

EMPLEO DE LÓDOS TIXOTROPICOS EN OBRAS DE INGENIERIA CIVIL

Por LUIS FERNANDEZ-RENAU

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M. S.
Cimentaciones Especiales, S. A.
Procedimientos Rodlo.

"Se concluye aquí el artículo, iniciado en nuestro número de septiembre y continuado en el de octubre, con una exposición teórica del mecanismo de soportes de las zanjas rellenas de lodos bentoníticos".

(Conclusión.)

VII. El mecanismo de soporte de una zanja rellena de lodo bentonítico.

VII.1. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA.

Es un hecho incontestable que zanjas abiertas, cuyas paredes se desmoronarían, se mantienen sin embargo estables cuando están llenas de lodos bentoníticos. Y es también incontestable, en la hora actual, que no es posible explicar satisfactoriamente el mecanismo en virtud del cual la bentonita opera el milagro. Justo es reconocer que si el mecanismo estabilizador es confuso, tampoco las causas que provocan la inestabilidad se dejan dominar por los números o pueden ser introducidas en los cálculos — más bien estimaciones — de una manera precisa. Ciertamente, sí, que su explicación física es clara, en tanto que el mecanismo de soporte de los lodos bentoníticos ni es físicamente bien conocido, ni lo es, por tanto, su estimación por vía de cálculo.

Empecemos por lo más conocido: las fuerzas o causas que provocan la inestabilidad de las paredes de una zanja abierta en el suelo.

En general, existe una capa freática alta, sede de unos empujes hidrostáticos sobre las paredes verticales, inequívocamente conocidos y fáciles de introducir en el cálculo.

Siempre existe el empuje del terreno sobre la pared un empuje activo. Los empujes activos dependen de la deformación de la pared, revestida por el "cake" de bentonita. No existe aquí una frontera rígida o de flexibilidad estructural conocida, como en los empujes sobre muros o tablestacas. Como los métodos de perforación con lodos bentoníticos dejan pasar el útil perforador al progresar la ejecución de la zanja y no provocan apreciable asiento de la super-

ficie horizontal del terreno, el volumen excavado se aproxima mucho al volumen teórico de la zanja, cuyas paredes deben desplazarse hacia el interior de la misma en pequeña cuantía a la escala milímetro. Los empujes activos no deben, en consecuencia, diferir mucho de los empujes al reposo (véase fig. 29).

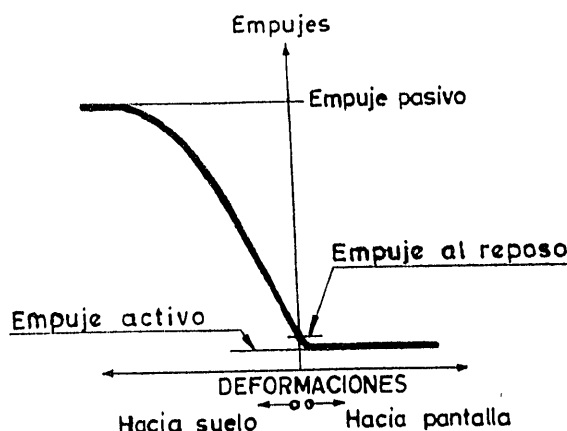


Fig. 29. — Empujes del terreno.

Los empujes activos deben reducirse por "efecto bóveda" del terreno, ya que la longitud de cada tramo parcial de pantalla excavado (panel) es reducida. Existe una descarga de dichos empujes hacia el terreno no excavado próximo a los extremos del panel.

Los edificios cercanos representan una carga vertical en superficie que, normalmente, se estima muy desfavorablemente, olvidando la resistencia estructural de los mismos, que implica, muchas veces, una seguridad adicional de la zanja, que arbitrariamente se adjudica al lodo de bentonita. Olvidar esta circunstancia en el

cálculo de la pantalla de hormigón definitiva implica una mayor seguridad dentro de los límites amplios de (im) precisión, inherentes al cálculo usual de empujes de tierras. Sin embargo, en la justificación del soporte de la pared por la bentonita, tal olvido puede conducir a errónea adjudicación de méritos al lodo. Otro tanto puede decirse cuando la pantalla se ejecuta junto a cimentaciones por zapata continua, pues los paneles de ejecución de la zanja suelen ser solamente una pequeña fracción de la longitud de la zapata continua.

circunstancia. Ni unas, ni otras, van acompañadas de un conocimiento minucioso de todas las posibles causas de inestabilidad, o de una cuidadosa caracterización del subsuelo. Normalmente, la sustitución del lodo por agua clara, va seguida del desmoronamiento de las paredes de la zanja, y bueno es recordarlo.

Pero adúzcanse pros o contras al "milagro" poder de la bentonita, ¿cómo explicar los casos claros de desequilibrio "teórico", que van acompañados del éxito?

Ejemplo: En la ejecución del "metro" de

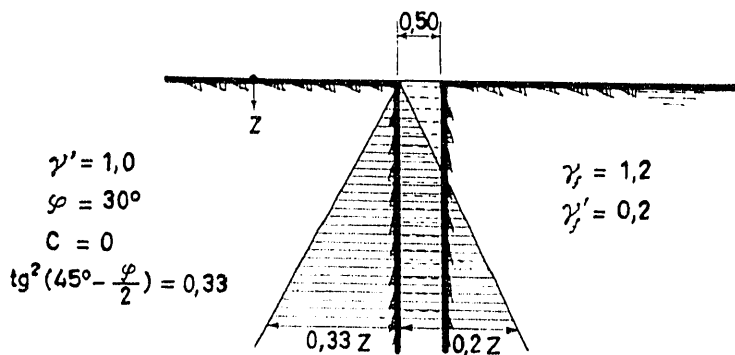


Fig. 30. — Esquema de presiones sobre la pared de la zanja ("metro" de Milán).

Las edificaciones cercanas a la zanja constituyen un elemento inestabilizador de sus paredes en medida no cifrable, seguramente menor que lo que corrientemente se presume.

Frente a estas acciones exteriores, tendentes a provocar el colapso de la zanja, se dispone, en primera línea, del empuje hidrostático del lodo, sólo ligeramente superior al del agua un 10 por 100 digamos.

Esquemas elaborados a partir de las anteriores consideraciones, no permiten explicar la realidad de muchos casos prácticos, resueltos con pleno éxito.

