

# REVISION DEL DISEÑO DE LA CORTINA DE VALSEQUILLO, PUE.

POR LOS INGS. FERNADO *HIRIART* Y RAUL *SANDOVAL LANDAZURI*

DE LA OFICINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
DE LA C. N. I. EN SAN JACINTO, D. F.

En el presente artículo se hace una descripción de los trabajos desarrollados en la Oficina de Ingeniería Experimental, para revisar y determinar los coeficientes de seguridad de la cortina, propuestos por la Junta de Ingenieros Consultores de la Presa de Valsequillo, Pue.

Estos trabajos dieron margen para realizar algunas modificaciones en los aparatos empleados y en la técnica de laboratorio, que permitieron mayor precisión y rapidez en las pruebas efectuadas.

Se considera que este artículo tiene el interés de presentar, en forma concisa, la secuela del diseño racional de una presa de tierra. El primer paso de esta secuela, es un diseño preliminar, que toma en cuenta distintos factores, tales como topografía y geología de la Boquilla, materiales disponibles, etc.

En el caso particular de Valsequillo, este diseño preliminar fué el propuesto por la Junta de Ingenieros Consultores.

El artículo se divide en los siguientes puntos:

1. Antecedentes.
2. Préstamos.
3. Muestreo.
4. Pruebas de Mecánica de Suelos.
5. Cálculo de factores de seguridad.
6. Conclusiones.
7. Personal.

1. *Antecedentes.* Los estudios a que se refiere este memorándum se hicieron de acuerdo con las recomendaciones indica-

das en el Informe Núm. 2, de la Junta de Consultores de la Presa de Valsequillo, de fecha 22 de diciembre de 1942.

Recomendaciones relativas a la cortina:

1. Se recomienda adoptar una cortina de tierra y enrocamiento, dividida en las zonas indicadas en la figura 1. Este diseño está sujeto a verificación, de acuerdo con los factores de seguridad que se obtengan haciendo estudios de laboratorio, con muestras compuestas de los materiales de los préstamos y análisis de estabilidad.

2. Se recomienda utilizar para la construcción del terraplén los materiales de las excavaciones necesarias y de la zona de préstamos, localizada en la margen izquierda del río, en donde hay conglomerado firme, así como conglomerado desintegrado y otros materiales disponibles, en cantidad suficiente para construir el cuerpo principal de la cortina.

3. Para la zona de enrocamiento a volteo y acomodado a mano, de aguas arriba, se recomienda utilizar el basalto de la margen derecha.

2. *Préstamos.* De acuerdo con las indicaciones de la Junta de Consultores, sólo se estudió el préstamo 1, localizado en la margen izquierda, a 1 km. del dique, y en la parte alta de la ladera.

La capa superficial utilizable, que se puede excavar con pala, sin usar explosivos, está formada por 4 materiales diferentes: tierra negra, toba suave, toba compacta y conglomerado desintegrado; los espesores de las capas son variables, como se indica en el plano y cortes del

Préstamo 1 (Figs. 2 y 3). Se cubicaron las siguientes cantidades de materiales:

Tierra negra.....	148 000 m <sup>3</sup>
Toba.....	473 000 m <sup>3</sup>
Conglomerado desintegrado ...	528 000 m <sup>3</sup>
Suma.....	1 149 000 m <sup>3</sup>

El volumen total es, aproximadamente, el doble del necesario para construir el terraplén del dique.

3. *Muestreo.* Con fines de exploración y muestreo se excavó una cuadrícula de pozos, distantes entre sí 100 m. (Fig. 2), además de los pozos que se habían excavado en la exploración preliminar, que tuvo por objeto buscar conglomerado desintegrado; en total, se excavaron 58 pozos, hasta llegar a conglomerado inalterado, repartidos en toda el área del Préstamo 1.

De los 58 pozos excavados se muestrearon y ensayaron 10 (a-3, 1, 90, d-2, e-1, e-3, f-3, h-2, h-5, i-4) que se consideran representativos de los distintos tipos de materiales del préstamo.

Para obtener las muestras compuestas o integrales, se procedió en la siguiente forma: en el centro de una de las caras del pozo se abrió una zanja de sección rectangular, lo más uniforme posible, desde la superficie hasta el conglomerado inalterado; el producto de la excavación de la zanja, se recogió cuidadosamente y, en el laboratorio, se mezcló y cuarteó para obtener la muestra representativa.

4. *Pruebas de Mecánica de Suelos.* En el cuadro anexo (Fig. 4) se resumen los resultados obtenidos en el laboratorio: se considera conveniente hacer una breve descripción de las pruebas, con objeto de que los Ingenieros Consultores puedan comparar los resultados, con los obtenidos en otros laboratorios.

a) *Gravedad específica.* Para la determinación de la gravedad específica, se usaron matraces de 500 cc., en los que se colocaron 100 gr. de tierra y agua destilada. Para extraer el aire del agua, se calentaron los matraces en baño maría de glicerina, a temperaturas entre 90 y 100° C.

Se obtuvieron valores de la gravedad específica comprendidos entre 2.60 y 2.66, para todas las tierras ensayadas, con excepción del pozo h-2, para el cual se obtuvo 2.52.

b) *Granulometría.* Los resultados mostrados en el cuadro (Fig. 4) se refieren únicamente al material que pasa por la malla Núm. 4; todas las pruebas de laboratorio se hicieron con material que pasa la malla 4.

Los análisis granulométricos se hicieron por medio de tamices e hidrómetros.

Todos los materiales ensayados, que pasan la malla 4, se clasifican como migajones arenosos y como francos, con excepción del material del pozo a-3, que se clasifica como migajón arcilloarenoso.

Considerando el material total, mayor y menor que la malla 4, se obtienen contenidos de grava que varían entre 20 y 40%.

c) *Límites de Atterberg.* Los límites se determinaron siguiendo los métodos recomendados en el folleto "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes".

Los resultados obtenidos tienen los siguientes valores extremos:

Límite líquido de.....	29.6 a 38.5 %
Límite plástico de.....	26.9 a 31.8 %
Límite de contracción de.....	17.1 a 28.6 %
Índice de plasticidad de.....	1.60 a 7.8 %
Índice de contracción de.....	0.60 a 9.4 %

Los límites e índices dependen de las proporciones en que esté hecha la mezcla de toba y conglomerado; el conglomerado es muy poco plástico y la toba es plástica; el índice de plasticidad aumenta con el contenido de toba. La figura 5 muestra curvas tipo de fluidez.

d) *Pruebas de compactación.* Todas las muestras se ensayaron dándoles la misma compactación. El material se colocó en el cilindro estándar, diseñado por Proctor, en tres capas, dando a cada capa 20 golpes de pisón, con peso de 2.75 Kg., área de 19.7 cm<sup>2</sup>. y caída de 46 cm.; para las pruebas de penetración se usaron agujas planas estándar.

Se obtuvieron los siguientes valores extremos:

Peso volumétrico seco.....	1420 a 1700 Kg/m <sup>3</sup>
Humedad óptima.....	13 a 24.3 %
Resistencia a la penetración..	52 a 105 Kg/cm <sup>2</sup>
Relación de vacíos.....	0.44 a 0.75

Los pozos ricos en conglomerado dieron los pesos volumétricos y las resistencias a la penetración mayores con las humedades óptimas menores; una proporción de toba relativamente pequeña (10 a 15%), baja el peso volumétrico y hace subir la humedad óptima.

Pruebas de compactación con conglomerado solo dan pesos volumétricos de 1 900 Kg./m<sup>3</sup>. y humedades de 10%: en cambio, toba sola da pesos volumétricos entre 1 300 y 1 500 Kg./m<sup>3</sup>. con humedades óptimas entre 20 y 26%.

#### e) Permeabilidad.

##### 1. Dispositivo de ensaye.

Los permeámetros que se usaron en estas experiencias son del tipo de carga variable, fabricados con tubo de lucita, con una sección transversal que varía entre 19.7 cm<sup>2</sup>. y 20.1 cm<sup>2</sup>., y con una altura comprendida entre 18.8 cm. y 20.1 cm. Los tubos piezométricos tienen secciones que varían entre 0.0694 cm<sup>2</sup>. y 0.0755 cm<sup>2</sup>.

Cada permeámetro se calibró para hacer las correcciones, en las lecturas de altura piezométrica, debidas a cambios de temperatura, que dilatan el agua y el permeámetro. De las experiencias efectuadas, se obtuvo la siguiente fórmula empírica para encontrar la corrección de altura piezométrica ( $\Delta h'_2$ ) en función de la variación de temperatura ( $\Delta t$ ) y del volumen inicial del permeámetro ( $V_c$ ).

$$\Delta h'_2 = \frac{10^{-6} V_o \Delta t [273 + 1.8 (T_1 + T_2)]}{a}$$

siendo:

$T_1$  = temperatura inicial.

$T_2$  = temperatura final.

$a$  = área del tubo piezométrico.

Para reducir a un mínimo los cambios de temperatura, se sumergieron los permeámetros en un tanque de lámina de hierro, dejando 1 cm. entre las tapas de los

permeámetros y la superficie del agua. En el tanque pueden disponerse 10 permeámetros. El nivel del agua se mantiene constante dentro del tanque, por medio de un orificio de desagüe.

Se ha comprobado que el coeficiente de permeabilidad para un tipo de material dado disminuye al aumentar el contenido de aire en el agua de filtración. Con objeto de estandarizar las pruebas, se usó agua previamente desaereada, siendo los coeficientes de permeabilidad obtenidos, los más altos que puedan ocurrir.

Para desaerear el agua, se construyó el aparato recomendado por el Dr. A. Casagrande. En la figura 6 se muestra el dispositivo empleado.

La fórmula empleada para determinar el coeficiente de permeabilidad es:

$$k_t = \frac{2.3 a l}{A \Delta t} \log \frac{h_1}{h_2}$$

En donde:

$k_t$  = coeficiente de permeabilidad en cm/seg.

$a$  = área del piezómetro en cm<sup>2</sup>.

$l$  = longitud de la muestra en cm.

$A$  = área de la muestra en cm<sup>2</sup>.

$h_1$  = altura piezométrica inicial en cm.

$h_2$  = altura piezométrica final en cm.

