

24.162

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



MEJORAMIENTO MASIVO EN SUELOS COMPRESIBLES

T E S I S

Que Para Obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

ANGEL ANTONIO RAMIREZ AGUILAR



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

YESIS CON FALLAS DE ORIGEN

I N D I C E

I. INTRODUCCION.	2
II. ASPECTOS PRINCIPALES DE LA PRECARGA Y SU USO.	4
III. LOCALIZACION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.	9
IV. TRABAJOS DE CAMPO.	16
V. TRABAJOS DE LABORATORIO.	17
VI. ESTRATIGRAFIA DEL CALCULO.	19
VII. PROPIEDADES Y PARAMETROS DE CALCULO.	21
VIII. ANALISIS DE CIMENTACIONES.	25
IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	32
X. BIBLIOGRAFIA	35
ANEXO VII-a	37
ANEXO VIII-a	40
ANEXO VIII-b	45
ANEXO VIII-c	46
ANEXO VIII-d	48
ANEXO VIII-e	55
ANEXO VIII-f	59
LISTA DE TABLAS.	61
LISTA DE FIGURAS.	77

I N D I C E

I. INTRODUCCION.	2
II. ASPECTOS PRINCIPALES DE LA PRECARGA Y SU USO.	4
III. LOCALIZACION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.	9
IV. TRABAJOS DE CAMPO.	16
V. TRABAJOS DE LABORATORIO.	17
VI. ESTRATIGRAFIA DEL CALCULO.	19
VII. PROPIEDADES Y PARAMETROS DE CALCULO.	21
VIII. ANALISIS DE CIMENTACIONES.	25
IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	32
X. BIBLIOGRAFIA	35
ANEXO VII-a	37
ANEXO VIII-a	40
ANEXO VIII-b	45
ANEXO VIII-c	46
ANEXO VIII-d	48
ANEXO VIII-e	55
ANEXO VIII-f	59
LISTA DE TABLAS.	61
LISTA DE FIGURAS.	77

I.- INTRODUCCION.

El principal objetivo de las plantas de tratamiento e inyección de agua es la recuperación de crudo, en los campos petroleros, por medio del incremento de la presión hidráulica - en dichos campos. La construcción de plantas de este tipo es abundante en la zona sureste de la República Mexicana, que esta siendo sometida a una intensa explotación petrolera.

Debido a la gran cantidad de agua que se maneja en estas plantas los equipos que se requieren en éstas son de gran magnitud y delicadeza; esto sumado a que la mayoría de las plantas se localizan en zonas con suelos muy compresibles inducen grandes problemas de asentamientos diferenciales entre los diversos equipos que integran las plantas, asentamientos que deben ser muy pequeños debido al funcionamiento de conjunto de estos equipos.

Por todo lo anterior generalmente los equipos más importantes se cimentan sobre pilotes de punta hincados hasta un estrato resistente, que en la mayoría de las ocasiones en la zona se ha encontrado entre los 25.00 y 40.00 m. de profundidad.

El propósito de este trabajo es analizar una solución alternativa que ayude a minimizar los asentamientos diferenciales totales sin recurrir a pilotes que incrementan en mucho - el coste de las cimentaciones.

Es importante hacer notar que casi siempre en la zona, -

es necesario la construcción de un terraplén para elevar el nivel del terreno y evitar inundaciones en las plantas en épocas de lluvias; la solución que aquí se propone es la de proporcionar al suelo un mejoramiento por el método de precarga usando el peso del terraplén antes mencionado.

II.- ASPECTOS PRINCIPALES DE LA PRECARGA Y SU USO.

Se designa como "precarga" el procedimiento de aplicar - cargas a los suelos de cimentación previas a las cargas normales de operación de las estructuras de proyecto, teniendo como objetivo incrementar la resistencia de los suelos blandos e sueltos y disminuir su compresibilidad cuando las estructuras definitivas se encuentren en operación.