Se dirá que numerosos factores, posiblemente existentes, son desconocidos (estado tensional espacial, estructuras geológicas, efectos de bóveda que descargan capas profundas a expensas de otras más resistentes, cohesión aparente, presiones intersticiales...) y se dirá que los cálculos se hacen, muchas veces, sin un buen conocimiento de las características geotécnicas (ángulo de rozamiento y cohesión de las distintas capas, especialmente).

Se encontrarán efectivamente citas de zanjas en equilibrio, después de vaciadas, y citas de su más lógico desmoronamiento ante una tal

Milán se excavaron, con el auxilio de lodos de bentonita, zanjas de 0,50 m. de ancho, 3 m. de longitud y 4 m. de profundidad, en un terreno totalmente incoherente, con la capa freática alta. El sencillo esquema de la figura 30 no permite deducir un equilibrio que en la realidad se dio. Aún más, no se conoce ningún caso en que no se haya tenido éxito al intentar mantener abiertas las paredes de una zanja mediante lodos de perforación, si bien pueden surgir serias dificultades, a veces, en terrenos de gravas sueltas, limos poco coherentes y rellenos recientes.

Deben, por tanto, existir otras causas, todavía desconocidas.

Parece interesante pasar rápida revista a las orientaciones infructuosas ya dadas a este problema, siquiera sea por evitar pérdidas de tiempo a futuros estudios. En todo caso, hay ideas muy interesantes, propuestas por los investigadores del tema, ideas que si bien por sí solas no traen la luz, pueden muy bien ser concausas para la explicación del complejo fenómeno.

Faltan mediciones sobre casos reales y los experimentos de laboratorio son de difícil interpretación.

Que el secreto está en las suspensiones coloi-

dales parece fuera de duda. En efecto, suspensiones de igual densidad, una de bentonita y otra de barita, han conducido, respectivamente, al soporte y al desmoronamiento de una zanja.

De primordial importancia es, desde luego, la existencia de una pastilla ("cake") de bentonita en las paredes de la zanja, formada por filtración de la suspensión hacia el exterior de la zanja. El "cake", junto al efecto arco o bóveda, basta para comprender el equilibrio de las perforaciones cilíndricas en terrenos puramente incoherentes, y ello es sabido hace mucho tiempo por los petroleros.

Según Hetzel [27], el espesor del anillo "S", inyectado por el lodo, necesario para mantener una perforación de radio "R₀", viene dado por la fórmula:

$$S = R_0 \left(\sqrt{1 - \frac{1}{c \lg \left(45 + \frac{\sigma}{2} \right)}} - 1 \right),$$

donde:

σ : presión de las tierras sobre la pared del cilindro excavado, cuenta habida del "efecto arco".

c : cohesión prestada al terreno por el lodo inyectado.

φ : ángulo de rozamiento interno.

Sin embargo, los espesores de la zona del terreno, "contaminada" por la bentonita, son, según la anterior fórmula, superiores a los pocos milímetros que se observan en arenas finas, por ejemplo. Y es que las propiedades "secretas" del lodo, que hacen posible la apertura de zanjas en el terreno, naturalmente tienen que hacer superabundante el equilibrio de una perforación cilíndrica. En efecto, fue a partir de estas perforaciones, convertidas en pilotes de hormigón tangentes, como se llegó a la solución atrevida de excavar zanjas.

Se ha adelantado la idea de que las suspensiones concentradas de bentonita, no siguen una ley hidrostática de presiones (Lorenz). Aun siendo así, la pequeña concentración de los lodos empleados en la práctica, y el hecho de que muchos métodos constructivos implican la continua circulación del lodo, hacen difícil imaginar que la suspensión llegue a poseer apreciable resistencia al corte. Volveremos sobre ello.

VII.2. DIVERSAS HIPÓTESIS.

Pasemos, pues, a las diversas hipótesis, que conocemos:

A) Hipótesis basada en las fuerzas electroosmóticas (Veder).

B) Hipótesis basada en la llamada ósmosis anormal (Franke).

C) Hipótesis basada en la propia resistencia del lodo (Morgenstern).

A) *Hipótesis basada en las fuerzas electroosmóticas.*

Descubierta en 1807 por Reuss, fue preciso esperar a 1935 para que la electroósmosis resucitase a la vida de la Ingeniería Civil. Imposible y fuera de lugar, el extenderse aquí en la compleja tecnología de la electroósmosis, parece adecuado, sin embargo, recordar sus principios.

Según Helmholtz, en un tubo capilar lleno de agua hay que distinguir entre agua libre y lo que él denominó capa doble. En el agua adyacente a las paredes del tubo, se admite la existencia de una capa, muy pequeña respecto al espesor de la capa doble, ligada fijamente a la pared y normalmente cargada negativamente (fig. 31).

La otra parte de la capa doble es una capa móvil, normalmente cargada positivamente. (Este concepto ha sido posteriormente refinado, y se admite que la capa móvil es una capa difusa.)

Si se aplica un potencial eléctrico externo, las cargas positivas tienden hacia el cátodo y arrastran las moléculas de agua de la capa móvil, que a su vez, arrastran al agua libre que llena el capilar. Este es el fenómeno de la electroósmosis. El potencial existente entre las partes fija y móvil de la capa doble, se designa por potencial ζ . Helmholtz da esta expresión para el caudal en un tubo capilar:

$$q_e = \frac{D\zeta}{4\mu} \cdot r^2 \cdot \frac{E}{L},$$

donde:

E : potencial eléctrico.

D : constante dieléctrica (ley atracción electrostática de masas).

μ : viscosidad dinámica del agua.

r, L : radio, longitud del capilar.

Por analogía, se designa por gradiente de potencial:

$$i_e = \frac{E}{L}.$$

Resulta así, siendo a el área del capilar: $q_e = C \cdot a \cdot i_e$ y la velocidad será: $v_e = C \cdot i_e$.

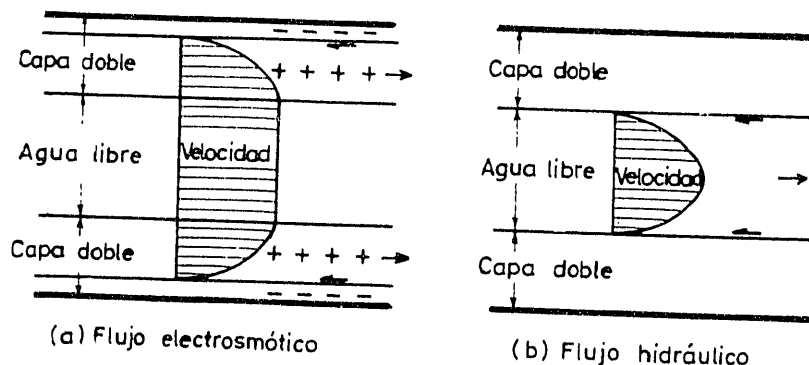


Figura 31.