$\Delta t$  = intervalo de tiempo en seg.

##### 2. Muestras.

Las muestras se remoldearon dentro de los permeámetros, compactándolas en tres capas, por medio de un pisón de 0.55 Kg., que caía de 25 cm., 25 veces en la primera capa, 28 veces en la segunda y 32 veces en la tercera. Con este procedimiento de compactación, dándole a la tierra la humedad óptima, se logró una relación de vacíos igual a la de la prueba Proctor. Las muestras quedaron con alturas que variaron entre 2.8 cm. y 3.4 cm. De cada tipo de tierra se montaron dos muestras simultáneamente, para poder eliminar errores accidentales durante las experiencias.

##### 3. Resultados.

Todas las muestras ensayadas dieron un coeficiente de permeabilidad que varía

entre  $0.94 \times 10^{-8}$  cm./seg. y  $5.32 \times 10^{-8}$  cm./seg. como se indica en la tabla general de resultados.

En el diseño primitivo de la cortina se pensó en formar zonas semipermeables en los dos lados de la cortina, disminuyendo la cantidad de toba en el material para formar dichas zonas. Se pensaba dar una relación de 100 entre los coeficientes de permeabilidad de las zonas impermeables y semipermeables. Sin embargo, en las pruebas de permeabilidad se obtuvieron permeabilidades del orden de  $10^{-8}$  cm./seg., a pesar de que el contenido de toba varió, en las distintas muestras de 11% a 77%, en los casos extremos (pozo Núm. 1 y pozo Núm. 90). Es decir, basta un pequeño por ciento de toba en el material para que el coeficiente de permeabilidad baje al característico de la toba sola, y, por tanto, no es posible construir zonas semipermeables con la misma compactación que la zona impermeable, variando la cantidad de toba.

En la tabla general de resultados, se muestran los coeficientes de permeabilidad obtenidos en las muestras de cada pozo.

El dispositivo de ensaye, tal como se describió, dió excelentes resultados, habiéndose obtenido concordancia completa en las distintas experiencias.

#### f). *Pruebas de Compresión Triaxial.*

##### 1. Dispositivo de ensaye.

El aparato empleado se diseñó siguiendo las recomendaciones del Dr. A. Casagrande, en el folleto "Notes on Soil Testing for Engineering Purposes".

Sin embargo, se hicieron algunas modificaciones que se creyeron necesarias, para mejorar el funcionamiento del aparato.

Primitivamente se medían las cargas en una báscula "Fairbanks", que tenía la desventaja de tener que equilibrar a mano las cargas, dando margen a imprecisión en su valuación. Posteriormente se construyó un dinamómetro de anillo de acero, con un micrómetro para medir sus deformaciones; pero también se encontró poca precisión en la determinación de las cargas.

Finalmente, la C. N. I. adquirió una báscula "Toledo", de 500 Kg. de capacidad y de balanceo automático, pudiendo hacerse las lecturas con absoluta precisión, con una aproximación de 0.5 Kg.

Para aplicar las cargas, se usó un marco movido por un gato de automóvil, que, a su vez, se operaba a mano, por medio de un volante. Como esto daba lugar a errores personales, se adoptó un mecanismo provisto de un motor eléctrico, que permite mover el gato a velocidad constante, que se puede variar según el tipo de prueba. La velocidad con que se aplicaron las deformaciones en las pruebas de Valsequillo fué de 6.33 mm./min.

Dada la impermeabilidad de la tierra estudiada no se pudieron medir las variaciones de volumen de la muestra, en las pipetas conectadas al agua de saturación, así que en las series efectuadas no se empleó el dispositivo de saturación y de medida de cambio en el contenido de agua; sin embargo, se midió el volumen final de la probeta después de la falla, encontrándose que aumenta durante la prueba.

Las presiones laterales se dieron por medio de un tanque de gas carbónico comprimido, conectado a un depósito de glicerina, y se midieron en un manómetro de mercurio. En la Fig. 7 se muestra el aparato empleado en las pruebas.

##### 2. Muestras.

Las pruebas se hicieron con muestras remoldeadas, en una camisa de fierro, por medio de un pistón movido por un gato de automóvil; las presiones de compactación se midieron en una báscula "Fairbanks". Las dimensiones de las muestras fueron de 3.6 cm. de diámetro, con una altura media de 9.3 cm.

Se hicieron pruebas preliminares en cada tipo de tierra, para determinar las cargas de compactación que dieran una relación de vacíos análoga a la indicada por las pruebas "Proctor". A todas las muestras, se les mezclaba previamente la cantidad de agua necesaria para que quedaran saturadas al compactarse.

La tierra se mezcló y amasó, previamente en una cámara de hule, para que la humedad fuera homogénea.

Para determinar las cargas de compactación se procedió en la siguiente forma:

En la camisa de acero, de 3.6 cm. de diámetro interior, en que se compactan las muestras, se colocó la tierra en 5 capas, separadas entre sí por círculos de papel. En cada capa se puso la misma cantidad de tierra, usando para ello, una medida de lámina, de 4.4 cm. de diámetro por 2.7 cm. de altura. Se variaron las cargas, de manera que cada una de las 5 capas de la muestra tuviera la misma relación de vacíos. Las cargas necesarias resultaron crecientes. Ejemplo:

1ª capa, 300 Kg.; 2ª capa, 360 Kg.; 3ª capa, 420 Kg.; 4ª capa, 480 Kg.; 5ª capa 540 Kg.

Una vez determinadas estas cargas para cada tipo de tierra, se procedió a compactar las muestras para la prueba de compresión triaxial; teniéndose cuidado de evitar planos de separación entre las 5 capas, picando las superficies de contacto.

### 3. Resultados.

Se observaron 3 tipos de falla:

Con plano de falla bien definido, por escurrimiento plástico, y una combinación de los dos. Para cada uno de estos casos se corrigieron las áreas, en la zona de falla, de acuerdo con la forma en que se deformó la muestra.

Los datos obtenidos se muestran en la tabla general de resultados. En las Figs. 8, 9 y 10 aparecen las series de círculos de esfuerzo obtenidos en cada tipo de tierra estudiado.

Las tierras ricas en conglomerado, dan los valores más altos del ángulo de fricción interna.

5. *Cálculo de factores de seguridad.* Para determinar los factores de seguridad se aplicó el método sueco (círculos de deslizamiento) haciendo las siguientes consideraciones.

a) Tomando en cuenta que en el campo no es posible separar la toba del conglomerado y que, de acuerdo con las pruebas de permeabilidad, basta mezclar un poco de toba con conglomerado para que la permeabilidad de la mezcla sea, prácticamente, igual que la de la toba, se su-

primió la zona semipermeable entre los taludes 1.25:1 y 0.75:1, propuesta por la Junta de Consultores (Fig. 1), y en la que se especificaba una permeabilidad 100 veces mayor que en la zona central. Los cálculos de estabilidad se refieren a la sección mostrada en la figura 11, que difiere de la propuesta por los consultores, en que se suprimen las zonas semipermeables.

b) Se hicieron dos hipótesis de subpresión:

I. Se consideró subpresión deducida de las redes de flujo (Figs. 12 y 13), con presa llena, para el talud de aguas abajo; y durante vaciado rápido para el de aguas arriba.

II. Se consideró una subpresión (posible durante la construcción) igual a una carga de agua de 1.5 veces la profundidad del punto considerado, contada desde el talud 1.25:1.

c) Se tomaron las siguientes constantes medias:

Angulo de fricción interna en la zona impermeable.....	40°
Cohesión (zona impermeable).....	4 Ton/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción enrocamiento (supuesto).....	40°
Peso volumétrico saturado en la zona impermeable (material que pasa la malla 4).....	1.94 Ton/m <sup>3</sup>
Peso volumétrico enrocamiento.....	1.80 Ton/m <sup>3</sup>

Con las hipótesis y constantes anteriores se analizaron varios círculos de deslizamiento, obteniéndose los siguientes valores mínimos para los factores de seguridad:

TALUD	Subpresión de la red de flujo	Subpresión. 1.5 altura tierra
Aguas abajo	1.73	0.91 (x)
Aguas arriba	2.00	1.23

En las figuras Núms. 14, 15 y 16 se muestran los diagramas de cálculo, correspondientes a los círculos más desfavorables.

También se calculó la estabilidad del dique, considerando el peso volumétrico del material, incluyendo grava, y satura-

do, obteniéndose factores de seguridad, prácticamente iguales que al considerar únicamente el material que pasa la malla 4.

#### 6. Conclusiones.

a) Si se considera la subpresión obtenida de la red de flujo, los factores de seguridad están dentro de los límites admisibles.

b) Los factores de seguridad obtenidos al utilizar el criterio que considera la subpresión de 1.5 veces la altura de tierra, son muy bajos; el talud de aguas abajo es teóricamente inestable.

Este criterio nos parece muy conservador, en el caso de Valsequillo, ya que la tierra se coloca en el terraplén con humedades menores que la de saturación y, por tanto, no es posible que durante la construcción se presenten presiones debidas a consolidación. Para apoyar la afirmación anterior podemos citar el caso de la presa "El Palmito", donde no fué posible construir, simultáneamente, el enrocamiento de aguas abajo y el terraplén; si en estas condiciones calculamos la estabilidad del talud aguas abajo, utilizando el segundo criterio de subpresión, se encuentran factores de seguridad mucho más bajos que en Valsequillo; sin embargo, la cortina no ha fallado.

Los materiales y procedimientos de construcción utilizados en "El Palmito" y Valsequillo son muy semejantes.

c) A pesar de que las tierras estudiadas son muy impermeables y se determinó su resistencia al esfuerzo cortante en prueba rápida, se obtuvieron ángulos de fricción interna altos; esto se debe, probablemente, a que el material se comporta como

una arena compactada, con relaciones de vacíos menores que la crítica, ya que durante las pruebas de compresión triaxial aumentan de volumen.

d) Para la construcción de la zona de la cortina correspondiente al cañón, conviene seleccionar en la excavación del préstamo las zonas ricas en conglomerado, ya que de este modo, de acuerdo con las pruebas de laboratorio, se tiene un material más resistente al esfuerzo cortante, con pesos volumétricos más altos y más trabajable (necesita humedades más bajas para compactarse); además, es más parecido al conglomerado de los cantiles.

e) El diseño propuesto por la Junta de Consultores es estable, con factores de seguridad admisibles, aun con la modificación de suprimir las zonas semipermeables.