Las precargas usuales en la práctica del mejoramiento de suelos son:

a).- Con tierra a base de terraplenes o plataformas de - alturas convenientes.

b).- Las propias estructuras y su carga de operación en aplicación controlada como en los tanques de almacenamiento y las pruebas hidrostáticas en recipientes.

c).- El incremento de los esfuerzos efectivos al reducir la presión de poro por medio del abatimiento del nivel de a-
guas freáticas.

En algunos casos se ha combinado la aplicación de precargas con el uso de drenes verticales a base de perforaciones, rellenos de material granular que permita el paso del agua, - teniendo como objetivo el de acelerar el flujo de agua en el proceso de consolidación y con esto reducir el tiempo del me-
joramiento del suelo.

La experiencia más frecuente en mejoramientos de suelo - en México, es la aplicación de precarga por medio de terrapleo

nes de tierra por su facilidad de ejecución, un menor riesgo de fallas de estabilidad, facilidad en el control de asentamiento por producir, el uso posterior del material utilizado y la omisión de una etapa de renivelado cuando se usa como desplante de grandes tanques de almacenamiento.

Por otra parte este método presenta también desventajas importantes a considerar cuando se pretenda hacer un mejoramiento de suelo utilizandolo;

a).- Se requiere una mayor área de trabajo para poder hacer un mejoramiento de suelo más uniforme en las colindancias de las estructuras.

b).- El incremento del costo de la obra por movimiento del material en caso de ser necesario.

c).- El incremento en el tiempo de ejecución de la obra.

En el caso que se presenta en este trabajo se cuenta con espacio suficiente para la colocación del material y la pre-carga se pretende dar por medio de un terraplén estructural - que es necesario por proyecto ya que se debe elevar el nivel del terreno en toda el área del proyecto.

Al realizar un diseño de mejoramiento del suelo por pre-carga, se requieren conocer las estructuras u obras por cimentar así como sus limitaciones de comportamiento (esfuerzos y deformaciones), tiempo requerido para que opere, programa de construcción, los suelos de cimentación y las deformaciones que ocurrirán con el tiempo.

Cuando el depósito compresible contenga una elevada proporción de materia orgánica gran parte del asentamiento puede

provenir de la consolidación secundaria y los resultados obtenidos por la sobrecarga pueden no ser tan favorables como pueda esperarse, por lo que es necesario conocer como se indicó arriba, los suelos de cimentación.

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, en suelos mejorados por precarga podrán ser determinados mediante una prueba consolidada no drenada representativa de las condiciones de preconsolidación obtenidas.

Para tomar la decisión de aplicar un mejoramiento en suelos de cimentación cohesivos, en el que su consolidación es a largo plazo, el análisis deformación - tiempo es un paso definitivo ya que el estudio del proceso de consolidación definirá las posibilidades (comparando el tiempo necesario para obtener el grado de consolidación requerido y el tiempo de ejecución de la obra) de aplicar este método.

La historia de aplicación de la precarga como procedimiento de mejoramiento de suelo en México se remonta a la ejecución de las primeras vías terrestres, ya que estas se ejecutaban con sobrecarga con el fin principal de lograr la elevación de rasante o corona deseada.

En los tanques de almacenamiento de petróleo y sus derivados la primer falla por asentamiento diferencial y su rehabilitación proporciona la experiencia práctica del mejoramiento de suelos de cimentación con control de carga de operación o hidrostática.

Las precargas con tierra como un procedimiento "racional"

diseñado expresamente como un mejoramiento de suelos de cimentación tiene como origen a los primeros programas de instrumentación de obras de tierra; como la desarrollada en la presa "El Infiernillo" y en el terraplén de prueba construido por SAHOP en la zona del Lago de Texcoco.

Según la ref. 7 el primer programa de mejoramiento de suelos de cimentación como una solución alternativa al cimiento con base en predicciones de comportamiento en un tanque de almacenamiento fué en Cd. Madero Tamps. en 1966; después de esta experiencia (en la que el comportamiento fue favorable) en Petróleos Mexicanos se continuaron los programas de desarrollo del método de mejoramiento de suelos en casi todas las áreas de almacenamiento en donde se localizan suelos de cimentación blandos.

