

» a) *Un essai d'étanchéité de la citerne*; celle-ci remplie d'eau jusqu'au niveau maximum de chasse ne pourra accuser aucune perte après vingt-quatre heures;

» b) *Un essai de chasse*; tous les organes étant absolument à sec, il sera procédé au remplissage des retenues et amorceurs du siphon, de façon que celui-ci soit en ordre de fonctionnement; ensuite, l'eau sera admise dans la citerne au débit à déterminer par l'agent réceptionnaire de l'Administration; les temps de remplissage et de vidage seront exactement chronométrés et la hauteur atteinte par l'eau dans la citerne au moment du déclenchement de la chasse notée; *il sera procédé à trois chasses consécutives sans que personne ait été admis à toucher aux appareils après les premières manœuvres de mise en ordre de fonctionnement préalables à la première chasse.* Les observations des temps et le mesurage de la hauteur d'eau maximum dans la citerne seront effectués à chaque fois.

» Ces essais seront répétés à la réception définitive des ouvrages si l'Administration les jugent utiles.

» Si le fonctionnement ne se répète pas automatiquement après chaque chasse ou bien si les temps de chasse diffèrent de plus de 10 p. c., la réception sera ajournée pour permettre à l'entrepreneur de mettre son installation au point. Dans le cas où l'appareil ne satisferait pas aux essais de la seconde séance, il serait définitivement refusé.

» Si, à la seconde séance, le fonctionnaire réceptionnaire concevait un doute sérieux quant à la valeur du système, l'entrepreneur pourrait être mis en demeure de fournir un appareil d'un autre système sans que celui-ci puisse être imposé nominalelement.

» Le nouvel appareil serait l'objet des mêmes essais que le premier. »

RESULTATEN
VAN TWEE DIEPSONDEERINGEN
VERRICHT ACHTER DEN KAAMUUR
VAN DE
VISSCHERSHAVEN TE OOSTENDE

door Ir. **E. E. DE BEER**,
Ingenieur van Bruggen en Wegen.

PLAAT XX.

In het Octobernummer 1937 van het *Tijdschrift der Openbare Werken van België* werden door den heer ir. Verschaeve enkele resultaten van proefheijingen en proefbelastingen medegedeeld verricht op een paal in gewapend beton, $0,40 \times 0,40$, geheid in de omgeving van de Visschershaven te Oostende, op de plaats aangeduid op de situatie (fig. 1).

Ter bepaling van de lengte van palen en om van te voren reeds eenig inzicht omtrent het draagvermogen van palen te verkrijgen, worden thans veelal diepsondeeringen uitgevoerd. Het principe van deze proeven wordt hier verondersteld gekend te zijn, aangezien de manier op dewelke diepsondeeringen worden uitgevoerd en de wijze op dewelke de verkregen resultaten dienen te worden beoordeeld in dit tijdschrift reeds uitvoerig werd aangegeven (Verklarende Nota betreffende de resultaten der uitgevoerde diepsondeeringen voor de studie van de fundeeringen der te bouwen Mollbrug over de Nethe te Lier, nummer van April 1938).

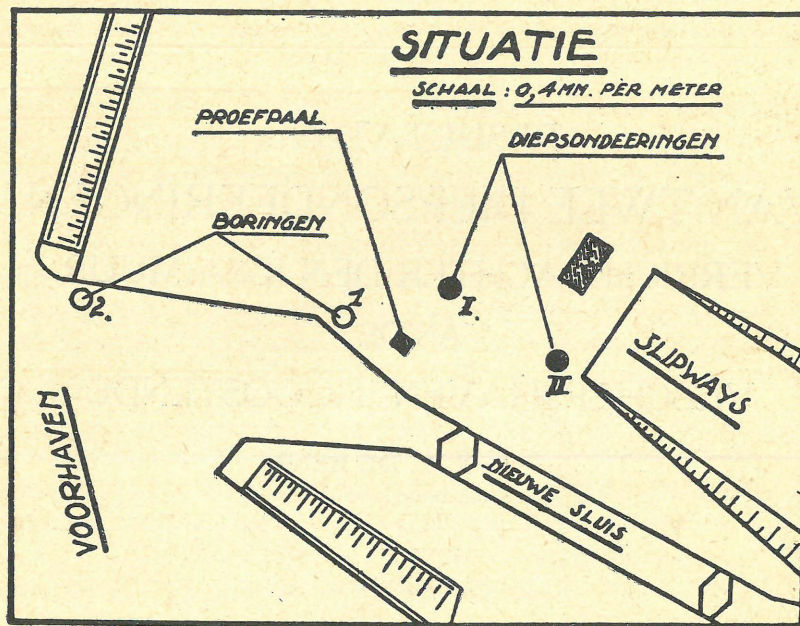


FIG. 1.

Aangezien men ter plaatse van de Visschershaven over de gegevens van de proefheijningen en proefbelastingen beschikt, was het aangewezen op de plaats waar deze proeven werden verricht enkele diepsondeeringen te verrichten, om de aldus verkregen resultaten onderling te kunnen vergelijken.

Het bleek echter niet mogelijk de diepsondeeringen op minder dan 20 m. van de plaats der vroeger verrichte proeven uit te voeren. (Zie situatie, fig. 1.)

De resultaten van de diepsondeeringen worden medegedeeld onder vorm van twee diagrammen. Het eerste geeft in functie van de diepte onder het maaiveld de variatie van den weerstand ondervonden aan den punt, uitgedrukt in kg/cm^2 . Het tweede geeft de variatie van den weerstand voortkomende van de wrijving langs den wand van de stalen sondeerbuizen. Deze weerstand wordt in het diagram als een totale weerstand uitgedrukt in Kg. weergegeven.

De resultaten van de twee verrichte diepsondeeringen I en II zijn op de figuren 2 en 3 medegedeeld. Hoewel de plaatsen waar de proefnemingen werden uitgevoerd meer dan 40 meter van elkaar verwijderd zijn, stemmen de in beide diepsondeeringen verkregen resultaten zeer goed met elkaar overeen, zoodat een vrijwel regelmatige samenstelling van den ondergrond in de omgeving der diepsondeeringen zou mogen worden verwacht.

Hierdoor dan, zou verder mogen worden gehoopt dat, niette-gestaande de betrekkelijk groote afstand tusschen proefpaal en diepsondeeringen, bij de vergelijking van de verkregen resultaten een mogelijke veranderlijkheid van de samenstelling der lagen op een bepaalde diepte slechts een onbelangrijke invloed op de uitkomst der vergelijking zou hebben.

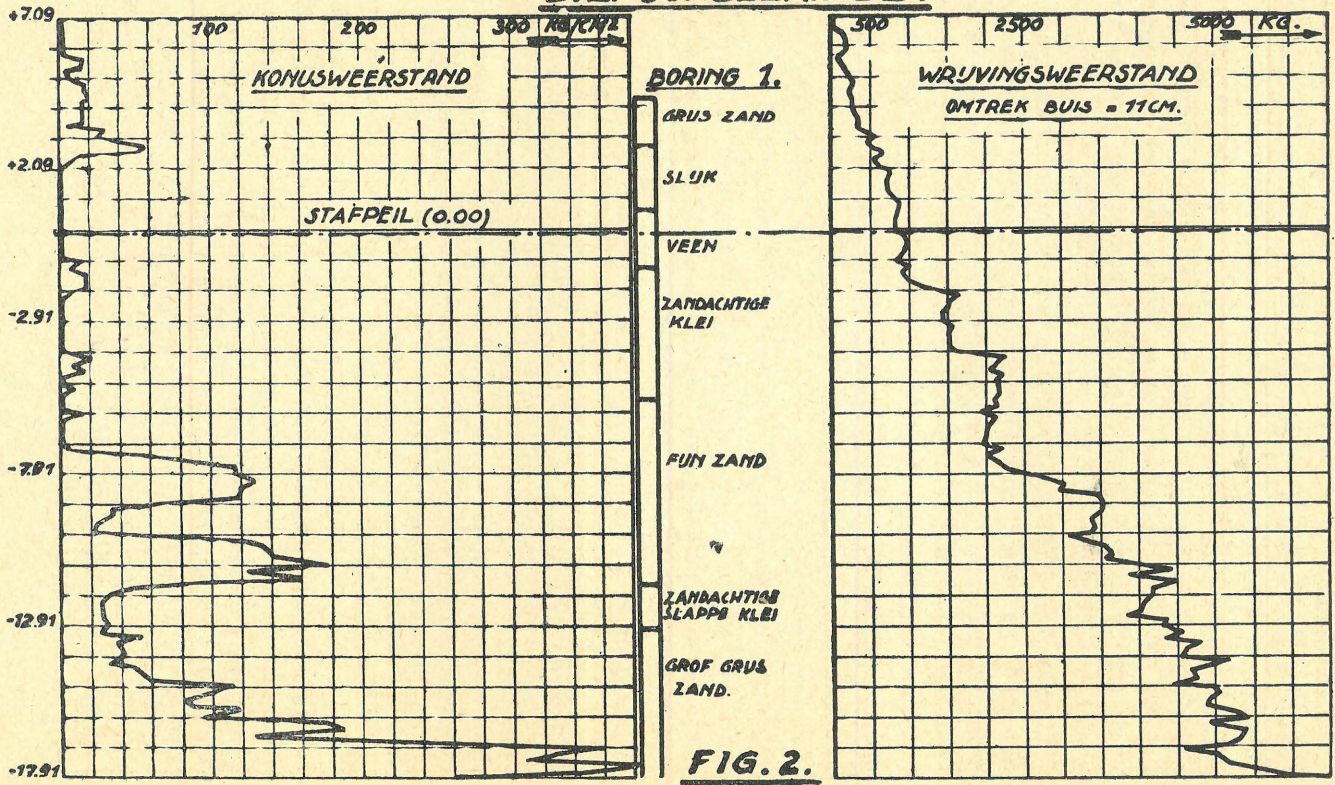
Ter vergelijking zijn naast de resultaten der diepsondeeringen deze van een vroeger verrichte boring medegedeeld. De plaats van deze boring is op de situatie (fig. 1) aangeduid.