Con referencia a un grupo de capilares, puede escribirse:

$$v_e = k_e \cdot i_e,$$

k_e es el coeficiente de permeabilidad electroosmótica, que no depende del tamaño de los ca-

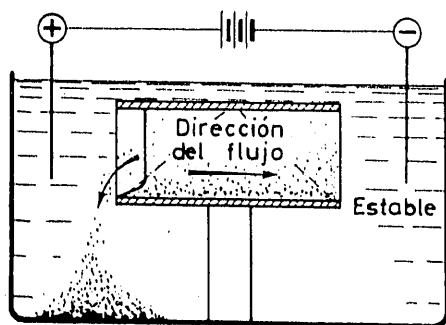


Fig. 32. — Experiencia electrosmótica (L. Casagrande).

Independientemente de Veder [29], Nash y Jones [20], han medido en el laboratorio diferencias de potencial del orden de 40 mV. entre lodo y terreno. Veder afirma haber comprobado que el lodo tiene carga negativa y el terreno positiva. Recuerda entonces Veder la experiencia de L. Casagrande [5], representada en la figura 32.

En este ensayo, el agua atraviesa el polvo de roca en dirección al cátodo. El extremo de la probeta de suelo, próximo al cátodo, pese a carecer de cohesión, se mantiene vertical, en tanto que se desmorona el extremo próximo al ánodo.

Nash y Jones atribuyen la diferencia de potencial a que el "cake" constituye una membrana selectiva a los iones. La diferencia de concentración de iones, a un lado y otro de la mem-

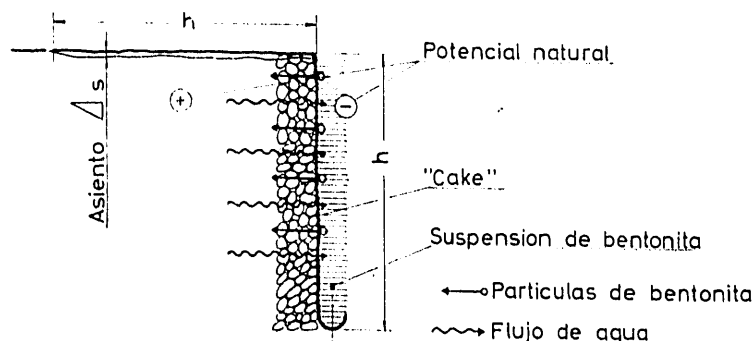


Fig. 33. — Mecanismo electrosmótico (Veder).

brana, es causa de la diferencia de potencial, que constatan experimentalmente usando un papel de filtro como separador entre un lodo al 5 por 100 y una disolución de CO_3Na_2 .

Veder traduce el anterior ensayo de Casa-grande a la realidad en la forma indicada en la figura 33. Así, justifica que las partículas de bentonita se fijan a la pared y entre agua del exterior a la zanja, con lo que "el anclaje del film a la pared parece asegurado".

Sin embargo, parece improbable la existencia de una diferencia de potencial entre zanja y zonas del terreno, suficientemente alejadas de la misma para asegurar un posible "anclaje", fuera de probables cuñas de deslizamiento.

Además, en terrenos incoherentes $\left(\frac{K_e}{K_h} < 10\right)$, los potenciales medidos (30-40 mV.) no pueden conducir a esfuerzos cataforéticos (tracción anódica) apreciables. Y a mayor abundamiento, después de las experiencias de Bernatzik [2], se admite no resulta ninguna fuerza en un terreno, sin carga hidráulica, exclusivamente drenado por electroósmosis, pues la tracción anódica se equilibra con la presión de corriente del agua circulante por electroósmosis.

Franke [10] ha mostrado que puede existir equilibrio en la pared de la zanja, cuando se cambian los signos del potencial eléctrico dentro y fuera de ella. Veder [29], en cambio, muestra ensayos en zanjas, a la escala laboratorio, en que un potencial externo del mismo signo que el "natural" (— en la zanja y + en el terreno), permite rebajar apreciablemente el nivel de la bentonita, sin que se alcance el desmonoramiento, en tanto que, con iguales niveles, dentro y fuera de la zanja, se pierde la estabilidad al introducir un potencial de signo contrario al designado "natural".

Nash y Jones citan un ensayo en que la estabilidad de las paredes de la zanja, no se vió afectada por el hecho de anularse la diferencia de potencial entre la arena y el lodo.

Para un coeficiente de permeabilidad del "cake", $K = 10^{-8}$ cm./seg., y un potencial, $U = 30$ mV., Veder calcula una altura electroosmótica equivalente:

$$H_E = \frac{K_e}{K} U = 150 \text{ cm.},$$

altura que corresponde al orden de magnitud de 1 Tn./m.², encontrado en ensayos triaxia-

les [30], como valor del empuje vertical sobre el "cake" de bentonita. Debe admitirse se trata de una coincidencia.

No parece tampoco aceptable la existencia de asientos de 2-3 mm. en el terreno horizontal próximo a la zanja, que Veder [31] interpreta como prueba de consolidación del terreno por electroósmosis. Aun aceptadas las nivelaciones que reflejaron dichos asientos, es más lógico buscar su causa en la pequeña deformación de las paredes de la zanja. En la construcción de los sótanos de la Caja de Ahorros de Sevilla, edificios medianeros en estado ruinoso, toleraron mejor la apertura de las zanjas, excavadas con lodos bentoníticos, que la propia deformación de la ménsula de hormigón armado, cuando se practicó la excavación general del recinto de sótanos. Ciertamente que en este comportamiento juega la longitud limitada de los paneles de la pantalla continua; este caso se cita como ejemplo, no ya sólo de la bondad del sistema, sino del pequeño orden de magnitud que efectivamente cabe esperar de los asientos de la superficie del terreno, asientos que creemos van asociados a la deformación de las paredes de la zanja, lejos, desde luego, de los empujes activos habituales en los métodos corrientes de excavación con entibaciones, donde los desplazamientos horizontales y asientos, más bien tienen la escala centímetro.

Antes hemos citado ensayos triaxiales de Veder [30] sobre probetas de arena fina, previamente mantenidas en un baño de lodo. Aparte de los efectos escala y geometría para poder traducir el ensayo a la realidad, debe pensarse que el diagrama de Mohr engloba la propia resistencia a tracción del "cake", la rigidez del lodo de bentonita usado como fluido en la cámara del aparato triaxial y las pérdidas de carga en los tubos de conexión entre cámara y dispositivo de medición de presiones.