La experiencia en este campo también muestra ocasiones en que los proyectos no se pudieron concluir por no haberse cumplido con los objetivos previstos; como en el caso del proyecto de precarga con drenes verticales para preconsolidar el estrato superior de arcillas en la planta de almacenamiento y distribución de productos PEMEX en S atelite Oriente, D.F. ; - las precargas en aluviones en la construcción del Complejo Siderurgico Las Truchas en Michoacán y las precargas por carga hidrostática de los tanques 137 y 138 de PEMEX en Cd. Madero, Tamps.

Para verificar los efectos predichos en las pruebas de precarga es necesario programar observaciones de campo, las que se deben iniciar antes del desplante de los terraplenes y

se extienden hasta la aplicación de las precargas, construcción de las estructuras y operación de las mismas.

La instrumentación deberá tener como objetivo la determinación de:

- a) La variación de las deformaciones verticales con el tiempo.
- b) Las condiciones piezométricas iniciales en el subsuelo y sus variaciones en las etapas de: precarga y descarga, construcción y operación.

Los programas más sencillos de instrumentación son los basados en testigos de niveles superficiales que nos proporcionan el total de asentamientos en los puntos en que son colocados; los testigos de niveles profundos para separar las deformaciones por estratos; pero se pueden instalar más complicados usando: inclinómetros, perfilómetros, piezómetros neumáticos o hidráulicos para el registro de presión de poro y las celdas para el registro de presión total.

III.- LOCALIZACION Y DESCRIPCION DEL PROYECTO.

La planta se encuentra en el campo petrolero "Ogarrio", en Tabasco (ver fig. 1). El predio que ocupa es rectangular de 90 x 75 m, su topografía es más o menos plana, con una diferencia máxima entre su punto más alto y el más bajo de 1.00 m, dicha topografía se presenta en la figura 2.

El predio es inundable en época de lluvias por lo que deberá elevarse toda el área hasta el nivel +4.20 m, lo que implica colocar un terraplén estructural de 1.70 m en promedio.

La planta esta integrada por los siguientes edificios y equipos principales (ver fig. 3): CASA DE BOMBAS, AREA DE CABEZALES, FILTROS DE SUPERFLUJO, CUARTO DE CONTROL. OFICINAS GENERALES, SUBESTACION ELECTRICA.

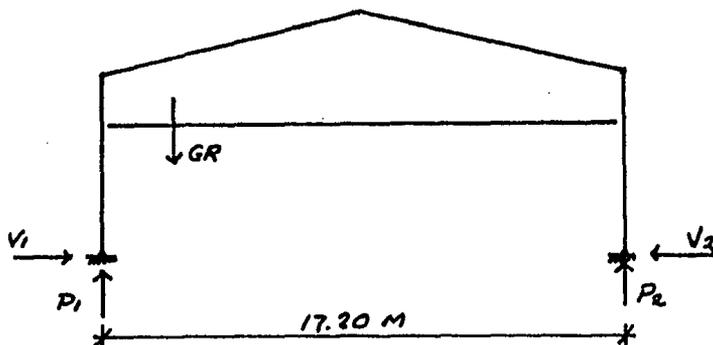
Además se tienen estructuras y equipos accesorios de pequeñas dimensiones que no presentan problemas de cimentación.

A continuación se describen los edificios y equipos principales así como sus estructuraciones y las restricciones que son necesarias señalar por proyecto.

a).- CASA DE BOMBAS.- Es una nave tipo industrial a dos aguas, estructurada a base de marcos metálicos, articulados en su base, colocados a cada 8.00 m. El claro, centro a centro de columnas, en el sentido transversal es de 17.20 m y la longitud total del edificio es de 4.00 m (ver fig. 4): la cubierta es de lámina de asbesto en el techo y sin recubrimien-

te en las paredes, además la estructura deberá ser capaz de soportar una grúa de 10 ton de capacidad.

Las reacciones producidas por la estructura se muestran en la siguiente tabla.