Vanaf het maaiveld tot omstreeks het peil +2,50 worden puntweerstand gevonden welke gemiddeld varieeren van $10 \text{ kg}/\text{cm}^2$ tot $40 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Dergelijke weerstanden wijzen op de aanwezigheid van eerder los gepakte zandlagen.

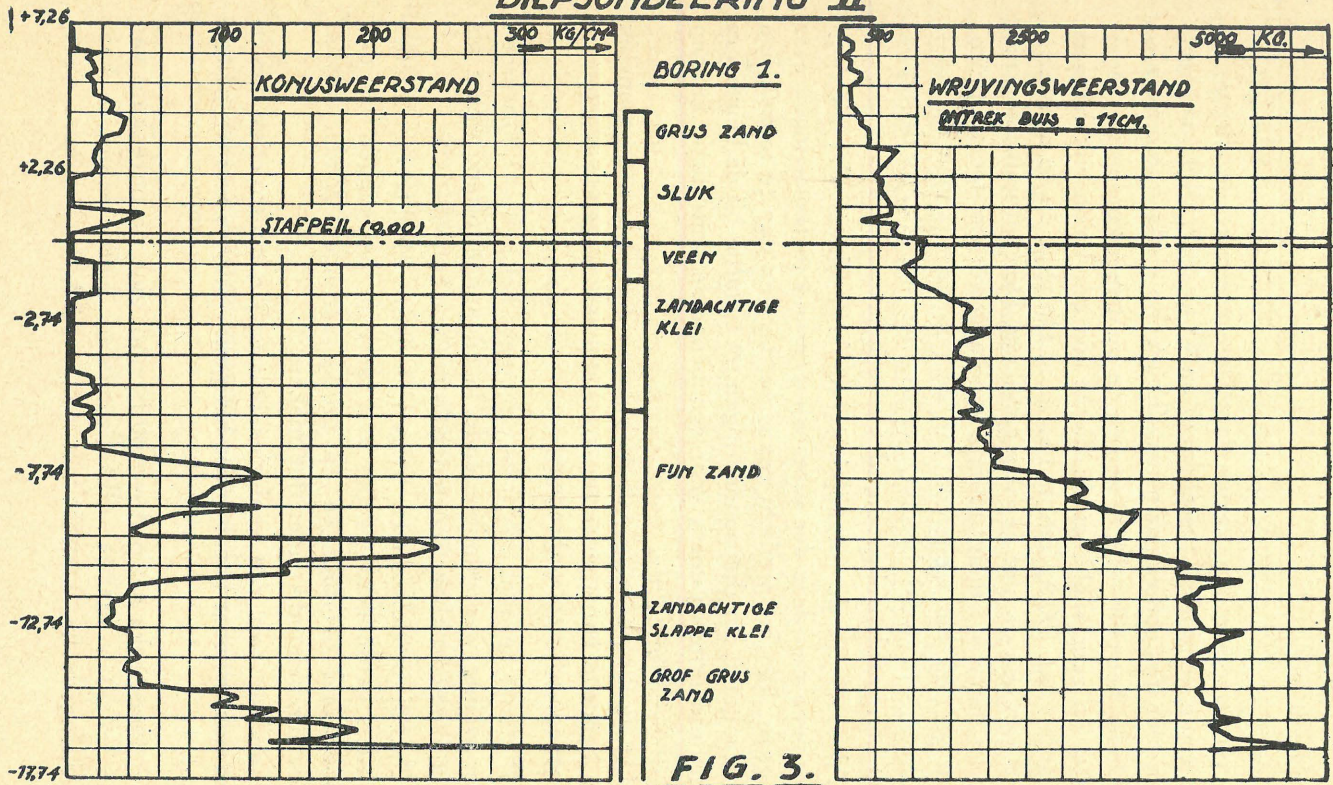
Van het peil +2,50 tot omstreeks het peil -7,00, hetzij over circa $9^{\text{m}},50$ dikte, worden uiterst geringe puntweerstand gevonden, welke op vele plaatsen kleiner zijn dan $5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ en praktisch nergens groter worden dan $20 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Men heeft hier blijkbaar te doen met slib- en veenlagen welke plaatselijk meer zandhoudende lenzen bevatten.

Omstreeks het peil -7,00 nemen de puntweerstand zeer vlug toe met de diepte, om waarden te bereiken groter dan $100 \text{ kg}/\text{cm}^2$. Daarna volgt een bijna even snelle afname, welke omstreeks het peil -9,50 een minimum waarde doet bereiken. Vanaf dit peil nemen de puntweerstand terug toe tot meer dan $100 \text{ kg}/\text{cm}^2$, om daarna wederom omstreeks het peil -12,00 tot waarden van 25 à $30 \text{ kg}/\text{cm}^2$ te dalen. Van het peil -7,00 tot omstreeks het peil -12,00 heeft men met een zandlaag te maken welke echter in haar middengedeelte omstreeks het peil -9,50 meer kleihoudend blijkt te zijn, dan wel aldaar

DIEPSONDEERING I.



DIEPSONDEERING II



een veel geringere pakkingsdichtheid dan in de andere gedeelten kan bezitten.

Van het peil —12,00 tot omstreeks het peil —14,50 nemen de puntweerstand slechts langzaam toe met de diepte, en varieren gemiddeld tusschen 25 en 45 kg/cm². Blijkbaar heeft men hier met een eenigzins zandhoudende kleilaag te maken.

Onder het peil —14,50 nemen de puntweerstand vrij regelmatig en zeer snel met de diepte toe om belangrijk hogere waarden dan 100 kg/cm² te bereiken. Dit wijst op de aanwezigheid van een dichter gepakte zandlaag. De conuspunt kon niet verder dan 2 à 3 meter in deze zandlaag worden doorgedreven, daar wegens het toenemen van de puntweerstand de maximum kracht werd bereikt, welke met het diepsondeerapparaat kan worden uitgeoefend.

Alvorens tot de vergelijking van de resultaten der diepsondeerings met deze der proefheijningen en proefbelastingen over te gaan, kan het wellicht eenig nut hebben aan te toonen hoe de resultaten der diepsondeerings tot richtlijn bij de keuze van een fundeeringssysteem voor een bepaalde constructie kunnen worden aangewend.

Uit de diagrammen van de bijlagen 2 en 3 kunnen namelijk ten behoeve van fundeeringvraagstukken volgende algemeene gegevens worden verkregen :

1° Vanaf het peil +2,50 tot omstreeks het peil —7,00 worden zeer weinig weerstandbiedende lagen aangetroffen, welke als zeer samendrukbaar moeten worden beschouwd.

Op, of in deze lagen mogen derhalve slechts constructies worden gefundeerd, welke zeer geringe belastingen op den ondergrond overbrengen en groote zettingen zonder gevaar voor hun behoud kunnen doormaken.

Fundeeringen van eenigzins belangrijke constructies dienen dan ook in ieder geval onder het peil —7,00 te worden aangelegd.

2° Omstreeks het peil —7,00 bevindt zich de bovenkant van een ±4,50 à 5,00 m. dikke zandlaag, welke echter in haar middengedeelte, omtrent het peil —9,50, veel minder weer-

standbiedend is, hetgeen op een uiterst losse pakking, dan wel op een vermenging met klei wijst.

Onder deze zandlaag bevindt zich vanaf het peil —12,00 een zandhoudende kleilaag van ±2^m,50 dikte.