Si en la naturaleza existiese una fuerza sobre el "cake" de 1 Tn./m.², de origen eléctrico, ello no quedaría comprobado por el citado ensayo triaxial.

La existencia de una presión de origen electroosmótico sobre las paredes de la zanja, está en contradicción con teoría y experiencia en el campo de la electroósmosis.

En cambio, es segura la expulsión de agua hacia el exterior de la zanja y la creación de un "cake impermeable", cuya formación y estabilidad pueden tener origen eléctrico y verse favore-

cidas por un mecanismo análogo a la constatación hecha en el experimento anterior (fig. 32), en que, sin bentonita, el polvo de roca se mantuvo en equilibrio del lado del cátodo.

B) Hipótesis basada en la ósmosis anormal.

Una membrana, que no es un separador total entre dos soluciones de distinta concentración, posee un cierto "potencial de membrana". Mediando ciertas condiciones en la membrana, así como en los electrolitos y en su propia concentración, se verifica el paso del agua desde la solución más concentrada a la menos — razón por la que se habla de ósmosis anormal —, por un mecanismo electroosmótico, tal como el de la figura 34.

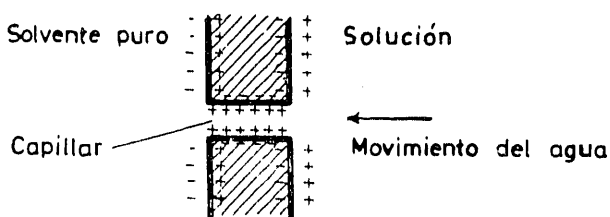


Fig. 34. — Mecanismo ósmosis anormal.

Se crean corrientes eléctricas en sentidos opuestos a través de los poros y de las paredes "sólidas" o muy impermeables, corrientes que causan la citada circulación de agua.

Este es el fenómeno de la ósmosis anormal con que Franke [10] ha adelantado una elegante hipótesis para explicar el fenómeno de sostenimiento de las paredes de una zanja rellena de bentonita. En este caso, la membrana es el "cake", que actúa como bomba, que fuerza agua de dentro afuera de la zanja. Se crea así una circulación en el seno del lodo. En la suspensión tixotrópica existe una cierta estructura — en reposo se concibe tal estructura mucho mejor que en movimiento —. Por la tendencia de los coloides a orientar a su alrededor a las moléculas de agua, por fuerzas de adsorción, dicha estructura se opone a la circulación de agua en el seno del lodo, con lo que aparecen presiones de corriente, que se suman a la gravedad, y suponen un aumento de la presión sobre las paredes de la zanja, por encima de su valor hidrostático. Cifrar este efecto es difícil.

Admitida la invariabilidad en las propieda-

des del lodo — especialmente durante el proceso de ejecución de la zanja —, si se hace la hipótesis de que su estructura es poco compresible y está superficialmente recubierta por una capa de agua, a través de la teoría de la electro-

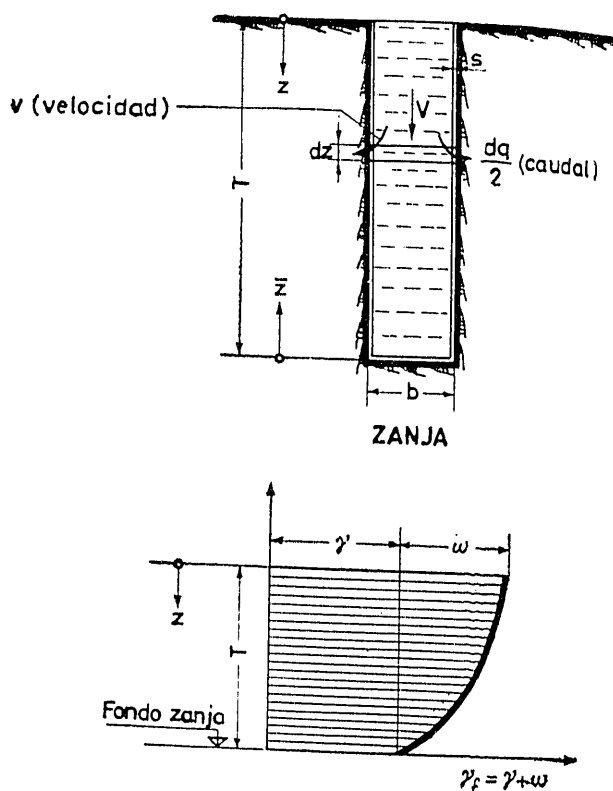


Fig. 35. — Hipótesis de Franke. Fuerzas unitarias.

ósmosis puede llegarse a un gradiente hidráulico " i_h " en el seno del lodo, al que corresponde una fuerza de volumen $w = \gamma_w \cdot i_h$, que se suma a la gravedad (γ_w , peso específico del agua).

La figura 35 da la variación de " w " con la

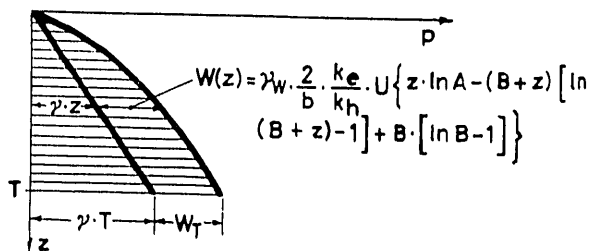


Fig. 36. — Hipótesis de Franke. Empujes totales.

profundidad, cuya integración a lo largo de la pared de la zanja se representa en la figura 36. La notación empleada se aclara en el croquis: "U" es el potencial de membrana y "W" la fuer-

za de corriente resultante por el mecanismo descrito.