7. *Personal.* Las pruebas de laboratorio y análisis de estabilidad fueron ejecutados por el Jefe del Laboratorio de Mecánica de Suelos, Ing. Salvador Ulloa, y por todo el personal del Laboratorio; entre el personal, debe mencionarse especialmente a los Ings. Adolfo Cárdenas, Fernando Espinosa y al Sr. Fidel González Arana.

Los Srs. Dr. Ing. Nabor Carrillo e ingeniero Leobardo Zeevaert hicieron sugerencias muy útiles durante el desarrollo de las pruebas y cálculos de estabilidad.

Las conclusiones son la opinión personal de los autores y no pretenden, en ninguna forma, ser definitivas, ni modificar los procedimientos de diseño seguidos en otras Oficinas.

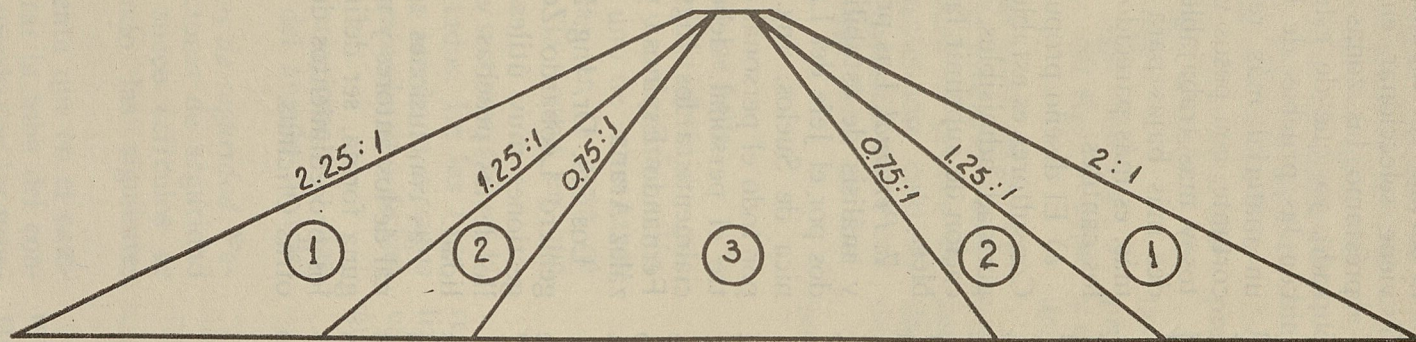


Fig. 1

- ① Enrocamiento acomodado con chiflones
- ② Zona semipermeable, conglomerada apisonado
- ③ Zona impermeable mezcla de toba y conglomerado apisonados, predominando la toba.

*Nota* La relación entre la permeabilidad de la zona ③ y la de las zonas ② debe ser mayor que 100.

Calcoí A.M.A.

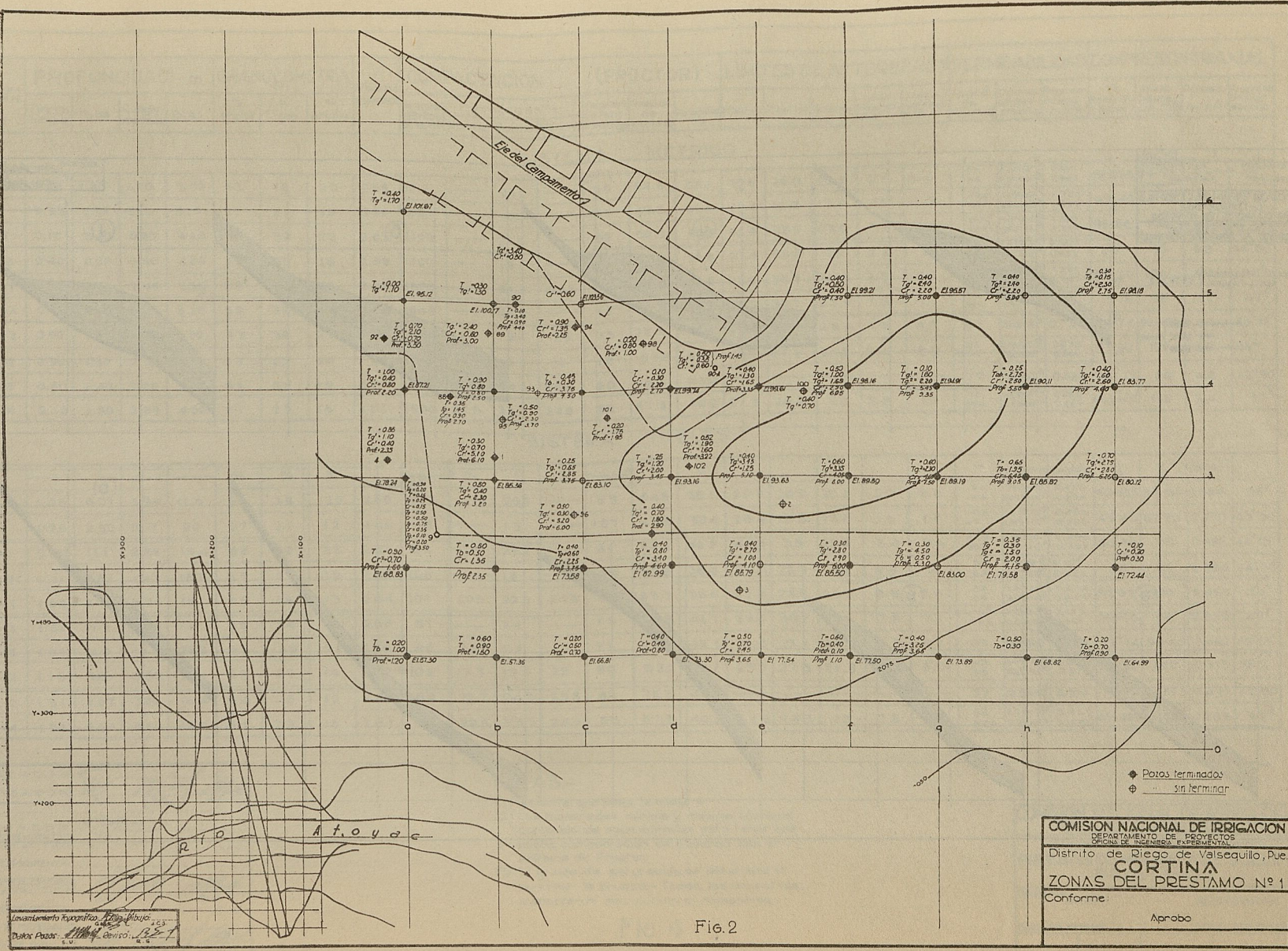


Fig.2



POZO	PROFUNDIDAD.- m				GRANULOMETRIA (1)			Gravedad específica	COMPACTACION (PROCTOR)						LIMITES DE ATTERBERG %				PERMEABILIDAD		COMPRESION-TRIAxIAL						
	Tierra negra	Toba	Conglomerado	Total	% Arena	% Limo	% Arcilla		Peso Volu- métrico seco ks/m <sup>3</sup>	Humedades % (2)			Resisten- cia Penetración	Relación de Vacíos	Porosidad %	Líquido	Plástico	Contra- ción	Índice Plas- tici- dad	Índice Contra- ción	Relación de Vacíos	Permea- bilidad cm/seg	Permea- bilidad cm/año	% Relación Vacíos	Grado de Saturación (%)	Cohesión Ton./m <sup>2</sup>	Ángulo de fricción interna
										Mínima	Óptima	Máxima															
<b>SISTEMA METRICO</b>																											
e-3	0.45	1.85	1.20	3.50	62	18	20	2.66	1610	—	20.5	—	58	64.5	39.1	29.6	26.9	20.3	2.7	6.6	64 64	2.16x10 <sup>-8</sup> 2.05x10 <sup>-8</sup>	0.681 0.640	62-635	94-98	5.5	36°
l	0.30	0.70	5.10	6.10	67	21	12	2.66	1850	—	13.0	—	105	43.8	30.4	20.4	18.8	17.1	1.6	1.7	455 47	4.00x10 <sup>-8</sup> 5.06x10 <sup>-8</sup>	1.260 1.593	43-45	82-92	4.6	43°30'
90	0.10	3.40	0.90	4.40	46	32	22	2.67	1420	—	29.5	—	60	86.1	46.8	41.4	38.0	28.6	3.4	9.4	87.5 89.2	4.00x10 <sup>-8</sup> 4.00x10 <sup>-8</sup>	1.260 1.260	85-86	100	4.7	48°15'
d-2	0.40	0.80	3.40	4.60	57	25	18	2.68	1700	—	18	—	107	57.6	36.6	27.8	25.0	23	2.8	2	55 62	1.49x10 <sup>-8</sup> 1.87x10 <sup>-8</sup>	0.469 0.589	56	95	5.5	44°30'
e-1	0.50	0.70	2.45	3.65	69	18	13	2.64	1620	20.5	22.5	24.3	105	63.3	38.8	29.8	26.9	26.3	2.9	0.6	55 59	4.29x10 <sup>-8</sup> 5.23x10 <sup>-8</sup>	1.351 1.647	52-55	100	4.8	36°
e-3	0.40	3.45	1.25	5.10	50	34	16	2.66	1548	—	24.0	—	68	70.3	41.7	38.5	30.7	23.6	7.8	7.1	71.0 74.2	1.39x10 <sup>-8</sup> 1.50x10 <sup>-8</sup>	0.438 0.473	715-76	98	5.1	47°
f-3	0.60	3.35	4.05	8.00	43	36	21	2.86	1540	23	24	25	93	72.8	42.1	33.4	28.1	23.4	5.3	4.7	83	2.33x10 <sup>-8</sup>	0.734	72-74	94-100	4.7	43°45'
h-2	0.35	1.80	2.00	4.15	59	27	14	2.52	1645	17.3	19.8	22	88	53.2	34.7	29.7	27.5	21.3	2.4	6.0	63 65	2.66x10 <sup>-8</sup> 3.05x10 <sup>-8</sup>	0.838 0.961	57-60	100	5.0	35°
h-5	0.40	2.40	2.20	5.00	64	26	10	2.64	1505	22.7	24.3	25.8	80	75.3	43.0	—	—	—	—	—	77	1.36x10 <sup>-8</sup>	0.429	75-77	98	4.6	42°30'
l-4	0.40	1.60	2.60	4.60	61	23	16	2.61	1560	22.5	23.7	24.6	52	67.3	40.2	27.3	24.5	23	2.8	1.5	62 62.6	2.85x10 <sup>-8</sup> 3.12x10 <sup>-8</sup>	0.896 0.982	665-685	100	5.4	37°

