_1 \times H + C_2 \times D) \times \gamma \times H \qquad (6.8.6-1)$$

$$p_{ud} = C_3 \times D \times \gamma \times H \tag{6.8.6-2}$$

where

- $p_u =$ ultimate resistance (force/unit length), Ibs/in. (kN/m) (s = shallow, d = deep),
- γ = effective soil weight_t lb/in.³ (KN/ra³),
- H = depth, in. (m),
 - = angle of internal friction of sand, deg.,
- $C_1, C_2, C_3 =$ Coefficients determined from Figure 6.8.6-1 asfunction of^»



Figure 6.E6-1 — Coefficients as Function of ϕ'

<j)', Angle of Internal Friction

 $D \Rightarrow$ average pile diameter from surface to depth» in. (m).

6.8.7 Load-Deflection (p-y) Curves for Sancl

The lateral soil resistance-deflection (p-y) relationships for sand are also non-linear and in the absence of more definitive information may be approximated at any specific depth #, by the following expression:

$$P = Axj>,,xtanh \left[\frac{k \times H}{A \times p_u} xy\right] \qquad (6.8.7-1)$$

where

- **A** » facto* to account tbr cyclic or static loading eondition. Evaluatedby:
 - $A \ll 0.9$ for cyclic loading.

- $A \ll \sqrt{3.0 0.8} \quad D = 1 > 0.9$ for static loading.
- p_u = ultimate bearing capacity at depth *H*, Ibs/in, (klSI/m), k = initial modulus of subgrade reaction, lb/in.³ (kN/m³). Determine from Figore 6.8.7-1 as ftmetion of angle of internal Mction, §'.

COPYRIGHT . American Petroleum JnstituCe D= cuerage pile diameter Licensed by Information Bandling Services from Surface to day in the interval (m).







12.3 Bijlage 3 - Achtergrondgegevens rotatie

. Bogodá

no ing. S

Querro, R

an and

. Alasanana

2....

Bijlagenmap.doc



12.3.1 Dwarskrachtlijnen

And the second

See . 3

an and

i.....

....x

1

4

Bijlagenmap.doc

Dwarskrachtenlijn - belasting op O m







Dwarskrachtenlijn - belasting op 10 m



Mensold





Dwarskrachtenlijn - belasting op 15 m






Dwarskrachten lijn - belasting op 20 m



فتدريف

3





Dwarskrachtenlijn - belasting op 25 m









Christelijke Hogeschool Windesheim Afstudeerproject M. Heerkes & S.T. Troost Hoofdstudie suction piles - Bijlagen

12.3.2Momentenlijnen

Sec.

N. and

1

.

٢

Lannas

f.

ંં

Bijlagenmap.doc

A HEEREMA GROUP COMPANY

Momentenlijn - belasting op 0 m







Momentenlijn - belasting op 5 m







Momentenlijn - belasting op 10 m







Momenten lijn - belasting op 15 m

5

i Sanata







Momentenlijn - belasting op 20 m







Momentenlijn - belasting op 25 m

-









Christelijke Hogeschool Windesheim Afstudeerproject M. Heerkes & S.T. Troost Hoofdstudie suction piles - Bijlagen

12.3.3Deflectielijnen

.800.002

91119 3

 $\hat{\gamma}_{n_{\rm NSO}}\stackrel{\rm de}{=} \hat{z}$

Sec. A

Bijlagenmap.doc

A HEEREMA GROUP COMPANY

Detectie - belasting op O m

InputOD5.0 mWTh1.5 "Lengte26.0 mLoad @0.0 m