He aquí el detalle de los cálculos, debidos a Franke [10]:

$$v \approx \frac{K_e U}{T - \bar{z} + s + u b} \left(0 < u < \frac{1}{2} \right)$$

$$v \cdot 2 d \bar{z} = 2 K_e \cdot U \ln \frac{A}{A - \bar{z}}; \text{ siendo: } T + s + u b = A \\ s + u b = B$$

$$v \sim \frac{q}{b} \sim K_h \cdot i_h$$

$$\omega = \gamma_w \cdot i_h = \gamma_w \cdot \frac{q}{b K_h}$$

$$\omega = \gamma_w \cdot \frac{2}{b} \cdot \frac{K_e}{K_h} \cdot U \cdot \ln \frac{A}{A - z}$$

$$W(z) = \int \omega \cdot dz = \gamma_w \cdot \frac{2}{b} \cdot \frac{K_e}{K_h} \cdot U \{ z \ln A - (B + z) [\ln(B + z) - 1] + B [\ln B - 1] \}$$

Los valores de " i_h ", y en consecuencia los de " u " y " $W(z)$ ", serán menores que los calculados, en virtud de la falta de rigidez del esqueleto, rigidez supuesta como expediente de cálculo. Sin embargo, aun con pequeños potenciales de 50-100 mV. — como son los medidos en la realidad —, puede llegarse a importantes fuerzas.

En el transcurso del tiempo, según Neumeier [21], se observa una mayor concentración de la bentonita en la zanja, que indicaría la expulsión de agua fuera de aquella, lo que es conforme a la hipótesis de Franke. Se llega así a una rigidez del lodo en que habría que distinguir en qué medida es un efecto tixotrópico y un efecto de mayor concentración.

Mientras no se hagan mediciones en zanjas reales, particularmente determinaciones de presiones con la profundidad, la hipótesis de Franke queda en eso, hipótesis, como reconoce su autor. Es una idea muy interesante, a nuestro entender, más coherente que la hipótesis de Veder.

En las zonas de flujo del lodo, provocado por los sistemas de ejecución con circulación, no es de excluir el efecto favorable a la estabilidad de las paredes, procedente de la propia presión de corriente, debida a la circulación. Sin embargo, durante tal ejecución se concibe mal que sea de aplicación la hipótesis de Franke.

C) Hipótesis basada en la propia resistencia del lodo [18].

Morgenstern [18] considera las ecuaciones de equilibrio en un elemento de lodo:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0,$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} - \gamma_f = 0.$$

(γ_f : densidad del lodo)

Considerando el lodo como puramente cohesivo, la condición de plasticidad es:

$$(\sigma_x + \sigma_y)^2 + 4 \tau_{xy}^2 = 4 c_f^2,$$

donde " c_f " sería la resistencia al corte del lodo.

Con estas ecuaciones y las condiciones en los límites, para una zanja de ancho $2a$, resulta una tensión horizontal:

$$\sigma_y = \gamma_f \cdot y + \frac{c_f \cdot y}{a} + \frac{\pi c_f}{2}.$$

Nótese que este resultado no es otra cosa que la superposición al empuje hidrostático de la presión necesaria para la expulsión del lodo entre dos placas rígidas, problema resuelto por Prandtl y Tresca.

La tensión vertical resulta apreciablemente aumentada sobre el valor hidrostático, tanto más cuanto mayor es la "cohesión" del lodo y menor el ancho de la zanja.

VII.3. ESTIMACIÓN DE LA ESTABILIDAD.

Revisadas las tres hipótesis, A), B) y C), en busca del mecanismo de soporte de las zanjas excavadas con lodos, no podemos encontrar una teoría satisfactoria que nos permita introducir una mayor precisión en nuestras estimaciones. Nos tendremos que limitar a expresar el equilibrio entre los empujes del terreno y el empuje hidrostático del lodo, admitiendo que el colapso de las paredes se producirá según cuñas — o círculos — de deslizamiento. En último término, valoraremos el aumento del coeficiente de seguridad que supone la propia resistencia del lodo — anterior apartado C) —. Distingui-

remos terrenos coherentes e incoherentes, siguiendo a Nash y Jones [20].

VII.3.1. Zanjas en terrenos coherentes.

Al cortar la arcilla, la presión sobre la cara vertical se reduce de la presión al reposo a cero, con lo que resulta una tensión en el agua intersticial que, unida a la propia presión del lodo, hace que penetre agua en la arcilla, que consecuen-

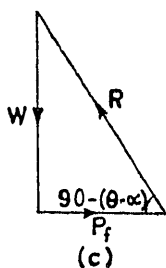
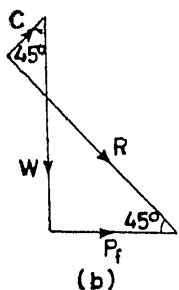
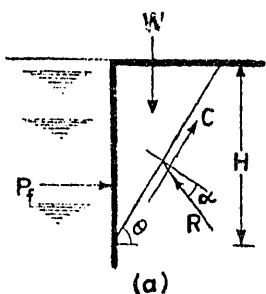


Fig. 37. — Esquemas para cálculo de estabilidad de la pantalla.

temente se reblandece localmente. La inmersión de probetas de arcilla en un lodo permite apreciar una pérdida en su resistencia a compresión simple, tanto mayor cuanto menor es su diámetro y mayor el tiempo de inmersión. Con probetas de ϕ 1 1/2" la resistencia a las ocho horas puede llegar a un 5-10 por 100 de la inicial. Con probetas ϕ 4" puede apreciarse cómo el aumento del contenido de humedad en el centro es moderado y crece continuamente hacia la periferia. Estas constataciones se han hecho también en las paredes de zanjas reales, y aun de pilotes perforados simplemente con agua, particularmente cuando en el agua intersticial hay succiones, debidas a la existencia de una capa freática profunda.

Admitiendo que la zanja está abierta unos días, no existe cambio en las tensiones efectivas del suelo ($\phi = 0$). En el supuesto de que la membrana, sin resistencia propia, actúa como

una separación impermeable entre lodo y terreno, con el esquema de la figura 37 es fácil llegar a un coeficiente de seguridad, referido a la cohesión " c_u " de la arcilla ($\alpha = 0$):

$$F = \frac{4 c_u}{H (\gamma - \gamma_f)}$$

γ : peso específico de la arcilla saturada.

γ_f : peso específico del lodo.

Cuando no existe lodo ($\gamma_f = 0$), se tiene el valor correspondiente a un talud vertical en arcillas, analizado hace un par de siglos por Coulomb.

Existen circunstancias desfavorables no tenidas en cuenta por la fórmula, tales como posibles grietas de tracción en la arcilla.

El aumento del coeficiente de seguridad logrado por el lodo es, por tanto:

$$1 - \frac{\gamma_f}{\gamma}$$

es decir, normalmente, del orden 2.

Grosso modo, el lodo permite alcanzar profundidades del orden del doble que las posibles sin él.

Existen también circunstancias que introducen un aumento en el coeficiente de seguridad, como es la existencia de succiones en el agua intersticial de la arcilla situada por encima del nivel freático, aumento que puede ser importante.