COMBINACION DE CARGA	REACCIONES EN TON			
	V_1	P_1	V_2	P_2
C.M. + C.V.	3.50	9.73	3.50	9.73
C.M. + C.V.+GR.	4.36	17.78	3.52	11.72
C.M. + VTO.	-3.25	-8.70	-1.15	-4.25

Donde: CM = carga muerta, CV = carga viva, GR = carga grúa, VTO = carga de viento.

(No se consideró necesario un análisis incluyendo el sísmo ya que en este tipo de estructuras ligeras no es crítico).

Las restricciones por asentamientos diferenciales en la estructura son:

- Por funcionamiento de la grúa
0.003 del claro en dirección longitudinal.
- Por resistencia de la estructura
0.006 del claro en dirección transversal.

Dentro de la casa se localizan cinco bombas con motor eléctrica de 100 H.P. de potencia que tienen un peso total en operación de 21.7 ton; el fabricante recomienda una losa de cimentación de concreto armado de 7.00 x 2.00m la que deberá tener una relación de peso de cimentación a peso de equipo en operación igual o mayor que dos y desligada de la losa de piso para evitar efectos de vibración.

b).- ARRA DE CABEZALES.- Este equipo esta constituido por tubería de acero de 16" y 18" de diámetro además de equipos accesorios como válvulas para la regulación del agua, su longitud total es de 40.00m y estará soportada por una losa maciza de concreto armado de 40.00m de largo por 2.50m de ancho, el peralte de la losa será de 0.45m para que tenga rigidez y evitar deformaciones locales.

c).- FILTROS DE SUPERFLUJO.- El equipo se compone de un paquete de seis filtros así como de tuberías y válvulas para

la conducción y regulación del agua.

Los filtros son cilindros metálicos, de 1.20m de diámetro y 2.50 de alto, rellenos de materiales granulares convenientemente colocados para filtrar el agua, el peso en operación de este equipo es de 18.00 ton por filtro más 30 toneladas por accesorios y estructura auxiliar que estará soportado por una loza rígida de concreto armado de 21.00m de largo por 5.50m de ancho y 0.45m de peralte.

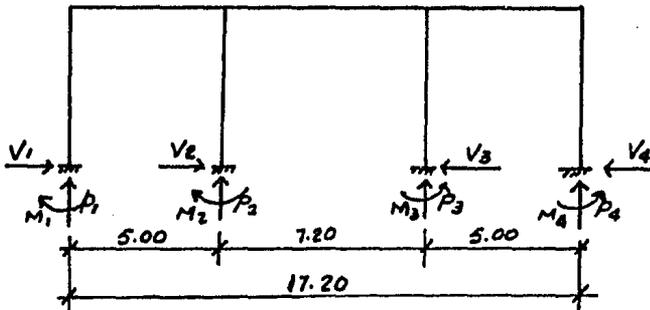
Como particularidad del proyecto y debido a las conexiones existentes, entre bombas y cabezales y de éstos con los filtros, los hundimientos diferenciales máximos permitidos -- son los siguientes:

ENTRE BOMBAS Y CABEZALES	- 1.5 cm.
ENTRE CABEZALES Y FILTROS	- 2.5 cm.

Por lo tanto las cimentaciones entre dichos equipos deben ser tales que los hundimientos máximos que se presenten -- estén dentro de los rangos indicados.

d).- CUARTO DE CONTROL.- Este edificio será destinado para alojar equipo eléctrico y electrónico para el control de la planta, consta de un solo entrepiso y esta estructurada a base de lozas macizas de concreto apoyadas sobre marcos a cada 5.00m en el sentido longitudinal y a cada 5.00 y 7.00m en el sentido transversal; siendo las dimensiones totales de -- 30.00 x 17.20m (ver fig. 5).

Las reacciones producidas en la cimentación por la estructura son las siguientes:



COMBINACION DE CARGA	REACCIONES EN TON					
	P ₁	V ₁	M ₁	P ₂	V ₂	M ₂
C.M. + C.V.	17.42	2.64	5.27	26.01	5.72	11.34
C.M.+C.V.R+SISMO	12.74	0.03	0.06	22.81	2.95	5.82

COMBINACION DE CARGA	REACCIONES EN TON					
	P ₃	V ₃	M ₃	P ₄	V ₄	M ₄
C.M. + C.V.	26.01	5.72	11.34	17.42	2.64	5.27
C.M.+C.V.R+SISMO	26.61	7.91	15.72	20.36	4.99	9.96

El equipo que se encuentra dentro del cuarto de control es ligero y sin problemas de movimientos verticales diferenciales.