Elk fundeeringvraagstuk omvat een tweevoudige studie : deze van het evenwichtsdraagvermogen en deze van het vormveranderingsdraagvermogen.

De studie van het evenwichtsdraagvermogen heeft ten doel de grensbelasting te bepalen, welke bij bepaalde vormen en afmetingen van het belastingsmassief, een doorgaande evenwichtsverstoring van den grond veroorzaakt, d. i. het z. g. grensdragvermogen van de grondlagen onder het beschouwde belastingsmassief. Dit grensdragvermogen is geen constante voor een bepaalde grondsoort, maar is o. m. afhankelijk van den vorm en de afmetingen van de fundeering en van de diepte op dewelke ze onder het maaiveld is aangelegd.

Tegen het verbreken van het evenwicht van een grondlaag verzetten zich de in deze laag aanwezige schuifweerstand. De grootte van deze schuifweerstand is, in gronden zonder cohesie, een functie van de wrijvingshoek der grondlagen, en van de waarde der korreldrukken. Bij het wegdrukken van den kegel van het diepsondeerapparaat verwekt men in den grond een evenwichtsverstoring. De weerstand tegen het ontstaan van deze verstoring zal des te grooter zijn naarmate de wrijvingshoek en de korreldrukken grooter zijn.

In vele gevallen is de juiste waarde van de korreldrukken tijdens het wegdrukken van den kegel niet gekend, daar bij het relatief snel aanbrengen van de belasting in minder doorlatende grondsoorten een gedeelte van de belasting niet door de korrels, maar door het overspannen poriënwater wordt gedragen.

Naar Coulomb kan de wrijvingsweerstand W worden uitgedrukt door de formule $W = c + \sigma_k \operatorname{tg} \varphi$ (1).

Hierin beteekenen c = de cohesie (kg/cm²)

σ_k = de korreldruk (kg/cm²)

φ = de wrijvingshoek.

Uit de formule (1) volgt dat in de uitdrukking van den wrijvingsweerstand de korreldruk σ_k en de tangens van de wrijvingshoek dezelfde rol vervullen.

Het heeft derhalve geen belang of de reductie van den wrijvingsweerstand voortkomt van de vermindering van de korreldruk σ_k , dan wel van een vermindering van de wrijvingshoek.

In plaats van de op vele plaatsen werkelijk optredende vermindering van den korreldruk σ_k , kan derhalve ook met een schijnbare vermindering van den wrijvingshoek worden gerekend.

Men wordt er aldus toegebracht in de berekeningen een schijnbare wrijvingshoek φ' in te voeren van een fictief materiaal dat onder een niet verminderde korreldruk σ_k voor den diepte-conusweerstand de in de diepsondeering gevonden waarde zou weergeven.

Uit de afleidingen van Prandtl, Buisman, en aan de hand van laboratoriumproeven, kan de diepte-conusweerstand $C_{k,d}$ benaderend worden uitgedrukt, in functie van de korreldruk σ_k en den schijnbaren wrijvingshoek φ' door :

$$C_{k,d} = 1.3 \sigma_k e^{2f\pi} tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (2) \quad f = tg \varphi'$$

σ_k kan uit de kennis van het gewicht der boven het beschouwde punt gelegen lagen worden afgeleid. In de vergelijking (2) zijn dan alle grootheden behalve φ' gekend, zoodat voor iedere waarde van $C_{k,d}$ en σ_k , de waarde φ' uit de vergelijking (2) kan worden afgeleid.

Ter bepaling van σ_k zal worden aangenomen dat het phreatisch oppervlak zich bevindt op het peil +2,75, terwijl voor de volumegewichten volgende waarden worden ingevoerd :

zand boven het phreatisch oppervlak.	van +7,09 tot +2,85	1,6 t/m ³ .
slib onder het phreatisch oppervlak.	van +2,85 tot +0,73 van -1,12 tot -5,43	1,6 t/m ³ - 1 t/m ³ = 0,6 t/m ³ .
veen onder het phreatisch oppervlak.	van 0,73 tot -1,11	1,2 t/m ³ - 1 t/m ³ = 0,2 t/m ³ .
zand onder het phreatisch oppervlak.	van -5,43 tot -11,45 onder -13,00	2 t/m ³ - 1 t/m ³ = 1 t/m ³ .
klei onder het phreatisch oppervlak.	van -11,45 tot -13,00	1,8 t/m ³ - 1 t/m ³ = 0,8 t/m ³ .

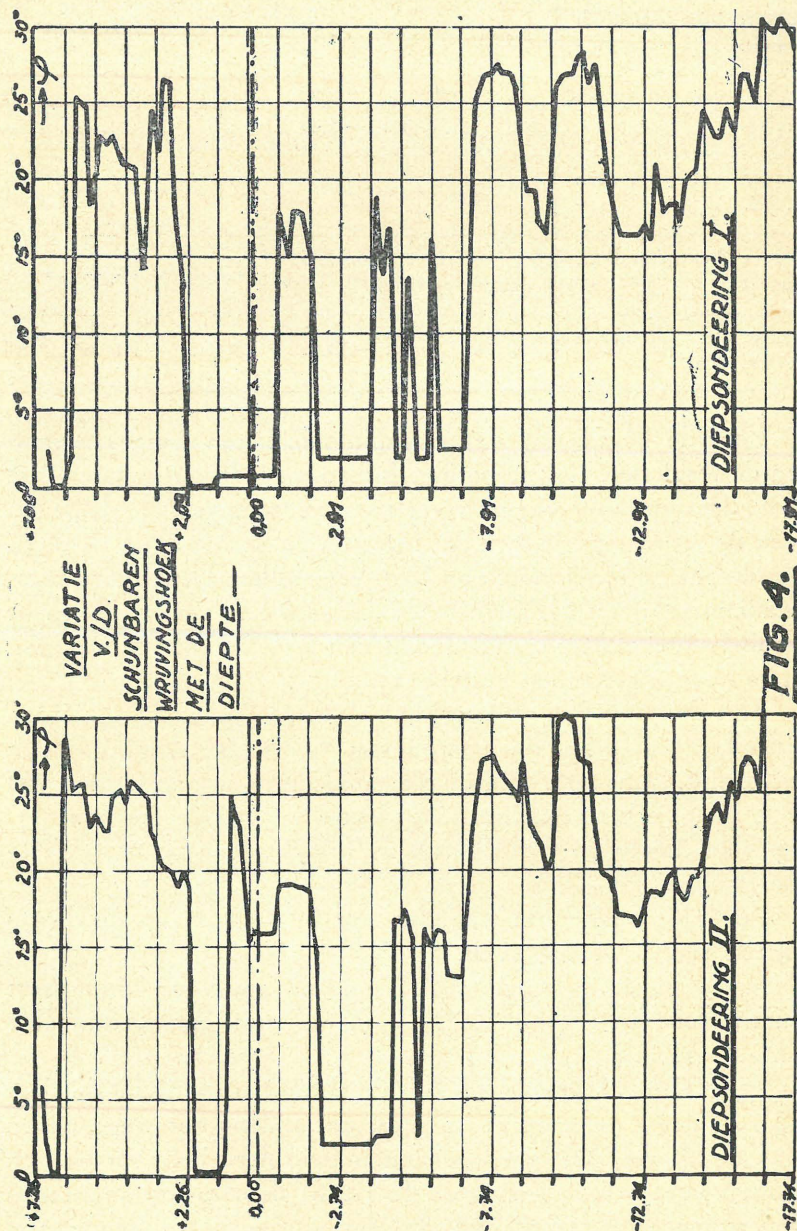
Voor de begrenzing der verschillende lagen werd gesteund op de resultaten van de boring. Indien men deze resultaten met deze der diepsondeeringen vergelijkt, stelt men vast dat de peilen van de scheidingsvlakken der lagen in de boring en in de diepsondeeringen soms meer dan 1 m. verschillen. Deze scheidingsvlakken schijnen derhalve niet horizontaal te verlopen, maar zouden integendeel op afstanden van 25 à 30 m. vrij aanzienlijke hoogteverschillen vertoonen.

Aan de hand van de voor de volumegewichten aangenomen waarden kan thans de waarde van σ_k op elke diepte worden berekend. Daar men door de diepsondeering ook de waarde van $C_{k,d}$ kent, is het mogelijk door toepassing van de formule (2), op elke diepte de waarde van de schijnbare wrijvingshoek te berekenen.

De aldus berekende waarden zijn in functie van de diepte op de fig. 4 weergegeven.

In de boven het peil +2,85 gelegen zandlaag vindt men aldus voor den schijnbaren wrijvingshoek een gemiddelde waarde van 20°.