<b>SISTEMA INGLES</b>																											
	en pies			% (1)			libres/pie <sup>3</sup>	% (2)			Tons/pie <sup>2</sup>	% (3)									%	pulg/seg	pulg/año	% (4)		Tons/pie <sup>2</sup>	
e-3	1.48	6.07	3.94	11 1/2	62	18	20	2.66	100	—	20.5	—	59	64.5	39.1	29.6	26.9	20.3	2.7	6.6	64 64	0.83x10 <sup>-8</sup> 0.81x10 <sup>-8</sup>	0.268 0.294	62-635	94-98	0.564	36°
l	0.98	2.30	16.7	20	67	21	12	2.66	115	—	13	—	107	43.8	30.4	20.4	18.8	17.1	1.6	1.7	455 47	1.67x10 <sup>-8</sup> 1.99x10 <sup>-8</sup>	0.496 0.629	43-45	82-92	0.470	43°30'
90	0.328	11.1	2.95	14.4	46	32	22	2.67	88	—	29.5	—	61	86.1	46.8	41.4	38	28.6	3.4	9.4	87.5 89.2	1.57x10 <sup>-8</sup> 1.57x10 <sup>-8</sup>	0.496 0.496	85-86	100	0.482	48°15'
d-2	1.31	2.62	11.1	15.0	57	25	18	2.68	106	—	18	—	109	57.6	36.6	27.8	25.0	23	2.8	2	55 62	0.586x10 <sup>-8</sup> 0.736x10 <sup>-8</sup>	0.185 0.232	56	95	0.564	44°30'
e-1	1.64	2.30	8.04	12	69	18	13	2.64	101	20.5	22.5	24.3	107	63.3	38.8	29.8	26.9	26.3	2.9	0.6	55 59	1.69x10 <sup>-8</sup> 2.06x10 <sup>-8</sup>	0.532 0.646	52-55	100	0.492	36°
e-3	1.31	11.3	4.40	19	50	34	16	2.66	97	—	24	—	69	70.3	41.7	38.5	30.7	23.6	7.8	7.1	71.0 74.2	0.547x10 <sup>-8</sup> 0.590x10 <sup>-8</sup>	0.172 0.186	715-76	98	0.522	47°
f-3	1.97	11.0	13.3	26.2	43	36	21	2.66	96	23	24	25	95	72.8	42.1	33.4	28.1	23.4	5.3	4.7	83	0.917x10 <sup>-8</sup>	0.289	72-74	94-100	0.482	43°45'
h-2	1.15	5.90	8.56	13	59	27	14	2.52	102	17.3	19.8	22	90	53.2	34.7	29.7	27.3	21.3	2.4	6.0	63 65	1.05x10 <sup>-8</sup> 1.20x10 <sup>-8</sup>	0.330 0.378	57-60	100	0.512	35°
h-5	1.31	7.87	7.22	16.4	64	26	10	2.64	94	22.7	24.3	25.8	82	75.3	43.0	—	—	—	—	—	77	0.54x10 <sup>-8</sup>	0.169	75-77	98	0.471	42°30'
l-4	1.31	5.24	8.52	15.0	61	23	16	2.61	97	22.5	23.7	24.6	53	67.3	40.2	27.3	24.5	23	2.8	1.5	62 62.6	1.12x10 <sup>-8</sup> 1.23x10 <sup>-8</sup>	0.353 0.386	665-685	100	0.554	37°

PLANEARON: *[Signature]*  
 DELINEARON: *[Signature]*  
 DIBUJARON: *[Signature]*  
 COMPROBACION HIDRAULICA: H.A.  
 ANALITICA  
 EXPERIMENTAL  
 COMPROBACION DE ESFUERZOS: *[Signature]*  
 ANALITICA: *[Signature]*  
 EXPERIMENTAL  
 REVISION DE MATERIALES: *[Signature]*  
 REVISION DE DIBUJO: *[Signature]*

**NOTAS.-**  
 (1) Material que pasa la malla 4  
 (2) Las humedades mínima y máxima limitan el contenido de agua admisible para tener una buena compactación de acuerdo con el criterio de Proctor.  
 (3) El grado de saturación se determinó al terminar la prueba.- Todas las muestras aumentaron de volumen al romperlas.

Fig. 4.

**COMISION NACIONAL DE IRRIGACION**  
 DEPTO. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 OFICINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 Presa de Valsequillo, Puebla.  
**PRUEBAS DE MECANICA DE SUELOS  
 PRESTAMO I**

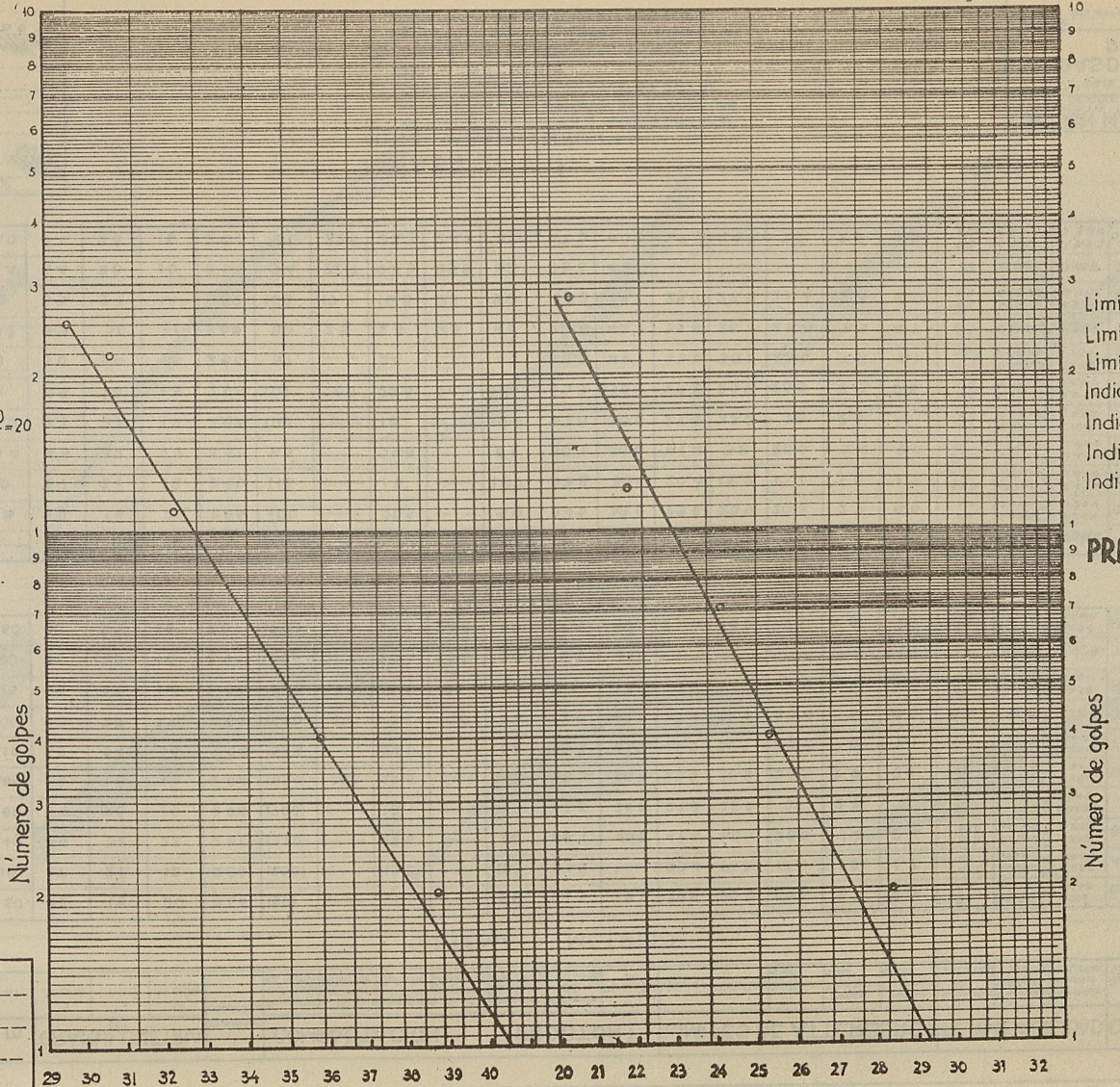
Conforme: \_\_\_\_\_  
 JEFE DEPTO. DEPTO. CONSULTIVO  
 Aprobó: \_\_\_\_\_  
 DIRECTOR TECNICO VOCA. EJECUTIVO

Fig. 5

Limite liquido = 29.5  
 Limite plástico = 26.9  
 Limite de contracción = 20.3  
 Indice de fluidez = 13.0  
 Indice de consistencia =  $\frac{270}{13} = 20$   
 Indice plástico = 2.7  
 Indice de contracción = 6.6

Limite liquido = 20.4  
 Limite plástico = 16.8  
 Limite de contracción = 17.1  
 Indice de fluidez = 15.7  
 Indice de consistencia =  $\frac{160}{15.7} = 10$   
 Indice plástico = 1.6  
 Indice de contracción = 1.7

**PRESA VALSEQUILLO, PUE**  
**LIMITE DE ATERBERG.**



Operó: \_\_\_\_\_  
 Cálculo: \_\_\_\_\_  
 Dibujó: \_\_\_\_\_  
 Revisó: \_\_\_\_\_

calcoí A.M.A.