VII.3.2. Zanjas en terrenos incoherentes secos.

El ángulo de rozamiento interno se designa por ϕ_u . En tal caso, no existe cohesión ($c_u = 0$). Con referencia a la figura 37 (c), se tiene:

$$\frac{W}{P_f} = \operatorname{ctg} (\theta - \alpha) = \frac{\frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 \cot \theta}{\frac{1}{2} \gamma_f \cdot H^2} \quad (a)$$

$$\operatorname{tg} (\theta - \alpha) = \frac{\gamma_f}{\gamma} \operatorname{tg} \theta;$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \left(1 - \frac{\gamma_f}{\gamma} \right) \frac{\operatorname{tg} \theta}{1 + \frac{\gamma_f}{\gamma} \operatorname{tg}^2 \theta} \quad \frac{\gamma_f}{\gamma} \operatorname{tg} \theta = \operatorname{tg} \psi;$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} (\theta - \psi) \quad (b)$$

La condición para que "tg α " sea máximo es:

$$\frac{d\psi}{d\theta} = 1,$$

es decir:

$$\frac{1}{\cos^2 \psi} = \frac{\gamma_f}{\gamma} \cdot \frac{1}{\cos^2 \theta},$$

o sea:

$$\operatorname{tg}^2 \theta = \frac{\gamma}{\gamma_f},$$

o bien:

$$\operatorname{tg}^2 \psi = \frac{\gamma_f}{\gamma}.$$

Por tanto, la condición de máximo es:

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{ctg} \theta.$$

Con ello (b) resulta:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg}^2 \theta - 1}{2 \operatorname{tg} \theta},$$

es decir:

$$-\operatorname{ctg} \alpha = \operatorname{tg} 2 \theta,$$

o sea:

$$\theta = 45^\circ + \frac{\alpha}{2}.$$

Este valor, sustituido en (a), da:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\gamma - \gamma_f}{2 \sqrt{\gamma \cdot \gamma_f}}.$$

Definido el coeficiente de seguridad F por:

$$F = \frac{\operatorname{tg} \varphi_d}{\operatorname{tg} \alpha},$$

resulta:

$$F = \frac{2 \sqrt{\gamma \cdot \gamma_f}}{\gamma - \gamma_f} \cdot \operatorname{tg} \varphi_d.$$

El coeficiente de seguridad resulta, en arenas secas, independiente de la profundidad y además muy amplio en todo caso, pues una disminución de " φ_d " va acompañada de disminu-

ción de " γ " y, por tanto, F resulta ser poco sensible a la compacidad de la arena. Este coeficiente es todavía mayor si la arena está húmeda y existe cohesión aparente, o si existe cualquier tipo de cementación química.

VII.3.3. Zanjas en terrenos incoherentes sumergidos.

Si el nivel freático coincide con la superficie del terreno, en la anterior relación para arenas secas, procede ahora introducir los valores del peso específico del terreno sumergido " γ " y del empuje del lodo reducido en el empuje hidrostático de la capa freática, a saber:

$$\gamma' = \gamma - 1; \quad \gamma'_f = \gamma_f - 1;$$

$$F = \frac{2 \sqrt{\gamma' \cdot \gamma'_f}}{\gamma' - \gamma'_f} \cdot \operatorname{tg} \varphi_d.$$

El coeficiente de seguridad resulta muy precario y, de nuevo, independiente de la profundidad. La introducción de los valores indicados en la figura 30, caso del "metro" de Milán, daría:

$$\gamma' = 1; \quad \gamma'_f = 1,2; \quad \gamma'_f = 0,2; \quad \varphi_d = 30^\circ;$$

$$F = 0,05.$$

Siguiendo el consejo de Nash y Jones [20], hubiera habido que aumentar la densidad del lodo, por adición de minerales pesados, hasta obtener $F > 1$. Sin embargo, nada de eso fue necesario. Como ya se ha indicado repetidamente, queda por descubrir la causa oculta, responsable de la estabilidad, que, por otra parte, es holgada en los casos de arcillas y arenas secas, según demuestran los cálculos precedentes y confirma la realidad.

Según Morgenstern, la resistencia pasiva del lodo será:

$$P_f = \gamma_f \cdot \frac{H^2}{2} + \frac{c_f \cdot H^2}{2a} + \frac{\pi}{2} \cdot c_f \cdot H.$$

Es decir, para una profundidad de 10 metros, como en el "metro" de Milán:

$$P_f = 1,2 \cdot \frac{10^2}{2} + \frac{0,05 \cdot 10^2}{0,50} + \frac{\pi}{2} \cdot 0,05 \cdot 10 \approx$$

$$= 60 + 10 + 0,8 = 71,8 \text{ Ton/m.l.}$$

(Se ha supuesto para el lodo: $c_f = 5 \text{ gr./cm}^2$)

Esto equivaldría a tener un lodo sin resistencia propia de peso específico:

$$\gamma_f = 1,4.$$

Introduciendo en la anterior fórmula un valor $\gamma'_f = 0,4$, tendríamos:

$$F = 1,2,$$

lo que podría estar en buena concordancia con la realidad, pues las zanjas resultaron ser estables.

Sin embargo, valores de la rigidez o umbral de cizallamiento, del orden del gr./cm.², para lodos habituales con 6-8 por 100 de concentración de una buena bentonita, se obtienen después de seis-ocho horas de gelación tixotrópica, normalmente.

VII.3.4. Corrección de las anteriores fórmulas para tener cuenta de la propia resistencia del lodo.

Terrenos coherentes:

$$F = \frac{4 c_u}{\gamma H - \gamma_f H - \frac{c_f H}{a} - \pi c_f}.$$

El término " πc_f " puede desprejarse:

$$F = \frac{4 c_u}{H \left(\gamma - \gamma_f - \frac{c_f}{a} \right)}.$$

Terrenos incoherentes totalmente sumergidos:

$$F = \frac{2 \sqrt{\gamma' \cdot \gamma_f''}}{\gamma' - \gamma_f''} \cdot \lg z_d.$$

$$\gamma_f'' = \gamma_f + \frac{c_f}{a} - 1.$$

VII.4. EXPERIMENTACIÓN.

Weiss [32] pone acertadamente el acento en una serie de precauciones previas para que los ensayos de laboratorio puedan, cualitativamente, traducirse a la realidad. Más no es posible pretender.

Debe evitarse toda cohesión, real o aparente, en los ensayos que pretendan esclarecer el

mecanismo de soporte de las arenas, punto crucial perseguido. En consecuencia, hay que evitar que el lodo, por penetración en el suelo del modelo, pueda llegar a prestarle apreciable "cohesión" a través de sus cualidades tixotrópicas.