In de slib- en veenlagen zijn de schijnbare wrijvingshoeken onbeduidend, hetgeen er op wijst dat tijdens het wegdrücken van den kegel, deze practisch uitsluitend door het overspannen poriënwater wordt gedragen. In de in de slib- en veenlagen ingesloten meer zandhoudende lenzen vindt men integendeel waarden van circa 15°.



In de zandlaag welke vanaf het peil $-7,00$ tot aan het peil $-12,00$ wordt teruggevonden, bedragen de schijnbare wrijvingshoeken met uitzondering van deze van het middengedeelte der laag, meer dan 25° . In dit wellicht meer kleihoudende middengedeelte wordt integendeel een minimum van circa 16° gevonden.

In de zandhoudende kleilaag gelegen tusschen de peilen $-12,00$ en $-14,50$ vindt men waarden van 16° tot 18° .

In de onder het peil $-14,50$ gelegen zandlaag nemen de schijnbare wrijvingshoeken zeer snel toe met de diepte, en bereiken waarden van meer dan 30° op het peil waar de diepsonderingen dienden te worden opgehouden

Men mag aannemen dat indien men voor gewone fundeeringproblemen in de evenwichtsberekeningen voor de schuifweerstand van de betrokken zandlagen waarden invoert welke uit de aldus gevonden schijnbare wrijvingshoeken zijn afgeleid, men zich over het algemeen aan den ongunstigen en dus aan den veiligen kant zal bevinden.

Indien men b. v. thans het evenwichtsdragvermogen van een omstreeks het peil $-7,00$ op staal aangelegde fundeering, met gegeven vorm en afmetingen zou wenschen te bepalen, zou het voldoende zijn in de formules welke voor het gestelde problema het evenwichtsdragvermogen uitdrukken, een waarde voor φ' in te voeren, welke rekening houdt met de wrijvingseigenschappen van al de lagen welke onder het peil $-7,00$ zijn gelegen en in het evenwicht van de beschouwde fundeering een rol spelen. De dikte dezer lagen in een functie van de afmetingen der fundeering, zoodat bij de keuze van φ' een des te grootere laagdikte dient te worden betrokken naarmate de fundeering breeder is.

Over het algemeen zal het hier echter fundeeringproblemen gelden waarbij getracht zal worden door middel van palen onder de slib- en veenlagen den noodigen steun te vinden. De vraag rijst dan of het kan volstaan de palen in de tusschen de peilen $-7,00$ en $-12,00$ gelegen zandlaag in te heien, dan wel of ze in diepere lagen moeten worden doorgedreven.

De grootste dikte over dewelke de puntweerstand zonder

onderbreking een groote waarde vertoonen (b. v. meer dan 50 kg/cm²) bedraagt in de beschouwde laag slechts 1^m,50. De met de hooge puntweerstand overeenstemmende schijnbare wrijvingshoek bedraagt gemiddeld 25°.

Beschouwt men thans het geval dat de oppersing zou geschieden volgens de door Prof. Keveling-Buisman in het artikel « De weerstand van paalpunten in zand » (*De Ingenieur*, 1935, n° 14 en 18), aangegeven spiraalvormige glijdvlakken, dan is voor de maximum diepte l_{max} tot dewelke zich de evenwichtsverstoring uitstrekt, gemakkelijk volgende uitdrukking af te leiden :

$$l_{max} = \frac{b}{2} \frac{\cos \varphi}{\sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \operatorname{tg} \varphi}$$

Hierin beteekenen : b = de breedte van het strookvormig belastingsmassief;
 φ = de wrijvingshoek.

De waarde van de maximumdiepte is op de fig. 5 in functie van de wrijvingshoek uitgezet.

In het geval van de belasting van een grondlaag door den conus van het diepsondeerapparaat, of ook door paalpunten, heeft men echter niet te maken met een oppervlakkige belasting, maar wel met een zich in het binnenste der lagen bevindende kracht. Men kan zich dan voorstellen dat de schuifvlakken bij het bereiken van het grensdragvermogen in homogene en onsamendrukbare lagen, eenigzins den op fig. 5bis geschetsten vorm zouden aannemen. De dikte L van de lagen welke bij de evenwichtsverstoring zijn betrokken, zou dan circa $2 \times l_{max}$ bedragen.

Dit resultaat mag natuurlijk slechts als een aanduiding worden beschouwd, aangezien in de werkelijkheid nog vele andere factoren, onder dewelke niet het minst de verandelijheid van de samenstelling der grondlagen, hun invloed op de hierboven besproken laagdikte kunnen uitoefenen.

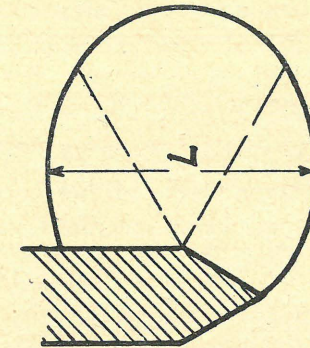


FIG. 5 bis.

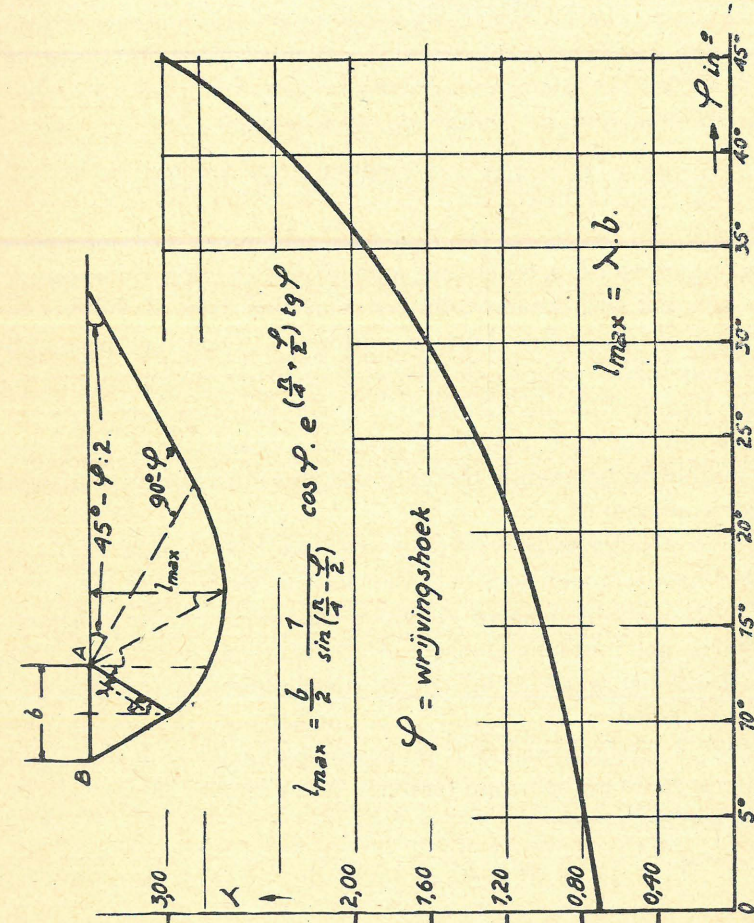


FIG. 5.

Met dit voorbehoud, vindt men in het hier beschouwde geval met $\varphi' = 25^\circ$

$$l_{\max} = 1,35 \times b$$

$$L = 2,70 \times b.$$

Heeft men b. v. te maken met een paal $0,40 \times 0,40$, dan zou de dikte van de lagen welke bij het evenwichtsdraagvermogen rechtstreeks zijn betrokken, becijferd worden op

$$L = 2,70 \times 0,40 = 1^m,08$$

Aangezien in de beschouwde zandlaag de zones met puntweerstand groter dan 100 kg/cm^2 een doorlopende dikte hebben van circa $1^m,00$ à $1^m,50$, zou het theoretisch mogelijk zijn, voor den paalpunt een dergelijke plaats in de zandlaag te vinden, dat het grensdragvermogen van den paal zou overeenstemmen, met de berekende waarde van

$$40 \times 40 \times 100 = 160.000 \text{ kg, of } 160 \text{ ton.}$$

Wordt met het heien van den paal enkele cm. te hoog opgehouden, of wordt integendeel enkele cm. te diep doorgeheid, dan zou het grensdragvermogen van den paal dadelijk een veel geringere waarde kunnen vertoonen. Daar het practisch niet mogelijk is wegens de afwisseling in de samenstelling en in de ligging van de zandlaag, op elk punt de heidiepte op enkele cm. na vast te stellen, mag dan ook in geen geval op het hierboven berekende theoretische grensdragvermogen staat worden gemaakt.