Las restricciones por hundimientos son las siguientes:

$$L/Ah \quad 0.004$$

Ah= Hundimiento diferencial

L = Longitud del claro

e).- OFICINAS GENERALES.- Este edificio consta de un entrepiso de 2.70m de altura (al lecho superior de la losa), y estructurado a base de losas macizas y trabes de concreto reforzado apoyadas directamente sobre muros de carga.

Las dimensiones totales de este edificio son de 13.60 x 15.20m.

d).- SUBESTACION ELECTRICA.- La subestación eléctrica - consta de marcos de acero que soportan las líneas de transmisión eléctrica así como accesorios eléctricos. Las reacciones en los marcos son las siguientes:

COMBINACION DE CARGA	REACCIONES EN TON					
	P_1	V_1	M_1	P_2	V_2	M_2
C.M. + C.V.	17.51	4.28	21.41	24.45	0	0
C.M. + C.V.R.+SISMO	16.90	5.82	13.44	24.45	1.54	7.97

COMBINACION DE CARGA	REACCIONES EN TON		
	P_3	V_3	M_3
C.M. + C.V.	17.51	4.82	21.41
C.M. + C.V.R.+SISMO	18.12	3.28	29.38

Las restricciones por hundimientos diferenciales son los indicados para la estructura en la casa de bombas.

IV.- TRABAJOS DE CAMPO.

Los trabajos de campo consistieron básicamente en la ejecución de ocho sondeos, de los que seis fueron alterados continuos (AC) y dos mixtos continuos (MC), para la ejecución de los sondeos mixtos se alterno' el muestreo alterado con el inalterado; las profundidades máximas de perforación fueron de -- 37.45 m. La localización de estos sondeos se muestra en la figura 2 y sus características se resúmen en la tabla A.

El muestreo alterado se llevó a cabo con el procedimiento de penetración estándar, empleando un muestreador de pared gruesa (tubo liso o tubo partido), hincado a percusión, mientras que el inalterado se realizó hincado a presión muestreadores de pared delgada (tubo Shelby) en diámetros de 3" y 4", usando siempre lodo bentonítico para estabilizar las paredes de la perforación.

También se efectuó una clasificación preliminar, de todas las muestras obtenidas, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

V.- TRABAJOS DE LABORATORIO.

Sobre las muestras obtenidas durante los trabajos de campo que se describen en el capítulo anterior se realizaron las siguientes pruebas:

a).- Clasificación visual y al tacto, en estados húmedo y seco, siguiendo las normas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

b).- Determinación del contenido de agua natural (w) ; - estos ensayos, tanto la clasificación como el contenido de agua natural, se efectuó para todas las muestras.

c).- Límites de consistencia; Líquido (l_w) y Plástico - (P_w).

d).- Determinación de porcentaje de finos.

e).- Análisis granulométrico; los límites, porcentaje de finos y granulometría solo se hicieron en muestras previamente seleccionadas con base en los resultados de la clasificación y determinación del contenido de agua.

Los resultados de estos ensayos se presentan en los perfiles estratigráficos de los sondeos correspondientes (ver figuras de la 6 a la 13) y se resumen en la tabla A.

VI.- ESTRATIGRAFIA DE CALCULO.

La estratigrafía que aquí se presenta se definió tomando en cuenta los ocho sondeos ejecutados cuyas características - se presentan en el capítulo IV y se resúmen en la tabla B de este trabajo.