Deberán usarse suelos naturales secos y adoptar una escala o una velocidad de ensayo que eviten entre en juego la penetración del lodo en el suelo y su tixotropía.

La presión de tierra en el modelo debe ser mayor que aquella presión que el lodo puede soportar, sin sobrepasarse su rigidez, considerada la suspensión como sin peso. Es decir, las cuñas de deslizamiento que se destaquen en el modelo, deberán tener dimensiones mayores que las de aquel cuerpo que puede ser equilibrado simplemente por la rigidez del lodo. En el caso de una esfera de suelo, su diámetro para tal condición viene dado por:

$$D = \frac{3 \pi}{2} \frac{\tau_f}{\gamma - \gamma_f},$$

τ_f es la rigidez del lodo; γ , γ_f , respectivamente, los pesos específicos del suelo — no penetrado por el lodo —, que constituye la esfera, y del propio lodo.

La introducción de valores de un lodo experimental ($\tau_f = 1$ gr./cm.²; $\gamma_f = 1,1$), en la anterior fórmula, marca una dimensión mínima de unos 10 cm. para las cuñas de deslizamiento del modelo.

Por último, la profundidad de la zanja, en el modelo, deberá ser mayor que $\frac{3}{4} \operatorname{tg} \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$ veces el ancho de las zonas de carga directa de la superficie del terreno, junto a la zanja.

A la luz de estas previsiones, las experiencias previas de Lorenz (1950) y Veder (1959), carecen de valor demostrativo.

En cambio, Weiss [32] realiza una serie de experimentos muy interesantes, que permiten ver la influencia del peso específico del lodo sobre el equilibrio, y de su riqueza coloidal, para evitar el desmoronamiento de las paredes. Para ello, ha empleado una arena de peso específico 2,72 y densidad seca 1,65. El nivel de agua coincidió con la superficie del suelo.

En la figura 38 (Abb. 2), se tiene desequilibrio con un lodo de rigidez $\tau_f = 115$ gr./cm.² — irreal — y peso específico $\gamma_f = 1,02$, si bien las paredes no se desmoronan.

En la figura 38 (Abb. 3), se mantiene $\tau_f = 115$ gr./cm.² y se aumenta a $\gamma_f = 1,2$, por

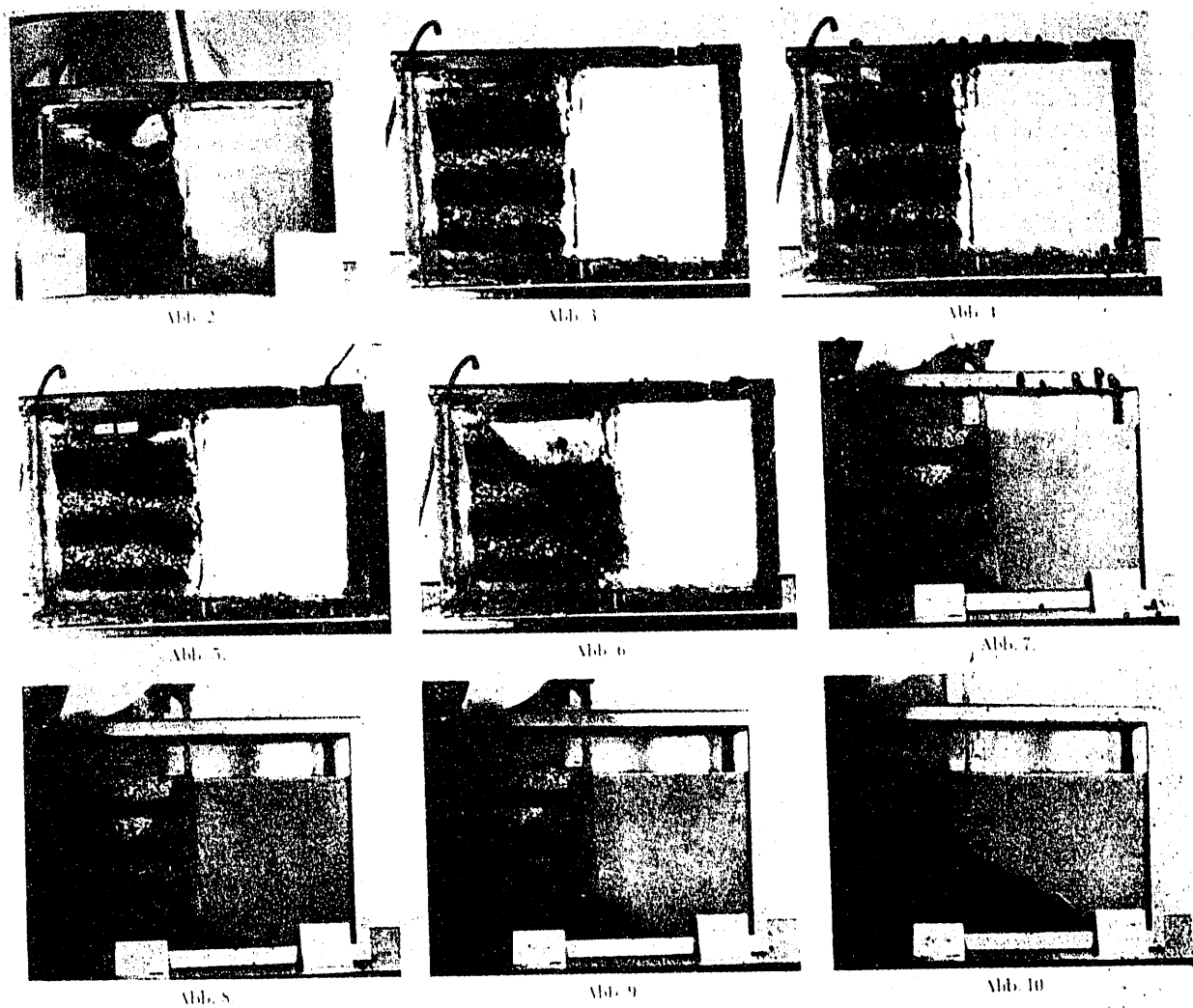


Fig. 38. — Experiencias de Weiss.

adición de polvo de barita. Se logra el equilibrio, que se conserva añadiendo un peso en superficie, figura 38 (Abb. 4), y se pierde al añadir un segundo peso, figura 38 (Abb. 5 y 6).