Om met voldoende zekerheid een onderste waarde voor het grensdragvermogen van de palen vast te stellen, zal men dan ook voorzichtigheidshalve enkel op de minima cijfers steunen welke in het middengedeelte van de zandlaag werden gevonden. Deze bedragen 23 kg/cm^2 in diepsondeering I, 37 kg/cm^2 in diepsondeering II. Hieruit volgt dat het grensdragvermogen P_g door weerstand aan den punt van palen $0,40 \times 0,40$ geheid tot in de zandlaag, gelegen tusschen de peilen $-7,00$ en $-12,00$ zeker groter is dan

$$P_g \geq 23 \times 40 \times 40 = 36.800 \text{ kg. of } 36,80 \text{ ton.}$$

Thans dient nog aandacht te worden geschonken aan den invloed van de wrijvingsreacties langs den paalomtrek tusschen paal en grond.

In de boven het peil $-7,00$ gelegen sterk samendrukbare lagen ondervinden de buizen van het diepsondeerapparaat waarvan de omtrek 11 cm. bedraagt, een totale wrijvingsweerstand van circa 2.000 kg.

Indien wordt aangenomen dat de wrijvingsweerstand per oppervlakte-eenheid dezelfde is voor den paal en voor de buizen van het diepsondeerapparaat, verkrijgt men voor palen $0,40 \times 0,40$ een weerstand W_g door wrijving langs den wand van :

$$W_g = 2000 \times \frac{4 \times 40}{11} = 29.200 \text{ kg. of } \pm 29 \text{ ton.}$$

Het totale grensdragvermogen T_g van den paal zou derhalve becijferd worden op minstens :

$$T_g = P_g + W_g = 36,8 + 29 = 65,8 \text{ ton}$$

Op het aldus berekende grensdragvermogen, hetwelk wel tijdens een proefbelasting kan worden teruggevonden, mag echter voor het eigenlijk fundeeringproblema geen staat worden gemaakt, o. m. om volgende redenen :

a) Men is alles behalve zeker dat de in een diepsondeering gevonden wrijvingsweerstand zonder meer op de veel grotere afmetingen van de palen mogen worden overgedragen.

b) Door het heien van de palen kunnen de slib- en veenlagen grondig worden verstoord, en daardoor aan een nieuwe consolidatie worden onderworpen. De zeer samendrukbare lagen gaan dan onder hun eigengewicht terug inklinken; aan den omtrek van de met hun punt in de zandlaag reikende palen gaan de inklinkende lagen aan den paalschacht hangen, waardoor de paal een onzichtbare bijkomende belasting ondervindt. Dit z. g. verschijnsel van de negatieve kleef valt nog meer te vreezen als de sliblagen door een ophooging of anderszins in de buurt van het op de palen gefundeerde bouwwerk zouden worden belast.

Om reden van de aanwezigheid van dikke sterk samendrukbare slib- en veenlagen is het dan ook voorzichtig, bij de bepaling van het grensdragvermogen der palen, niet op den weerstand door zijdelingsche wrijving te rekenen, en zelfs aan te nemen dat door de negatieve kleef deze weerstand in een belasting kan worden omgezet.

Het totale grensdragvermogen T_g van den paal kan derhalve naarmate de slielagen inklinken verminderen tot

$$T_g = P_g - W_g = 36,8 - 29 = 7,8 \text{ ton.}$$

Op deze waarde van T_g dient dan nog een zekerheidscoëfficiënt s te worden toegepast om het nuttig draagvermogen D_n van den paal te bepalen.

Men komt aldus tot uiterst geringe waarden voor D_n .

De conclusie van voorgaande beschouwingen is dan ook dat, wegens het gevaar voor het ontstaan van negatieve kleef, reeds bij geringe waarden van de nuttige belasting van palen $0,40 \times 0,40$ geheid tot in de zandlaag gelegen tusschen de peilen $-7,00$ à $-12,00$, het grensdragvermogen van de zandlaag zou kunnen worden overschreden, zoodat om met zekerheid aan de voorwaarde van het evenwichtsdragvermogen te voldoen, de palen in diepere lagen hun steun moeten zoeken.

3° Het heeft natuurlijk geen zin de palen in de tusschen de peilen $-12,00$ en $-14,50$ gelegen zandhoudende kleilaag op te houden. De puntweerstand is in deze laag immers geringer dan in de erboven gelegen zandlaag, zoodat palen geheid tot in de kleilaag zeker geen grooter grensdragvermogen hebben dan deze welke slechts tot in de erboven gelegen zandlaag zouden zijn geheid.

Daarbij komt nog dat, bij afwezigheid van nadere gegevens omtrent de samendrukbaarheid van de onder het peil $-12,00$ aangetroffen kleilaag, voorzichtigheidshalve dient te worden aangenomen dat deze vrij groot kan zijn, zoodat het dan niet aan te raden is de grootste concentraties van de door de paalbelastingen opgewekte spanningstoename juist in de samendrukbare kleilaag te doen plaats vinden.

4° Paalfundeeringen van eenigzins belangrijke constructies

dienen derhalve tot in de onder het peil $-14,50$ gelegen zandlaag te worden doorgedreven.

In deze zandlaag nemen de puntweerstand vrij regelmatig toe met de diepte, en zijn vanaf het peil $-15,00$ nergens kleiner dan 80 kg/cm^2 .

Beschouwt men thans palen $0,40 \times 0,40$ geheid tot het peil $-15,00$, dan wordt hun grensdragvermogen P_g door weerstand aan den punt becijferd op :

$$P_g = 80 \times 40 \times 40 = 128.000 \text{ kg. of } 128 \text{ ton}$$

Het vraagstuk van de wrijvingsweerstand langs den wand is hier vrij ingewikkeld, aangezien deze weerstanden worden ondervonden in lagen met zeer verschillende eigenschappen.

Op de wrijving in de slib- en veenlagen mag natuurlijk niet worden gerekend; integendeel dient met de mogelijkheid van negatieve kleef rekening te worden gehouden.

De invloed van de wrijving in de zandlaag van $-7,00$ tot $-12,00$, en in de kleilaag van $-12,00$ tot $-14,50$, kan door een uitsluitend kwalitatieve beredeneering niet worden vastgesteld. Voor deze bepaling zou men den samendrukkingsconstanten van de diverse grondlagen dienen te kennen en over een vrij ingewikkelde mathematische theorie beschikken om uit de vormveranderingen langs den paalschacht de richting van de reacties tusschen grond en paal te bepalen.

Men zal echter wel niet overdreven gunstig redeneeren, door aan te nemen dat de totale wrijving in de bovenste zandlaag en in de kleilaag tot het draagvermogen van den paal bijdraagt.

Aangezien de zijdelingsche wrijving moet geacht worden in de slib- en veenlagen door negatieve kleef een mogelijke toename van de paalbelasting te veroorzaken, terwijl ze in de bovenste zandlaag en wellicht in de kleilaag een ontlasting van den paal teweegbrengt, zal men liefst in de berekening van het nuttig draagvermogen der palen van den invloed der zijdelingsche wrijving afzien, en enkel steunen op den puntweerstand.

Past men in deze voorwaarden op het grensdragvermogen

$T_g = P_g$ b. v. een zekerheidscoëfficiënt $s = 2$ toe, dan wordt het nuttig draagvermogen D_n van palen $0,40 \times 0,40$ geheid tot omstreeks het peil $-15,00$, becijferd op

$$D_n = \frac{128}{2} = 64 \text{ ton.}$$

Door de palen enkele decimeters dieper te heien, zou hun nuttig draagvermogen nog belangrijk worden vermeerderd.

Thans dient echter ook nog het vraagstuk van het vormveranderingsdraagvermogen nader te worden bestudeerd. Het is immers heel wel mogelijk dat in een paalfundeering het evenwichtsdragvermogen der lagen onder geen enkelen paalpunt wordt overschreden, en toch wegens de aanwezigheid van meer samendrukbare grondlagen op grootere diepte, het bouwwerk, zettingen ondergaat, welke voor zijn behoud of het uitzicht ontoelaatbaar zijn.

De toelaatbare zettingen worden dus niet bepaald door den aard van den ondergrond, maar wel door den aard van het bouwwerk..

Algemeen kan worden gezegd, dat in een vrijwel homogene ondergrond de zakkingen van een bouwwerk, voor belastingen kleiner dan het evenwichtsdragvermogen, het gevolg zijn van de samendrukking van de grondlagen welke onder het fundeeringsoppervlak reiken tot een diepte van 1,5 à 2 maal de minimum afmeting van dit oppervlak. De dikte van de lagen welke een invloed op de zakkingen uitoefenen is dus des te grooter, naarmate de afmetingen van het belastingsmassief grooter zijn en dit massief een meer gedrongen vorm vertoont. De zakking van een palengroep is derhalve mede te wijten aan de samendrukking van lagen welke op de zakking van een enkelen paal geen invloed uitoefenen.