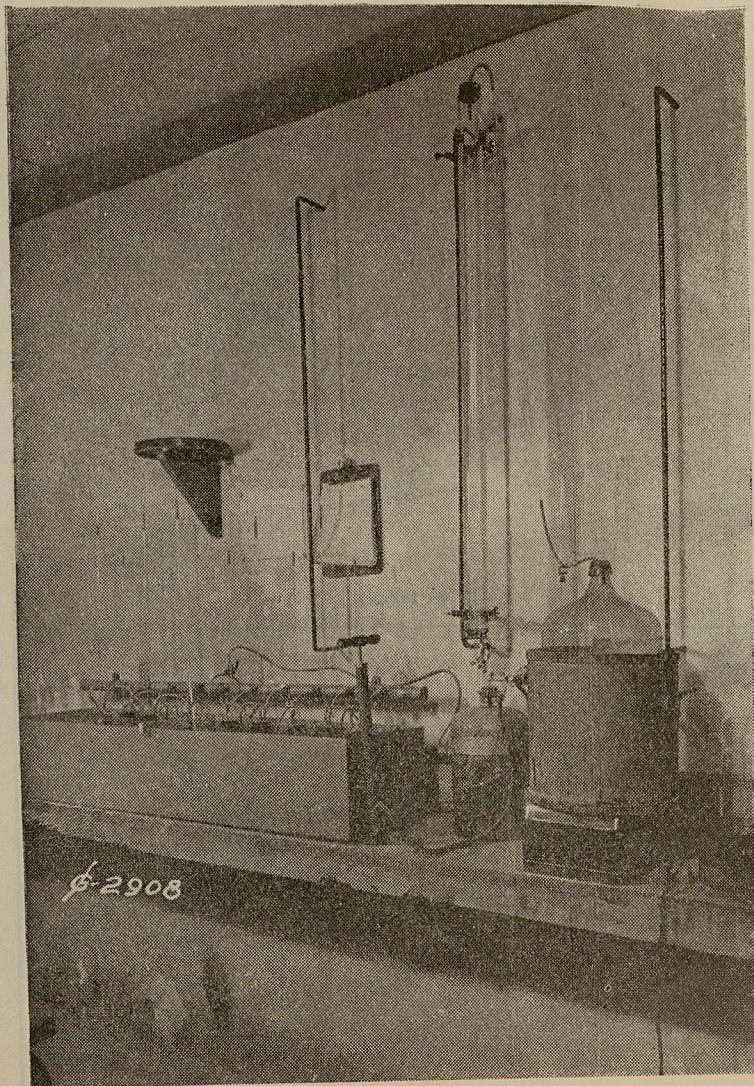


Fig. 6.- Aparato para determinar el coeficiente de permeabilidad de las tierras

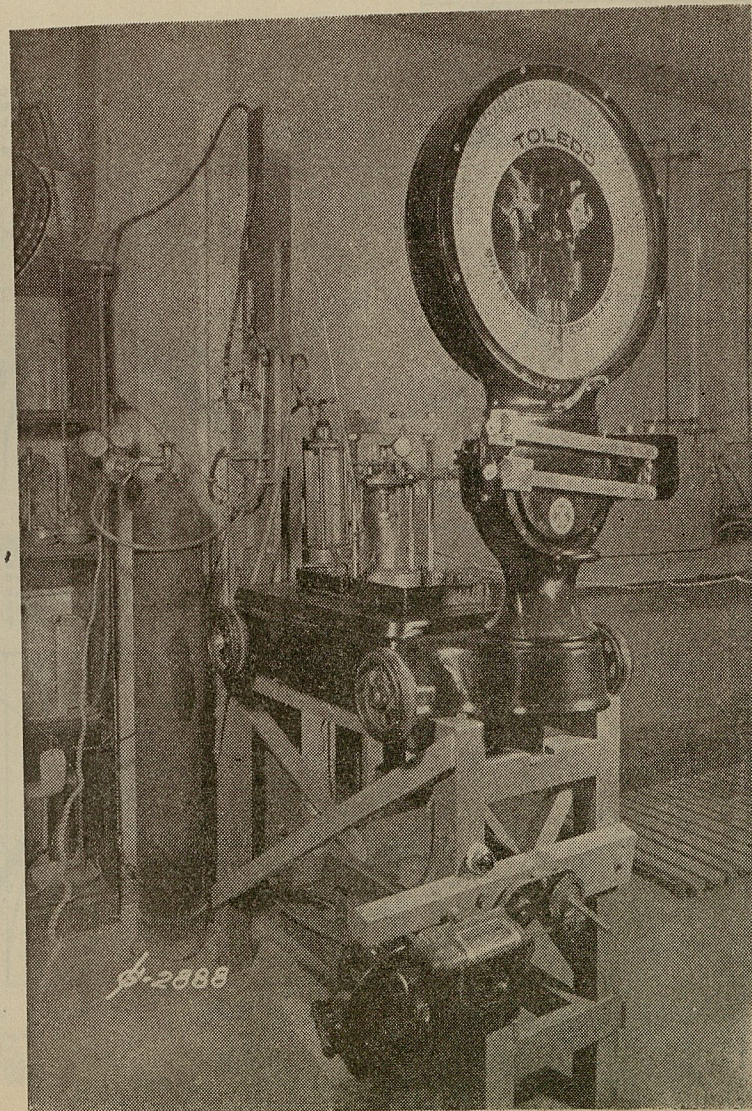


Fig. 7. Cámara de Compresión Triaxial

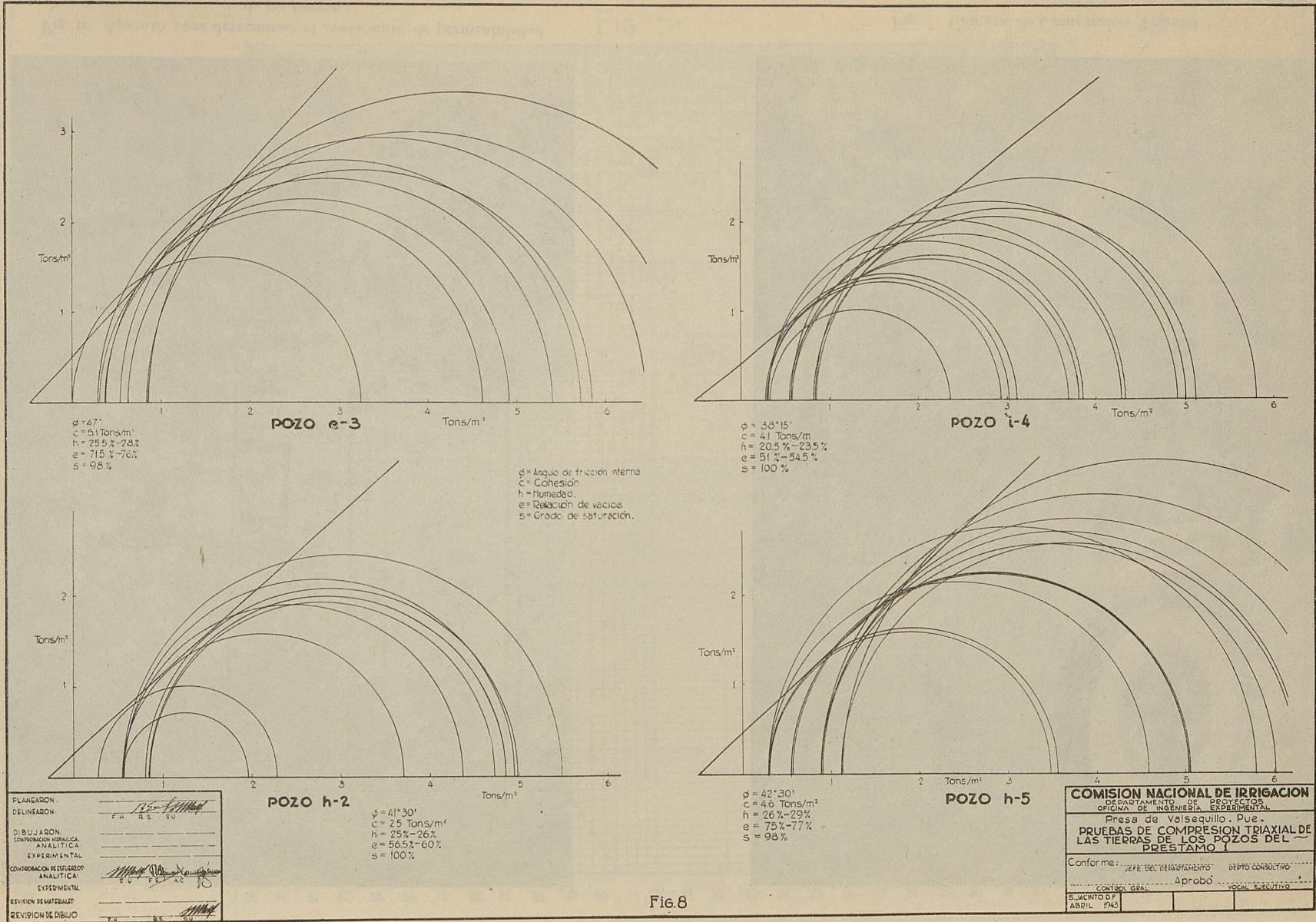
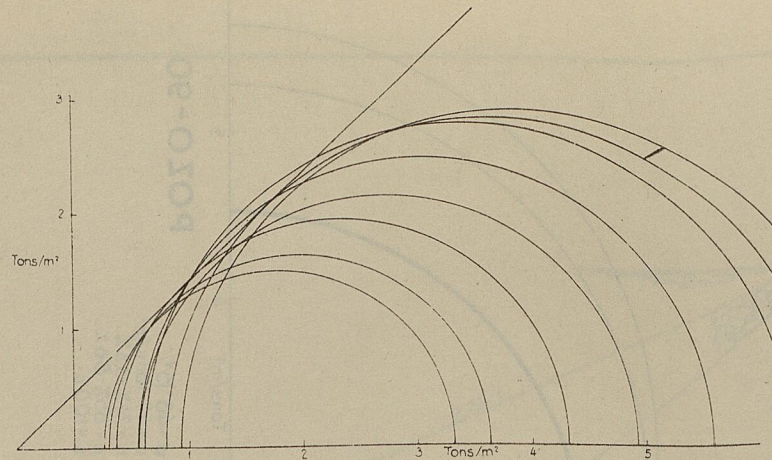