Las figuras 14 y 15 muestran los perfiles estratigráfi--cos AA' y BB' con lo que se puede resumir la descripción general de la estratigrafía como sigue:

a).- A partir del terreno natural y hasta una profundi--dad media de 15.00m se encuentra una arcilla gris y café obs--cure de alta compresibilidad, consistencia inicial muy blanda a media de acuerdo con su número de golpes de 0 a 8 y de baja a alta plasticidad (CL-CH), intercalada de pequeños lentes de arena arcillosa (SC), como se muestra en el sendeo 395 MC; el contenido de agua natural medio es de 43%, de 53% en el lími--te líquide (Lw) y de 20% en el límite plástico.

Cabe mencionar que en algunos puntos aislados se presen--tan incrementos en el número de golpes que varían entre 8 y - 20, sin embargo como éste se presenta en puntos muy aislados no representa ningún problema en el caso de que se hincaran - pilotes.

b).- A continuación y hasta profundidades de 25.00 y --

29.00m se encontró un estrato formado por arena arcillosa (SC) fina a media y de color café claro a gris; la forma de sus -- granos es subangular a subredondeada con intercalaciones de -- cuarzo, mica y feldespatos; su número de golpes varía de 8 a 37 y su contenido de agua natural alrededor del 20%; el por--centaje de finos es del orden del 20%.

c).- Posteriormente y hasta una profundidad de 32.00m se detectó una arcilla gris oscura de consistencia inicial dura, con un número de golpes que varía de 20 a 30 y de alta plasti--cidad (CH).

d).- Inmediatamente despues de este estrato continúan -- las arenas arcillosas de color gris verdoso (SC,SL) hasta la máxima profundidad explorada.

Se hace notar que la profundidad a la que se detectó el nivel freático varía según se muestra en la tabla A; para efec--tos de cálculo se tomo como 1.05m a partir del nivel de terre--no natural.

VII.- PROPIEDADES Y PARAMETROS DE CALCULO.

Como se puede apreciar de los capítulos IV y V tanto las pruebas de campo como los trabajos efectuados en el laboratorio son insuficientes para determinar de una manera exacta -- las propiedades necesarias para el análisis de las cimentaciones de la planta, por lo que, para el propósito de este trabajo, dichas propiedades se estimarán haciendo correlaciones empíricas entre las propiedades índice (contenidos de agua) y -- resistencia a la penetración estándar de las muestras obtenidas en los sondeos efectuados en el predio en estudio y los -- resultados de ensayos efectuados con materiales similares extraídos en la exploración del suelo para el proyecto de la -- "Terminal de Usos Múltiples" en Dos Bocas, Tabasco (referencia 5).

En este capítulo se detalla a continuación como se determinó cada una de las propiedades y parámetros de cálculo obtenidos por estas correlaciones.

a).- RELACION DE VACIOS.- La relación de vacíos se calculó esando directamente la siguiente fórmula:

$$e_0 = wS_s$$

En donde: w = contenido de agua natural de la muestra del suelo, S_s = peso específico de la fase sólida del suelo, e = relación de vacíos.

De los ensayos efectuados en el laboratorio se obtuvo el contenido de agua natural, pero se desconoce el valor de S_s , por lo que éste se determinó en forma indirecta a partir del peso específico de la masa del suelo " δ_s " y del contenido natural del agua; suponiendo que el grado de saturación del suelo " w_g " es de 100%.

Los valores así calculados se resúmen en la tabla C y en el anexo VII-a se explica en forma detallada como se calculó el valor de S_s .

b).- INDICES DE COMPRESION C_c y C_s .- como se puede deducir de los capítulos IV y V, donde se detallan tanto los trabajos de campo como lo de laboratorio efectuados en las muestras del suelo obtenidas, no se pudieron obtener los datos adecuados para el trazo de la curva de compresibilidad, la que es necesaria obtener para el cálculo de los asentamientos producidos por las cargas a las que se someterá el subsuelo en estudio.

Por otro lado el Dr. Terzaghi a partir de investigaciones experimentales ha propuesto una correlación empírica que permite calcular el índice de compresibilidad C_c a partir de las características de la plasticidad del suelo; la correlación propuesta por Terzaghi para arcillas remoldeadas es la -

siguiente:

$$C_c = 0.007 (LL - 10)$$

Para arcillas inalteradas normalmente consolidadas la ecuación anterior se modifica quedando:

$$C_c = 0.009 (LL - 10)$$

Las anteriores ecuaciones permiten trazar la curva de compresibilidad en el tramo virgen siempre que se conozca un punto de ella, que puede determinarse con la presión efectiva inicial actuante sobre la muestra en estudio y la relación natural de vacíos de la misma.