De vanaf het peil $-14,50$ gevonden zandlaag werd in de diepsondeeringen over een dikte van $2^m,50$ à $3^m,50$ teruggevonden.

De diepsondeeringen konden niet verder worden doorgedreven, daar de maximum kracht welke met het diepsondeerapparaat kon worden uitgeoefend, bereikt was. Uit door andere

instanties uitgevoerde boringen en uit de geologische mededeelingen blijkt echter, dat deze zandlaag zich nog vele meters dieper uitstrekt. Aangezien verder uit de resultaten der diepsondeeringen bij ondervinding mag worden afgeleid, dat de onder het peil $-14,50$ gelegen laag weinig samendrukbaar is, komt men tot de conclusie, dat een fundeering op palen reikend tot onder het peil $-15,00$, ook in het ongunstige geval van betrekkelijk uitgestrekte, statisch onbepaalde belastingsmassieven, aan de voorwaarde van het vormveranderingsdraagvermogen kan voldoen.

Vergelijking van de resultaten der proefheijning met deze der diepsondeeringen.

De proefheijning werd uitgevoerd op een paal $0,40 \times 0,40$.

Ter vergelijking dienen de resultaten van de diepsondeeringen dus eerst op het geval van een paal $0,40 \times 0,40$ te worden overgedragen.

Voor de puntweerstand zal eenvoudig de op elke diepte gevonden conuswaarde met het oppervlak van de paaldoorsnede worden vermenigvuldigd.

Bij de hierboven gemaakte beschouwingen werd reeds voldoende aangetoond dat op deze wijze in betrekkelijke dunne weerstandbiedende lagen veel hogere waarden dan deze van het werkelijk draagvermogen van den paal kunnen worden verkregen.

De weerstand door zijdelingsche wrijving voor een paal $0,40 \times 0,40$ zal uit het wrijvingsdiagram der diepsondeeringen worden afgeleid door op elke diepte de gevonden waarde met

$$\text{de verhouding der omtrekken } \frac{160}{11} \text{ te vermenigvuldigen.}$$

Ook omtrent deze werkwijze werd reeds vroeger het noodige voorbehoud gemaakt, voornamelijk wanneer het er op aankomt uit de resultaten van een diepsondeering een keuze van een paalstelsel te maken.

Hier gaat het er echter slechts om de resultaten der diepsondeeringen aan deze der proefheijning te toetsen, zoodat zonder

bezwaar de fouten welke kleven aan de zeer ruwe manier op dewelke zoowel de puntweerstanden als de wrijvingsweerstand van den paal uit de resultaten der diepsondeeringen zijn afgeleid, op den koop kunnen worden genomen.

De aldus berekende fictieve puntweerstand, wrijvingsweerstand, en totale weerstanden van een paal $0,40 \times 0,40$ zijn in functie van de diepte op de diagrammen 1 en 2 der bijlage 1 (plaat XX) weergegeven.

De totale weerstanden zijn de som van de op een bepaalde diepte berekende punt- en wrijvingsweerstand.

De krommen III van de diagrammen 1 en 2 zouden, afgezien van de bij het overdragen der resultaten van de diepsondeeringen op het geval van den paal gemaakte fouten, de statische indringingsweerstand van een paal $0,40 \times 0,40$ in functie van de diepte weergeven.

In feite zijn deze krommen slechts een opeenvolging van maxima en minimawaarden tusschen dewelke de werkelijke waarde van de statischen indringingsweerstand is gelegen.

De krommen III zijn op een andere schaal ook op de diagrammen 3 en 4 der bijlage 1 geteekend.

De resultaten van de proefheïing zullen thans in twee verschillende heiformules, deze van Eytelwein en deze van Redtenbacher, worden ingevoerd. Indien in deze formules geen zekerheidscoëfficiënt wordt toegepast, zouden ze theoretisch de dynamische indringingsweerstand van den paal uitdrukken, en derhalve hetzelfde resultaat moeten opleveren.

In de werkelijkheid komt in beide formules de invloed van een meer of min groot aantal factoren niet tot uitdrukking, zoodat ze in dezelfde omstandigheden totaal verschillende resultaten opleveren. Bij toepassing van deze formules ter bepaling van het nuttig draagvermogen van palen is men dan ook verplicht zekerheids- en correctiecoëfficiënten in te voeren, waarvan de waarde voor de minder nauwkeurige formule van Eytelwein van 4 tot 8 bedraagt.

De formule van Eytelwein heeft tot uitdrukking :

$$R = \frac{M^2 h}{e(M + P)}$$

terwijl de formule van Redtenbacher kan geschreven worden onder den vorm

$$R = \frac{-e E \Omega}{L} + \sqrt{\frac{e^2 E^2 \Omega^2}{L^2} + \frac{M^2 h}{M + P} \frac{2 E \Omega}{L}}$$

Hierin beteekenen :

R = de dynamische indringingsweerstand van den paal (afgezien van den invloed van allerlei factoren)

M = het gewicht van het heiblok

P = het gewicht van den paal en van de paalmuts

h = de valhoogte van het heiblok

e = de inzinking van den paal onder de stoot van het heiblok

Ω = de doorsnede van den paal

L = de lengte van den paal

E = de elasticiteitsmodulus van het materiaal van den paal.

Het is hier de bedoeling niet de onnauwkeurigheden van de heiformules aan te toonen. Het volstaat er op te wijzen dat de heiformules in verband staan met den dynamischen indringingsweerstand van den paal, terwijl de diepsondeeringen integendeel op den statischen indringingsweerstand betrekking hebben.

Daar beide indringingsweerstand zekere niet in een eenvoudig verband met elkaar staan, mag dan ook niet worden verwacht dat uit de diepsondeeringen en de proefheïingen, zelfs bij gebruik van volmaakte formules, dezelfde resultaten zouden worden verkregen.

De uit de proefheïing, door toepassing van de formules van Eytelwein en Redtenbacher, verkregen resultaten zijn op het diagram 3 der bijlage 1 weergegeven.

Op de met een letter S aangegeven diepten werd de paal voorgespotten. Men stelt telkens een zeer belangrijke afname van den dynamischen indringingsweerstand vast. Op de diepten, op dewelke werd voorgespotten, zijn de resultaten der proefheïing natuurlijk niet met deze der diepsondeeringen te vergelijken.

De proefheijng werd enkel in de bovenste zandlaag uitgevoerd.

Men stelt vast dat de dynamische indringingsweerstand vanaf het peil $-6,00$ belangrijk toeneemt, terwijl de statische indringingsweerstand eerst omstreeks het peil $-7,00$ begint op te loopen.

In de boring (fig. 2) werd de bovenkant van de zandlaag op het peil $-4,43$ aangegeven. De resultaten van de proefheijng zijn hiermede in overeenstemming, terwijl uit de resultaten der diepsondeeringen zou blijken dat ter plaatse van deze laatste proeven, de bovenkant van de zandlaag eerst omstreeks het peil $-7,00$ wordt bereikt.

Ook de zandhoudende kleilaag en de onderste zandlaag worden in de diepsondeeringen $0^m,50$ à $1^m,00$ dieper dan in de boring en in de proefheijng aangetroffen.

De formule van Eytelwein geeft voor de dynamische indringingsweerstand van de palen sterk afwijkende resultaten van deze verkregen door toepassing van de meer nauwkeurige formule van Redtenbacher.

Deze laatste geeft integendeel waarden, waarvan de maxima en minima vergelijkbaar zijn met deze welke uit de diepsondeeringen voor den statischen indringingsweerstand werden verkregen. Er blijkt nochtans voor beide resultaten een anomalie te bestaan in het feit dat de maxima van de proefheijng worden gevonden op de diepten waar de statische indringingsweerstand een minimum vertoont. Deze anomalie verdwijnt echter als men de resultaten van de diepsondeeringen 1 meter naar boven verschuift, het bedrag der verschuiving overeenkomende met de grootere diepte op dewelke dezelfde lagen in de diepsondeeringen worden teruggevonden. (Zie diagram 4 der bijlage I.)

Men komt dan tot de vaststelling dat in de zandlaag de resultaten van de formule van Redtenbacher en van de diepsondeeringen zeer goed met elkaar overeenstemmen, zoodat in zandlagen de toepassing van de formule van Redtenbacher ook voor den statischen indringingsweerstand van palen betrouwbare resultaten zou opleveren.