Fig.8

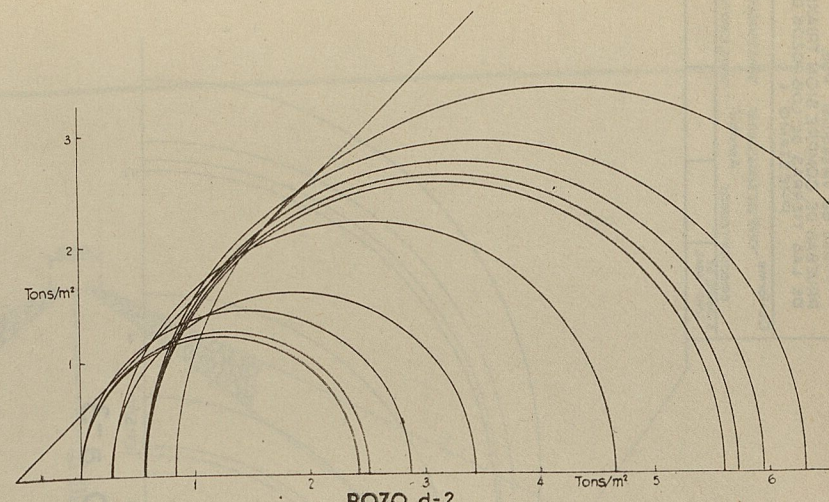
PLANEACION	
DELINEACION	FH RS SU
DIBUJACION	
COMPROBACION MATEMATICA	
ANALITICA	
EXPERIMENTAL	
CONCORDACION DE RESULTADOS	
ANALITICA	
EXPERIMENTAL	
REVISION DE MATERIALES	
REVISION DE DIBUJO	

<b>COMISION NACIONAL DE IRRIGACION</b>			
DEPARTAMENTO DE PROYECTOS			
ORIGINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL			
Presidencia de Valsequillo, Pue.			
<b>PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL DE LAS TIERRAS DE LOS POZOS DEL PRESTAMO I</b>			
Conforme:	JEFE DEL DEPARTAMENTO	DEPTO CONSTRUCTIVO	
	CONTRALOR GENERAL	Aprobó	VOCAL EJECUTIVO
SUJETO DE			
ABRIL 1943			



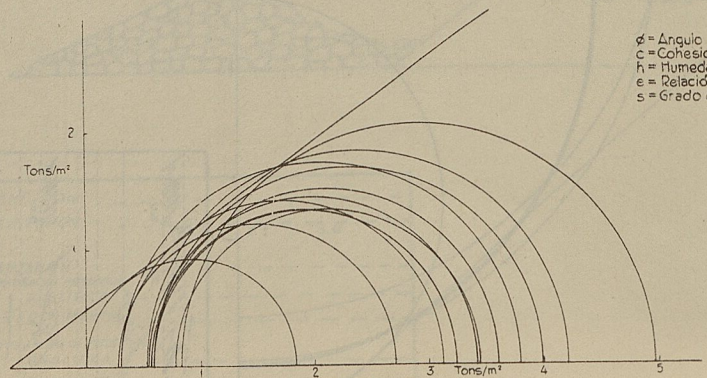
$\phi = 43^{\circ}30'$   
 $c = 4.6 \text{ Tons/m}^2$   
 $h = 14\% - 16.5\%$   
 $e = 43\% - 45\%$   
 $s = 82\% - 92\%$

POZO 1



$\phi = 44^{\circ}30'$   
 $c = 5.5 \text{ Tons/m}^2$   
 $h = 19\% - 20.5\%$   
 $e = 56\%$   
 $s = 95\%$

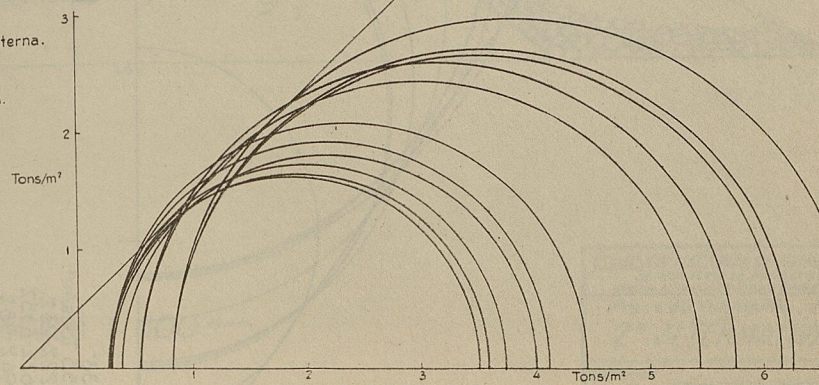
POZO d-2



$\phi$  = Angulo de fricción interna.  
 $c$  = Cohesión.  
 $h$  = Humedad.  
 $e$  = Relación de vacíos.  
 $s$  = Grado de saturación.

POZO e-1

$\phi = 36^{\circ}$   
 $c = 4.8 \text{ Tons/m}^2$   
 $h = 20.5\% - 22\%$   
 $e = 52\% - 55\%$   
 $s = 100\%$



$\phi = 43^{\circ}45'$   
 $c = 4.7 \text{ Tons/m}^2$   
 $h = 25\% - 27\%$   
 $e = 72.7\% - 74\%$   
 $s = 94.7\% - 100\%$

POZO f-3

PLANTEAMIENTO	<i>[Signature]</i>
DELINEACION	<i>[Signature]</i>
DIBUJACION	<i>[Signature]</i>
CORRECCION MECANICA	
ANALITICA	
EXPERIMENTAL	
COMPROBACION DE RESULTADOS	<i>[Signature]</i>
ANALITICA	
EXPERIMENTAL	
REVISION DE MATERIALES	<i>[Signature]</i>
REVISION DE DIBUJO	<i>[Signature]</i>

<b>COMISION NACIONAL DE IRRIGACION</b>	
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS Y PROYECTOS OFICINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL	
Eresa de Valsequillo, Pue.	
<b>PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL DE LAS TIERRAS DE LOS POZOS DEL PRESTAMO 1</b>	
Conforme	JEFE DEL DEPARTAMENTO DEPTO CONSULTIVO
<i>[Signature]</i>	<i>[Signature]</i>
TECNICAL SIGAL	Aprobó
<i>[Signature]</i>	VOCAL EJECUTIVO
SUBCOMITE DE JUNIO - 1943	

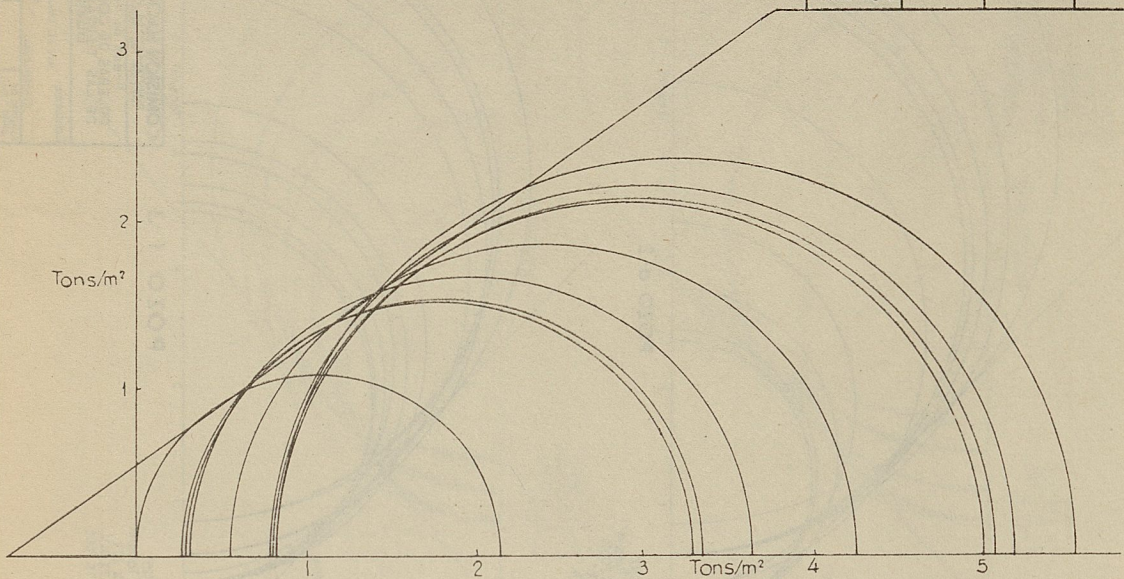
Fig 9

**COMISION NACIONAL DE IRRIGACION**  
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 OFICINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

Presas de Valsequillo, Pue.  
**PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL  
 DE LAS TIERRAS DE LOS POZOS DEL  
 PRESTAMO I**

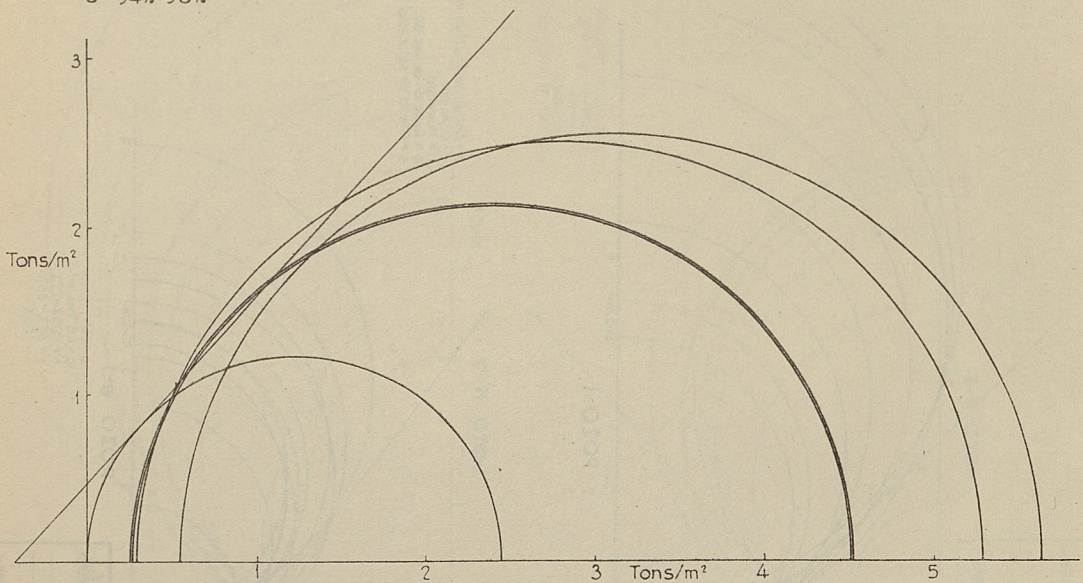
Conforme - JEFE DEL DEPARTAMENTO DEPTO CONSULTIVO - -  
 - DIRECTOR TECNICO Aprobó - VOCAL EJECUTIVA -