Se hace notar, sin embargo que de acuerdo a la experiencia se han observado discrepancias del orden de $\pm 30\%$ entre los valores obtenidos con las correlaciones anteriores y los valores reales obtenidos en pruebas de consolidación, sin embargo para el propósito de este trabajo y tomando en cuenta todo lo anterior se escogieron varias muestras de sondeos efectuados en el estudio geotécnico del proyecto "T.U.M. Dos Becas" en la que sus características (tales como: la presión de consolidación, profundidad de la muestra, contenido de agua, límite líquido, límite plástico, relación de vacíos, etc) fueran semejantes a las de las muestras obtenidas en Ogarrio y sobre todo que fueran muestras a las que se les hubieran efectuado las pruebas necesarias para la obtención de la curva -

de consolidación y con esto los valores de C_c y C_s ; los valores así obtenidos se resumen en la tabla C.

c).- COHECION Y ANGULO DE FRICCION.- Para la determinación de estos parámetros se usaron las gráficas que se muestran en las figuras 16, 17 y 18; estas gráficas se trazaron tomando en cuenta los datos obtenidos por las pruebas de penetración estándar, para los suelos arcillosos y arenosos, así como los valores obtenidos en los ensayos de compresión triaxial (drenados y no drenados) y de compresión no confinada efectuados en muestras inalteradas obtenidas también en la exploración para el estudio geotécnico efectuado para el proyecto Dos Bocas.

Para el terraplén estos valores se obtuvieron de pruebas de compresión no confinada efectuados para el proyecto de Dos Bocas, aplicados a una mezcla de arcilla que se encuentra en la zona y arena en proporción 1:1.

Los valores así obtenidos también se resumen en la tabla C.

VIII.- ANALISIS DE CIMENTACIONES.

a) ASENTAMIENTOS

a.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.- Para el cálculo de los asentamientos se consideró la elevación del nivel de la cota +2.50m (promedio) a la +4.20m. Además se consideró un mejoramiento en el terreno natural de 0.30m de espesor con lo que tenemos un espesor inicial del terraplén de 2.00m.

El material con el que se construirá el terraplén es una arcilla, que se encuentra en la zona, mezclada con arena fina en proporsión de 1:1; las propiedades de este material se determinaron en laboratorio y se muestran en la tabla C.

a.2.- CRITERIO DE ANALISIS.- En el cálculo de los asentamientos las distribuciones de esfuerzos inducidos por el terraplén y las estructuras en servicio se calcularon siguiendo la teoría de Boussinesq, aplicando la fórmula general para el cálculo de esfuerzos inducidos por un área rectangular uniformemente cargada; mientras que la magnitud de los asentamientos se calculó usando la teoría de K. Terzaghi para suelos plásticos compresibles (referencia 3).

a.3.- PROCEDIMIENTO DE ANALISIS.- Primeramente se calculó, en forma aproximada y unicamente para el primer estrato, los asentamientos producidos por una sobrecarga producto de un

terraplén de 2.00 m de espesor con el fin de determinar en forma aproximada la magnitud del asentamiento que una sobrecarga, producto de dicho terraplén, le causaría al suelo en estudio; y con esto poder estimar el espesor definitivo del terraplén para que el nivel superior de éste, al producirse el asentamiento esperado, fuera el proyectado.

Tomando en consideración lo anteriormente expuesto se procedió al cálculo de la distribución de esfuerzos producidos por la carga del terraplén. El cálculo de estos esfuerzos unicamente se efectuó bajo tres puntos; los que se consideraron de vital importancia, tomando en cuenta las restricciones mencionadas en el capítulo III, para los fines de este trabajo.