In de zandachtige kleilaag vindt men integendeel ook met de formule van Redtenbacher, belangrijk grootere indringingsweerstand dan deze afgeleid uit de diepsondeeringen. In kleilagen blijkt de dynamische indringingsweerstand derhalve sterk van den statischen indringingsweerstand te kunnen afwijken, zoodat de formule van Redtenbacher, welke geen rekening houdt met de elastische eigenschappen van den grond, in kleilagen geen betrouwbare gegevens omtrent de statische indringingsweerstand van palen meer levert. Dit is o. m. te wijten aan het feit dat tijdens het heien in minder doorlatende lagen, het poriënwater overspannen wordt, en een zeer belangrijk gedeelte van de dynamische stoot opneemt. Hierdoor ontstaan dan belangrijke verschillen tusschen de waarden van den dynamischen en den statischen indringingsweerstand.

Vergelijking van de resultaten der proefbelasting met deze der diepsondeeringen.

1. Een eerste proefbelasting werd verricht, toen de punt van de paal zich op het peil $-11,915$ bevond (zie verslag van ir. M. Verschaeve). De kracht welke noodig was om de paal 12 cm. weg te drukken, varieerde van 70 tot 77 ton.

Er werd reeds aangetoond dat de lagen welke een rol spelen in het evenwichtsdragvermogen van een paalpunt $0,40 \times 0,40$ ongeveer een dikte zouden hebben van $\pm 1^m,00$, waarvan de helft onder, en de andere helft boven het peil van den paalpunt is gelegen.

Beschouwt men thans het gemiddelde der resultaten welke in de diepsondeeringen $0^m,50$ boven en $0^m,50$ onder het peil $-11,91$ werden gevonden, dan verkrijgt men, door de ruwe wijze van overdragen, welke tot het diagram 3 der bijlage I heeft geleid, een statischen indringingsweerstand voor palen $0,40 \times 0,40$ van circa 126 ton in de diepsondeering I, en 122 ton in de diepsondeering II.

Neemt men aan, dat om rekening te houden met de grootere diepte op dewelke dezelfde lagen in de diepsondeeringen worden aangetroffen, de resultaten dezer proefnemingen 1 meter

naar boven dienen te worden verschoven, dan verkrijgt men uit het diagram 4 der bijlage 1, circa 115 ton in diepsondeering I, en circa 128 ton in diepsondeering II.

Uit de diagrammen 1 en 2 der bijlage 1 blijkt dat in diepsondeering I van dezen totalen berekenden indringingsweerstand ± 53 ton aan den puntweerstand en de overige ± 62 ton, aan den wrijvingsweerstand moeten worden toegeschreven, terwijl deze cijfers in de diepsondeering II 54 ton respectievelijk 74 ton bedragen.

Waar de diepsondeeringen wel betrouwbare inlichtingen over den puntweerstand verschaffen, werd integendeel betreffende het verband dat werd verondersteld te bestaan tusschen de wrijvingskrachten langs den wand van de buizen van het diepsondeerapparaat en de weerstanden welke zich ontwikkelen langs den paalwand, alle voorbehoud gemaakt. Het is o. m. duidelijk dat de sterk samendrukbare slib- en veenlagen door het inheien van den paal meer worden verstoord dan door het statisch wegdrücken van een buis van 11 cm. omtrek, zoodat alleen hierdoor de wrijvingsverhoudingen ten nadeele van den paal reeds zeer kunnen worden verminderd.

Aangezien het bedrag van de uit een diepsondeering betrekkelijk juist af te leiden puntweerstand, hier slechts voor 46 t. h. en 42 t.h. in den totalen weerstand bijdraagt, bevindt men zich niet in de meest voordeelige omstandigheden om de resultaten der proefbelasting met deze der diepsondeeringen te vergelijken.

2. Uit het verslag van ir. M. Verschaeve, blijkt dat na de eerste proefbelasting, de paal verder werd weggeheid, doch dat reeds op het peil $-12,28$ de absolute stuit werd verkregen, waaruit werd geconcludeerd dat op dit peil de onderste zandlaag was bereikt.

Er werd reeds vastgesteld dat dezelfde lagen in de diepsondeeringen ongeveer 1 meter lager dan ter plaatse van den proefpaal en van de boring moeten worden gezocht. Ter vergelijking zullen dus de resultaten van de diepsondeeringen gevonden omtrent het peil $-13,28$ worden gekozen.

Verder dient men uit de resultaten der diepsondeeringen af

te leiden dat ter plaatse van deze proeven een uit zuiver zand bestaande laag zeker eerst omtrent het peil $-14,50$ wordt bereikt. Uit het diagram der schijnbare wrijvingshoeken van de fig. 4 volgt overigens, dat deze vanaf het peil $-13,00$ regelmatig met de diepte toenemen. Ter plaatse van de diepsondeeringen wordt de kleilaag vanaf het peil $-13,00$ wellicht meer en meer zandhoudend om omstreeks het peil $-14,50$ practisch in zuiver zand over te gaan. De toename van den schijnbaren wrijvingshoek welke zich ter plaatse van de diepsondeeringen omtrent het peil $-13,00$ voordoet, vindt ter plaatse van den proefpaal reeds van af het peil $-12,00$ plaats.

Tijdens de tweede proefbelasting zat de paalpunt dus wel onder de kleilaag, echter nog niet in de zuivere zandlaag.

De kracht welke voor het wegdrücken van den tot het peil $-12,28$ reikenden paal noodig bleek, bedroeg 140 ton.

Op het peil $-13,28$, dat tot vergelijking wordt genomen, verkrijgt men uit de gemiddelde waarde der tusschen de peilen $-12,78$ à $-13,78$ gevonden resultaten der diepsondeeringen door de ruwe wijze van overdragen, welke tot de diagrammen 3 en 4 der bijlage 1 heeft geleid, circa 125 ton in diepsondeering I en circa 138 ton in diepsondeering II.

Uit de diagrammen 1 en 2, der bijlage 1 blijkt dat in de diepsondeering I de totale berekende indringingsweerstand voor 59 ton uit puntweerstand, en voor 66 ton uit wrijvingsweerstand zou bestaan, terwijl in diepsondeering II deze cijfers 66 ton respectievelijk 72 ton bedragen.

In de trekproef welke na de proefbelasting werd uitgevoerd, werd gevonden dat de wrijvingsweerstand langs den paalwand bij een trekkracht van 90 ton werd overwonnen. De wrijvingsweerstand langs den paal was dus $90 - 66 = 24$ ton (ds. I) en $90 - 72 = 18$ ton (ds. II) groter dan deze welke door de eenvoudige lineaire verhouding uit de resultaten der diepsondeeringen werd afgeleid.

Deze grootere wrijvingsweerstand is dan mogelijk een verklaring van het positief verschil van $140 - 125 = 15$ ton (d. s. I) en $140 - 138 = 2$ ton (d. s. II), welke tusschen de indringingsweerstand bij de proefbelasting en deze afgeleid uit de diepsondeeringen bestaat.

Tijdens de eerste proefbelasting had men integendeel een negatief verschil van 70 (77) — 115 = — 45 à — 38 ton (d. s. I), en 70 (77) — 128 = — 58 à — 51 ton (d. s. II). Ook dit negatief verschil werd aan de afwijking van den werkelijken wrijvingsweerstand t. o. v. den uit de diepsondeeringen berekenden wrijvingsweerstand toegeschreven. Zonder nadere verklaring komt men aldus met zich zelf in tegenspraak, aangezien men in het eene geval een positief en in het tweede een negatief verschil aan een en dezelfde oorzaak toeschrijft.

Deze schijnbare tegenspraak wordt echter gedeeltelijk door de mededeelingen van ir. M. Verschaeve opgeheven.

Uit deze mededeelingen blijkt immers dat de verschillende op den paal verrichte proefnemingen op volgende tijdstippen werden uitgevoerd :

1° proefheïing tot — 11,915	28 Mei 1936.
1° proefbelasting	3 Juni 1936.
2° proefheïing tot — 12,28	7 Juli 1936.
2° proefbelasting	1 September 1936.
trekproef	18 September 1936.

De 1° proefbelasting werd dus 6 dagen na het heien uitgevoerd. De 2° proefbelasting vond integendeel ongeveer 2 maand na de 2° proefheïing plaats.

Door de 1° proefheïing zijn de slib- en veenlagen zeker grondig verstoord geworden, en het is ook zeer waarschijnlijk dat de eerste dagen na het heien de wrijvingsweerstand er veel geringer zullen zijn geweest dan deze welke worden afgeleid uit hetgeen tijdens het voorzichtig wegdrücken van buizen van 3,6 cm, diameter werd gemeten.

Aangezien de 1° proefbelasting slechts 6 dagen na het inheien van den paal werd verricht, hadden de slib- en veenlagen zich nog maar zeer weinig van de door het heien ondergane verstoring kunnen herstellen. Dit verklaart dan het deficiet van circa 40 à 60 ton van de uitkomst der 1° proefbelasting t. o. v. de door ruwe overdracht uit de diepsondeeringen verkregen cijfers.