Después, sin agua en el terreno, se utilizó un lodo $\tau_f = 26 \text{ gr./cm.}^2$ y $\gamma_f = 1,02$; se produjo el colapso, pero sin formación de cuña de deslizamiento, sino por progresivo desmoronamiento de las paredes, desde abajo hacia arriba, figura 38 (Abb. 7, 8, 9 y 10). Elevando la rigidez a $\tau_f = 44 \text{ gr./cm.}^2$, se logró el equilibrio, figura 38 (Abb. 11).

Todos los valores de la rigidez, empleados en estos ensayos, son altos — en la práctica los lodos tienen rigidez inferior al gr./cm.^2 —. Como,

por las razones antes aducidas, son ensayos rápidos, han de utilizarse concentraciones altas para que el lodo inicie el "cake".

Los ensayos no incorporan el efecto de la resistencia del propio lodo, al no reproducir más que una sola pared de la zanja.

VII.5. CONCLUSIÓN.

El equilibrio de una zanja rellena de lodo bentonítico es un hecho incontestable.

Las causas que tienden a producir la inestabilidad de las paredes de la zanja son de difícil estimación. En particular, los empujes activos deben reducirse por "efecto bóveda" del terreno, habida cuenta de la pequeña longitud de los tramos de pantalla o paneles, que se excavan de una sola vez.

El mecanismo por el que se opera el soporte de las paredes de la zanja por el lodo es mal conocido. La hipótesis de Morgenstern, expuesta en el apartado VII.2, nos parece, en la hora actual, la más plausible.

Reconocimiento.

El autor agradece sinceramente la documentación interna, amablemente cedida por las Sociedades del Grupo RODIO y la firma SOLETANCHE, para la redacción de este artículo.

Bibliografía.

- [1] BALK: "Über die Tiefgründung von wasserdichten Schürzen". *Bauingenieur*, 1955, Heft 9.
- [2] BERNATZIK: *Contribution to the Problem of Seepage Pressure in Elektro-Osmosis*, Proc. 2.^a Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos. Róterdam, 1948, vol. VII.
- [3] BERTHIER: "La paroi moulée dans le sol". *Mémoires Ingénieurs Civils de France*, febrero 1964.
- [4] BURK: "Bohrpfahlwand nach dem System ICOS-Veder in Auffüllboden". *Bauingenieur*, 1958, Heft 9.
- [5] CASAGRANDE, L.: "Electro-osmotic stabilization of soils". *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, enero 1952.
- [6] CAMBEFORT: "Essai sur le comportement en terrain homogène des pieux isolés et des groupes de pieux". *Annales Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, diciembre 1964.
- [7] CHADEISSON: *Influence du mode de perforation sur le comportement des pieux forés et moulés dans le sol*. V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos. París, 1961.
- [8] DELISLE, J. P.: "Les parois continues moulées dans le sol". *Bull. Tech. Suisse Romande*, julio 1964.
- [9] FRANKE: "Überblick über den Entwicklungsstand der Erkenntnisse auf dem Gebiet der Elektro-Osmose". *Bautechnik*, 1962, Heft 6 y 10.
- [10] — "Zur Frage der Standsicherheit von Bentonitschlitzwänden". *Bautechnik*, 1963, Heft 12.
- [11] KERISEL: "Fondations profondes en milieux sa-bleux". V Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, pág. 73, vol. II. París, 1961.
- [12] KUPRINSKI: "Der U-Bahn-Bau in Mailand". *Bautechnik*, 1959, Heft 10.
- [13] LA RUSSO: *Wanapum Development*. Simposium sobre inyecciones y lodos de perforación. Londres, 1963, public. Butterworths, Londres.
- [14] LORENZ: "Erfahrungen mit thixotropen Flüssigkeiten in Grundbau". *Bautechnik*, agosto 1953, Heft 8.
- [15] LORENZ: "Senkkastengründung mit Reibungsverminderung durch thixotrope Flüssigkeiten". *Bautechnik*, 1957, Heft 7.
- [16] LORENZ: "Bau und Absenkung einer unterirdischen Grossgarage in Genf". *Bauingenieur*, 1961, Heft 1.
- [17] LORENZ: "L'emploi de boues thixotropiques dans les travaux de fondation". *Annales I. T. B. T. P.*, octubre 1963.
- [18] MORGENSTERN: *Discusión*, págs. 227-228, Simposium citado en [13], Londres, 1963.
- [19] MÜLLER: "Bau eines Schachtbrunnens mit Horizontalbohrungen". *Bautechnik*, 1953, Heft 2.
- [20] NASH y JONES: *The support of trenches using fluid muds*. Simposium citado en [13].
- [21] NEUMEUER, H.: "Untersuchungen über die Absicherung eines bestehenden Gebäudes". *Baummaschine U. Bautechnik*, Heft 1, 1963.
- [22] NIEMANN: "Sicherungsmaßnahmen im städtischen Tiefbau". *Bautechnik*, 1960, en Heft 8.
- [23] SADLEIR y DOMINIONI: *Underground Structural Concrete Walls*. Simposium citado en [13].
- [24] SKEMPTON: "Cast-in-situ bored piles in London clays". *Geotechnique*, diciembre 1959.
- [25] TSHEBOTARIOFF: *Mecánica del suelo*. Editoriales MC. Graw Hill y Aguilar.
- [26] URBAN: "Baugrubenumschliessung für ein Bürogebäude mit Hilfe einer Schlitzwand und Injektionen". *Bautechnik*, 1962, Heft 6.
- [27] VEDER, CHL.: *Procédé de construction de diaphragmes imperméables au moyen de boues thixotropiques*. III Conferencia Internacional Mecánica de Suelos, Zurich, 1953, vol. II.
- [28] VEDER: "Bohrpfahlwand nach dem System Icos-Veder in Auffüllboden". *Bauingenieur*, 1958, Heft 9.
- [29] VEDER, CHL.: V Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos, París, 1961, vol. III, págs. 146-147.
- [30] VEDER: *Excavation of trenches in Presence of Bentonite Suspensions*. Simposium citado en [13].
- [31] VEDER: "Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für Elektroosmose und Elektrokataphorese im Grundbau". *Bauingenieur*, 1963, Heft 1.0.
- [32] WEISS, F.: "Zur Standfestigkeit flüssigkeitsgestützter Erdwände". *Bauingenieur*, 1964, Heft 6.
- [33] WEISS: "Berechnung der Druckverluste in von Bentonit-Suspensionen durchströmten Rohrleitungen". *Bautechnik*, 1962, Heft 9.