6 JUNIO 1943



$\phi = 36^\circ$   
 $c = 5.5 \text{ Tons/m}^2$   
 $h = 22\% - 23\%$   
 $e = 62\% - 63.5\%$   
 $s = 94\% - 98\%$

**POZO a-3**

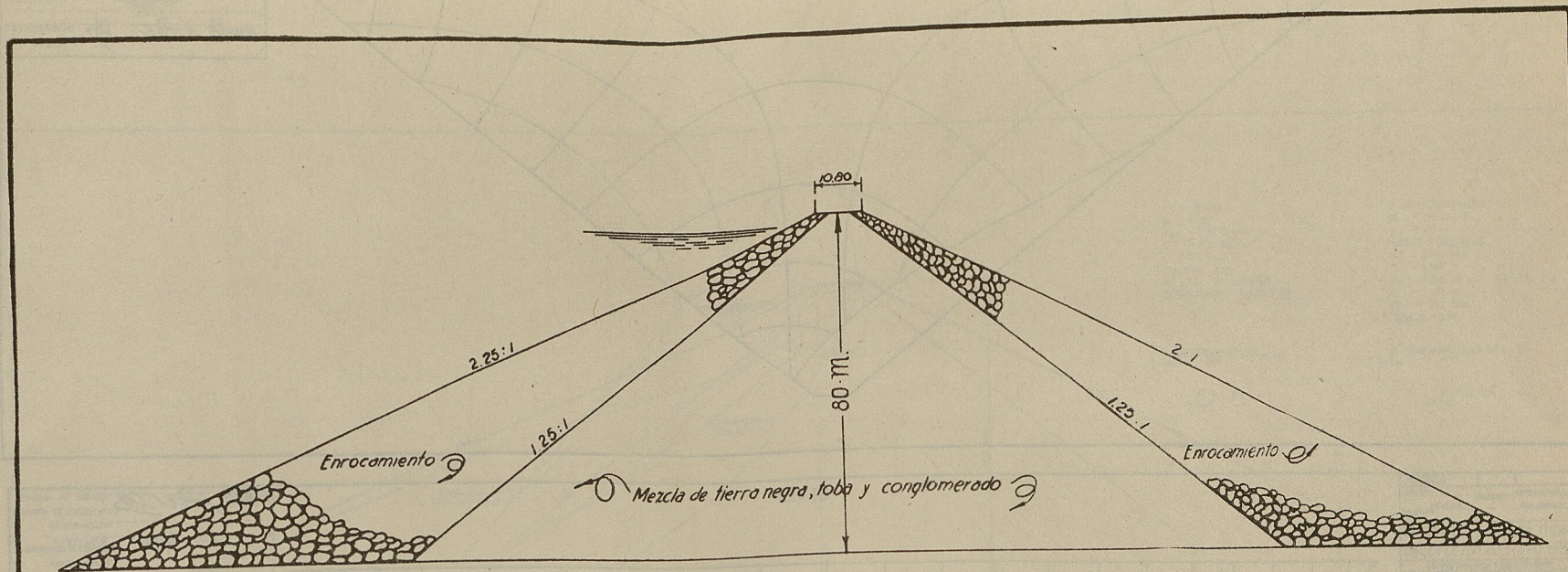


$\phi = 48^\circ 15'$   
 $c = 47 \text{ Tons/m}^2$   
 $h = 31\% - 33\%$   
 $e = 85\% - 86\%$   
 $s = 100\%$

**POZO-90**

PLANEADON: \_\_\_\_\_  
 DELINEARON: \_\_\_\_\_  
 DIBUJARON: \_\_\_\_\_  
 COMPROBACION HIDRAULICA:  
 ANALITICA: \_\_\_\_\_  
 EXPERIMENTAL: \_\_\_\_\_  
 COMPROBACION DE ESPUERZOS:  
 ANALITICA: \_\_\_\_\_  
 EXPERIMENTAL: \_\_\_\_\_  
 REVISION DE MATERIALES: \_\_\_\_\_  
 REVISION DE DIBUJO: \_\_\_\_\_

Fig.10



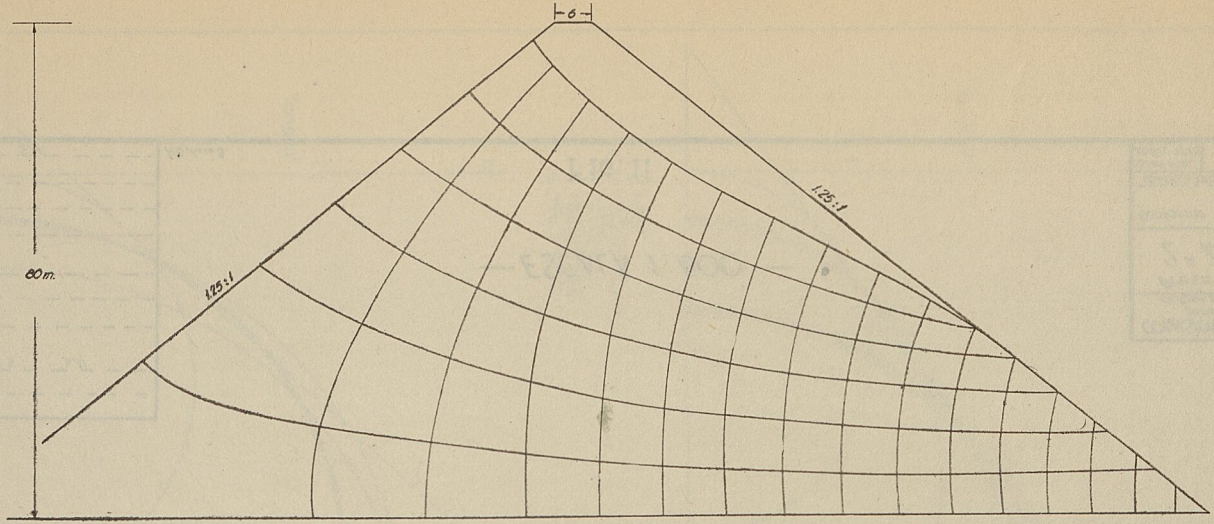
PLANEARON	-----	S.U.
DE LINEARON	-----	S.U.
DIBUJARON	-----	S.U.
COMPROBACION HIDRAULICA	-----	S.U.
ANALITICA	-----	S.U.
EXPERIMENTAL	-----	S.U.
COMPROBACION DE ESFUERTOS	-----	S.U.
ANALITICA	-----	S.U.
EXPERIMENTAL	-----	S.U.
REVISION DE MATERIALES	-----	S.U.
REVISION DE DIBUJO	-----	S.U.

R. Gabeira S.

—ESCALA 1:800—

Fig. 11

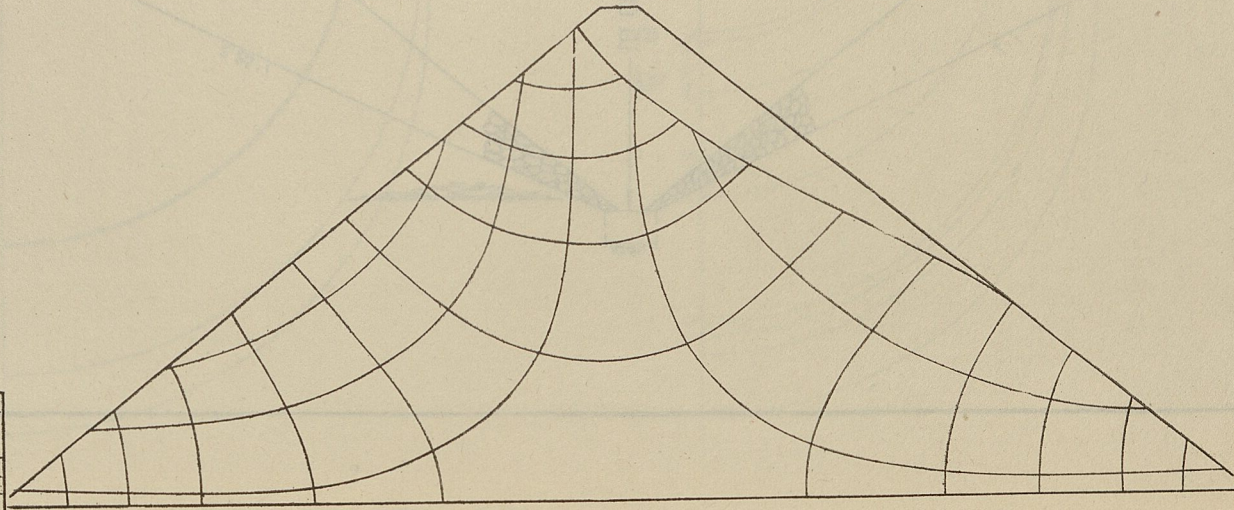
COMISION NACIONAL DE IRRIGACION	
DEPARTAMENTO DE PROYECTOS	
OFICINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL	
Presa de Valsequillo, Pue.	
2ª ALTERNATIVA	
Conforme	JEFE DEL DEPTO. DEPTO. CONSULTIVO
CONTRÓL. TÉCNICO	Aprobó: VOCAL EJECUTIVO
S. JUNIO	
ABRIL-1945	