De 2° proefheïing heeft de slib- en veenlagen zeker veel minder verstoord dan de 1°, daar ze enkel een verplaatsing van den

paal van ±30 cm. ten gevolge had, en de paal tijdens deze verplaatsing aan den onderkant reeds over verscheidene meters in vastere lagen ingeklemd zat, zoodat gapingen tusschen den paal en de slappere veen- en sliblagen tijdens de 2° proefheïing wel niet zullen zijn voorgekomen.

Hierbij komt dan nog dat de 2° proefbelasting bijna 2 maand na de laatste proefheïing werd uitgevoerd, zoodat ten tijde van de 2° proefbelasting, en nog meer van de 17 dagen later verrichte trekproef, de slib- en veenlagen veel meer tijd hadden gekregen om zich gedeeltelijk van de verstoringen van het heien te herstellen, en op den paalwand grootere wrijvingskrachten te gaan uitoefenen.

Deze wrijvingskrachten kunnen belangrijk grooter worden dan deze welke, onder aanname van een eenvoudig lineair verband tusschen kracht en oppervlak van de paalwand uit de resultaten der diepsondeeringen worden afgeleid.

Dit is dan een mogelijke verklaring voor het positief verschil van circa 15 ton en 2 ton van de uitkomst der 2° proefbelasting en van circa 24 ton en 18 ton van de uitkomst der trekproef t. o. v. de door ruwe overdracht uit de diepsondeeringen verkregen cijfers.

Hierbij moge worden opgemerkt dat, als men niet te maken heeft met proefbelastingen waarbij steeds opzettelijk verplaatsingen van den paal worden teweeggebracht, maar wel met de werkelijke belastingsgevallen, voor dewelke de relatieve verplaatsingen van den paal t. o. v. den grond steeds zoo gering mogelijk worden gehouden, de wrijvingskrachten in de slib- en veenlagen niet gaan fungeeren als een weerstand, maar integendeel als een bijkomende belasting. Naarmate de slib- en veenlagen zich na het heien opnieuw consolideeren neemt dan de belasting op den paal in functie van den tijd op onzichtbare wijze toe. Het kan dan voorkomen, indien de paal zich met zijn punt in lagen met geringen indringingsweerstand bevindt, dat bij een constante uitwendige belasting of zelfs bij afwezigheid daarvan, op een bepaald oogenblik door de toename van de onzichtbare belasting de indringingsweerstand van de onder den paalpunt gelegen lagen wordt overschreden en deze, schijnbaar zonder reden, in den grond wegzinkt.

Aangezien ter plaatse van de Visschershaven de definitieve palen tot het peil $-14,00$, dus in een laag met betrekkelijk hooge indringingscijfers werden geheid, is deze laatste mogelijkheid hier wel uitgesloten.

Conclusies.

Uit de vergelijking van de resultaten der diepsondeeringen met deze der proefheijingen en proefbelastingen, verricht achter den kaaimuur van de Visschershaven te Oostende, kunnen volgende conclusies worden getrokken. :

1° De indringingsweerstanddiagrammen verkregen door toepassing van heiformules, hebben vrijwel denzelfden algemeenen vorm als deze verkregen uit de resultaten der diepsondeeringen;

2° Volgens de gebruikte heiformules kunnen voor den dynamischen indringingsweerstand totaal verschillende waarden worden verkregen;

3° In de zandlagen geeft de formule van Redtenbacher cijfers voor den dynamischen indringingsweerstand welke zeer goed met deze welke uit de diepsondeeringen voor den statischen indringingsweerstand werden verkregen, overeenstemmen.

In de kleilagen geeft deze formule integendeel waarden welke sterk van den statischen indringingsweerstand kunnen afwijken.

4° De belastingsproeven en trekproeven werden doorgedreven tot wanneer de belastingen werden bereikt onder dewelke den grond volledig begaf.

Uit de studie van de aldus verkregen waarden mag men afleiden dat de uit de diepsondeeringen afgeleide cijfers voor den paalpuntweerstand, van dezelfde orde van grootte zijn als deze welke door de proefbelastingen en de trekproef werden bepaald.

Voor de waarden van den wrijvingsweerstand langs den paalwand bestaan integendeel, belangrijke afwijkingen, welke o. m. worden toegeschreven aan het feit dat in de slib- en veenlagen

de zijdelingsche weerstand een functie is van den tijd verlopen na het inheien, terwijl deze weerstand daarenboven een zeer ingewikkelde functie is van den vorm en afmetingen van den paal en van de buizen van het diepsondeerapparaat, en ook van de wijze op dewelke de paal en de buizen van het diepsondeerapparaat doorheen de slib- en veenlagen worden heengedreven.

5° Met inachtname van het 4°, kan de vergelijkende tabel I worden opgesteld.

De uit de resultaten der diepsondeeringen afgeleide cijfers dezer tabel zijn verkregen door de gemiddelde waarde te berekenen van de resultaten welke $0^m,50$ boven en $0^m,50$ onder het overeenkomstig peil van den punt van den proefpaal werden gevonden.

Het maximum procentueele verschil welke tusschen de resultaten der diepsondeeringen en der proefbelastingen wordt gevonden, bedraagt 83 t. h., het minimum verschil 1,4 t. h.

Wegens den grooten invloed welke in het hier beschouwde geval de zijdelingsche wrijving op het totale draagvermogen heeft, en de betrekkelijke veranderlijkheid der grondlagen, zijn de verkregen verschillen als betrekkelijk gering te beschouwen. Zij toonen overigens aan dat ook met de resultaten van proefbelastingen voorzichtig moet worden omgegaan, daar de wrijvingsreacties langs den omtrek van een paal in klei- en veenlagen een zeer ingewikkelde functie zijn van de manier op dewelke de paal werd ingedreven, van den tijd verlopen na het indrijven van de paal, en van de relatieve verplaatsing van de paal t. o. v. den grond;

6° De algemeene conclusie van voorgaande beschouwingen mag zijn dat uit de resultaten der diepsondeeringen, vrij betrouwbare gegevens voor de keuze van de lengte der palen en betreffende het nuttig draagvermogen der palen worden verkregen, echter op voorwaarde dat bij de interpretatie van de resultaten der diepsondeeringen alle factoren welke bij het overdragen van deze resultaten op het geval der palen een nadeelingen invloed kunnen uitoefenen, in rekening worden gebracht.

*Laboratorium voor Grondmechanica,
Gent, April 1940.*

TABEL. I.

Proefbelastingen op paal 0,40 × 0,40			Resultaten der diepsondeeringen			Verschil		
	Totale statische indringingsweerstand	Verplaatsing van den paalpunt tijdens de proef	Opmerkingen	Puntweerstand	Weerstand door zijdelingsche wrijving	Totale indringingsweerstand	Absolute waarde	In o/o
1 ^e proefbelasting — 11.915	70 à 77 ton.	12 cm.	Proefbelasting 6 dagen na het inheien.	I. 53 ton. II. 54 ton.	62 ton. 74 ton.	115 ton. 128 ton.	-45 à -38 t. -58 à -51 t.	64 o/o à 54 o/o 83 o/o à 73 o/o
2 ^e proefbelasting — 12.28	140 ton.	4,6 cm.	Proefbelasting + 2 maand na het inheien.	I. 59 ton. II. 66 ton.	66 ton. 72 ton.	125 ton. 138 ton.	+ 15 ton. 2 ton.	11 o/o 1,4 o/o
Trekproef. — 12.28	90 ton.	15,2 cm.	Trekproef + 2 1/2 maand na het inheien.		I. 66 ton. II. 72 ton.		+ 24 ton. 18 ton.	27 o/o 20 o/o

LITERATUURLIJST

- 1^o De weerstand van paalpunten in zand — Prof. ir. Keverling Buisman — *De Ingenieur*, 1935, n^{rs} 14 en 18.
- 2^o Betonnen proefpaal geheid, belast en getrokken op de Visschershaven te Oostende — ir. M. Verschaeve. *Tijdschrift Openbare Werken van België*, Oktober 1937.
- 3^o Verklarende Nota betreffende de resultaten der uitgevoerde diepsondeeringen voor de studie van de fundeeringen der te bouwen Mollbrug over de Nethe te Lier. *Tijdschrift der Openbare Werken van België*, April 1938.
- 4^o Proefbelastingen op palen te Zwijndrecht, door ir. G. C. Boonstra, *Openbare Werken*, 28 Augustus, 11 September, 6 November 1936.
- 5^o Grondonderzoek voor de brug over de Oude Maas te Dordrecht, door ir. T. K. Huizinga, *Openbare Werken*, 28 Augustus, 11 September, 6 November 1936.
- 6^o Eenige beschouwingen over den puntweerstand van palen, door ir. G. C. Boonstra, *De Ingenieur*, N^o 8-23 Februari 1940.