PLANEARON: *[Signature]*  
 DELINEARON: *[Signature]*  
 DIBUJARON: *[Signature]*  
 COMPROBACION HIDRAULICA ANALITICA  
 EXPERIMENTAL  
 COMPROBACION DE ESFUERZOS ANALITICA  
 EXPERIMENTAL  
 REVISION DE MATERIALES  
 REVISION DE DIBUJO: *[Signature]*

COMISION NACIONAL DE IRRIGACION  
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 OFICINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 PRESA DE VALSEQUILLO, PUE.  
 RED DE FLUJO PARA PRESA LLENA  
 Conforme: *[Signature]* *[Signature]*  
 Aprobado: *[Signature]*  
 ELABORADO: *[Signature]* *[Signature]*  
 APROBADO: *[Signature]* *[Signature]*

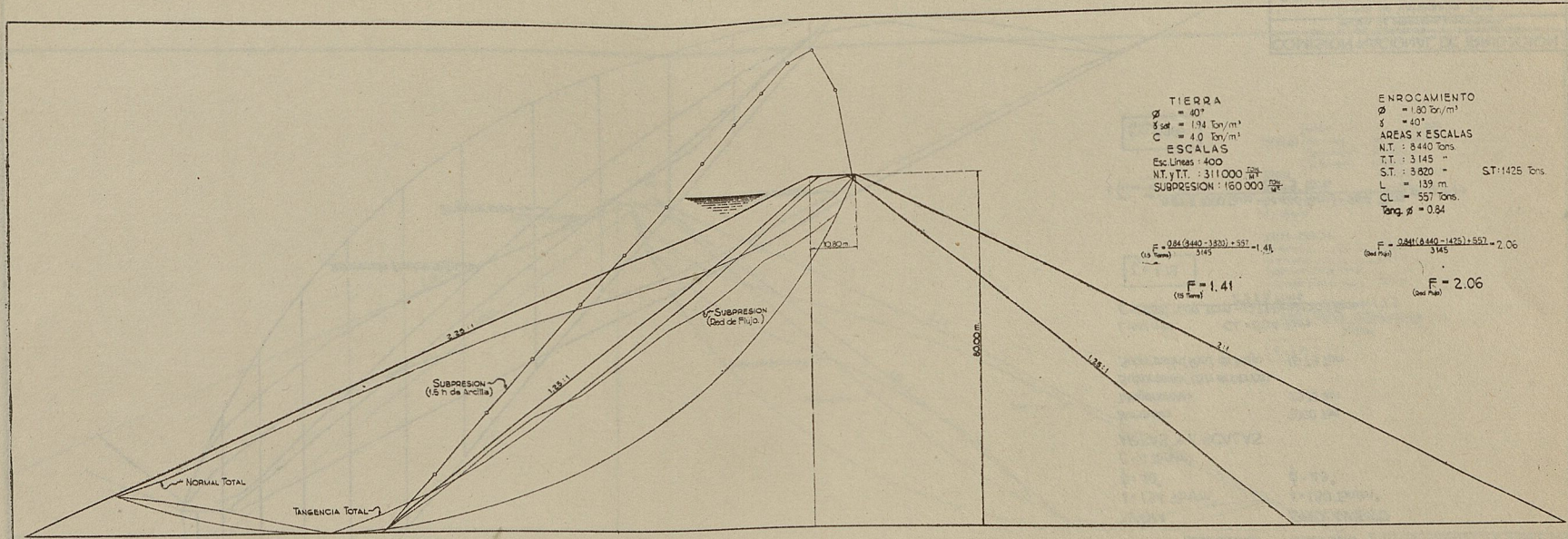
Fig.12



PLANEARON: *[Signature]*  
 DELINEARON: *[Signature]*  
 DIBUJARON: *[Signature]*  
 COMPROBACION HIDRAULICA ANALITICA  
 EXPERIMENTAL  
 COMPROBACION DE ESFUERZOS ANALITICA  
 EXPERIMENTAL  
 REVISION DE MATERIALES  
 REVISION DE DIBUJO: *[Signature]*

COMISION NACIONAL DE IRRIGACION  
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 OFICINA DE INGENIERIA EXPERIMENTAL  
 PRESA DE VALSEQUILLO, PUE.  
 RED DE FLUJO PARA UN VACIADO RAPIDO  
 Conforme: *[Signature]* *[Signature]*  
 Aprobado: *[Signature]*  
 ELABORADO: *[Signature]* *[Signature]*  
 APROBADO: *[Signature]* *[Signature]*

Fig.13



TIERRA  
 $\phi = 40^\circ$   
 $\gamma_{sat} = 134 \text{ Tn/m}^3$   
 $C = 4.0 \text{ Tn/m}^2$   
 ESCALAS  
 Esc. Lineas : 400  
 N.T. y T.T. : 311000  
 SUBPRESION : 160000

ENROCAMIENTO  
 $\phi = 1.80 \text{ Tn/m}^3$   
 $\gamma = 40^\circ$   
 AREAS X ESCALAS  
 N.T. : 8440 Tons  
 S.T. : 5620 " ST: 1425 Tons  
 L : 139 m  
 CL : 557 Tons  
 Tang.  $\beta = 0.84$

$$F = \frac{284(8440 - 3230) + 557}{3145} = 1.41$$

(Oca flujo)

$$F = \frac{284(8440 - 1475) + 557}{3145} = 2.06$$

(Oca flujo)

$$F = 1.41$$

(Oca flujo)

$$F = 2.06$$

(Oca flujo)

PLANEARON : *[Signature]*  
 DELINEARON : *[Signature]*  
 DIBUJARON :  
 COMPARACION FISICA :  
 ANALITICA :  
 EXPERIMENTAL :  
 COMPARACION DE ESPESORES :  
 ANALITICA : *[Signature]*  
 EXPERIMENTAL :  
 REVISION DE MATERIALES :  
 REVISION DE DIBUJO : *[Signature]*

Fig. 14

COMISION NACIONAL DE IRRIGACION  
 DEPTO. DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
 Seccion de Estudios y Proyectos  
 Dresa de Vallesquillo, D.C.  
**CALCULO DE ESTABILIDAD DEL TALUD DE AGUAS ARRIBA**  
 Conforme JEFE DEL DEPTO. DEPTO. CONSULTIVO  
 INGENIERO TERCEROS Aprobado VOCAL EJECUTIVO  
 S. ALONSO O. A. 1944

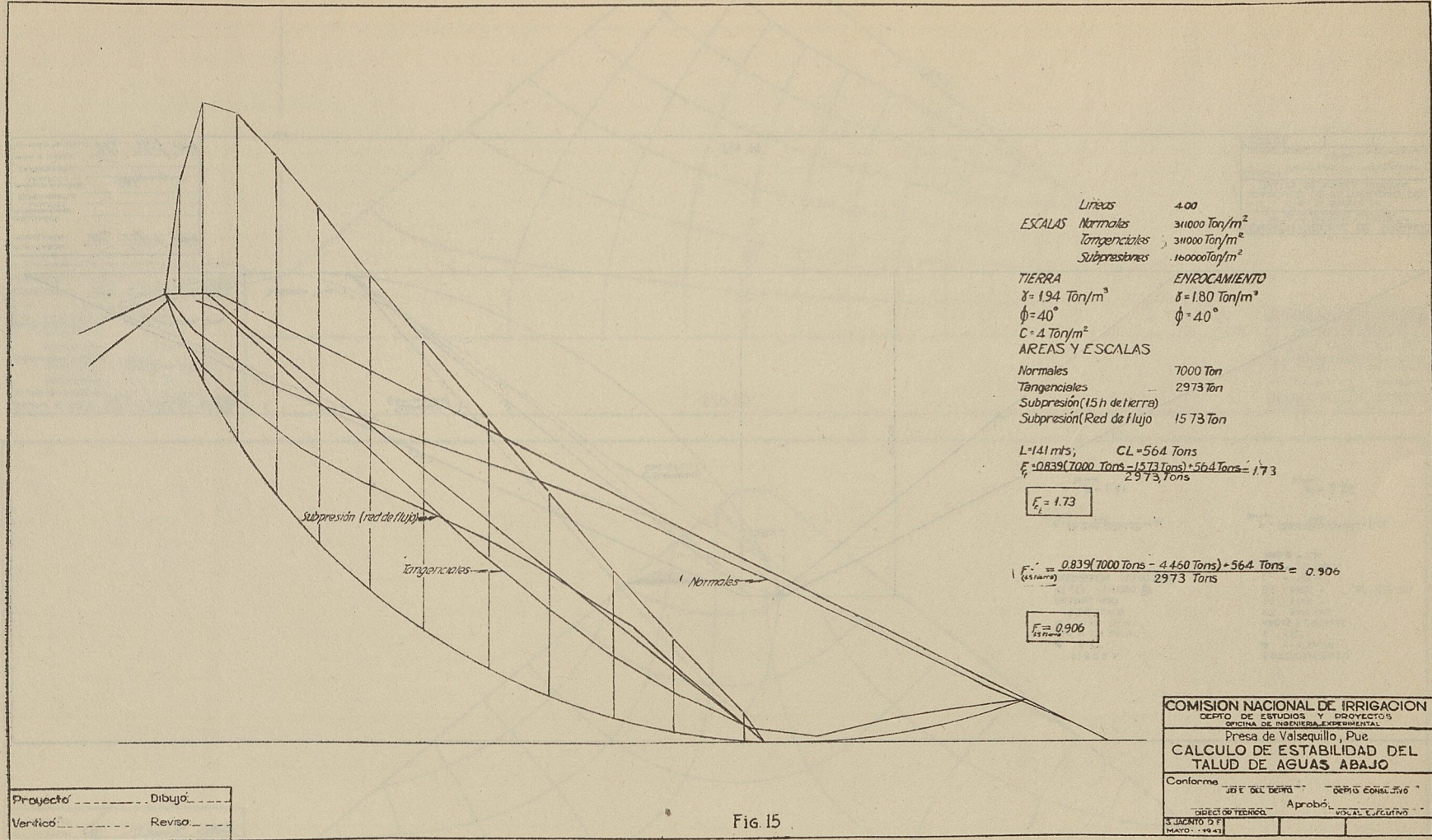


Fig. 15

Proyecto: \_\_\_\_\_ Dibujo: \_\_\_\_\_  
 Verificó: \_\_\_\_\_ Revisó: \_\_\_\_\_