Los puntos que así se consideraron se fijaron en los centros de las losas de cimentación de cada uno de los equipos; definiendose como sigue:

- Punto No. 1 - Bombas
- Punto No. 2 - Cabezales
- Punto No. 3 - Filtros

Estos cálculos se muestran con más detalle en el anexo VIII-a y se resumen en las tablas D-1, D-2 y D-3.

Posteriormente se calculó la distribución de presiones efectivas; tomando como representativa de todo el estrato, para los siguientes cálculos, la presión existente en el punto medio de cada estrato las que se resumen en la tabla E; el cálculo de estos valores se presenta en el anexo VIII-b.

Con los valores obtenidos anteriormente se calcularón los asentamientos producidos por el terraplén bajo los equipos indicados anteriormente; resultando éstos de la siguiente magnitud:

EQUIPO	ASENTAMIENTO TOTAL
Bombas	1.295 m.
Cabezales	1.243 m.
Filtros	1.195 m.

Los asentamientos producidos por el terraplén en cada - uno de los estratos se presentan en las tablas F₁, F₂ y F₃; y su cálculo en el anexo VIII - c.

Comparando los resultados anteriormente indicados con los asentamientos permitidos para los diferentes equipos que integran la planta (capítulo III), podemos deducir que: si únicamente el 10% de estos asentamientos afectara a las estructuras y equipos de la planta; estos asentamientos estarán dentro de los límites aceptables para el buen funcionamiento de la planta.

Por lo que es necesario que al momento de la construcción de las estructuras y conexión de los equipos se haya generado el 90% de la consolidación del suelo por el esfuerzo que le - transmita el terraplén, de este modo los asentamientos poste--riores a este momento por efecto del terraplén serían:

PUNTO	ASENTAMIENTO
1	$1.295 \times 0.10 = 0.1295$
2	$1.243 \times 0.10 = 0.1243$
3	$1.195 \times 0.10 = 0.1195$

Siendo los asentamientos diferenciales:

Entre bombas y cabezales

$$0.1295 - 0.1243 = 0.0052 \text{ m.}$$

Entre cabezales y filtros

$$0.1243 - 0.1195 = 0.0048 \text{ m.}$$

De este modo unicamente nos restaría comprobar que los asentamientos inducidos por el peso propio de los equipos y su cimentación sumados a los anteriormente calculados estan dentro del rango permitido y en caso de ser así determinar el tiempo necesario para que se tenga la consolidación requerida en el suelo.

Posteriormente se calculó el tiempo necesario para que se obtuviera el 90% de consolidación en el suelo tomando como representativo el estrato (1); siendo éste de 10 meses (ver anexo VIII - f).

A continuación se determinaron los asentamientos inducidos por el peso de los equipos y su cimentación tomando en cuenta la influencia de cada uno de los equipos en los otros y suponiendo que el suelo se haya consolidado al 90% bajo la carga del terraplén.

Los resultados de estos análisis para cada estrato se --
presentan en la tabla G y los calculos se detallan en los ane-
xos VIII-d y VIII-e.

Los asentamientos así calculados son:

<u>EQUIPOS</u>	<u>ASENTAMIENTOS</u>
Bombas	0.061
Cabezales	0.077
Filtros	0.094

Per lo que los asentamientos totales en los equipos pos-
teriormente a su conexión y nivelación son:

$$\text{Bombas} = 0.061 + 0.130 = 0.191$$

$$\text{Cabezales} = 0.077 + 0.124 = 0.201$$

$$\text{Filtros} = 0.094 + 0.120 = 0.214$$

Mientras que los asentamientos diferenciales serán:

Entre bombas y cabezales

$$0.201 - 0.191 = 0.010 \text{ m.}$$

Entre cabezales y filtros

$$0.214 - 0.201 = 0.013 \text{ m.}$$

Tomando en cuenta estos resultados no se consideró nece-
sario hacer el cálculo de los asentamientos producidos por --
las otras estructuras.

b.) CAPACIDAD DE CARGA

b.1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

b.1.1.- Considerando que el asentamiento promedio en el predio es de 1.20 m, para el cálculo de la capacidad de carga se considera la existencia de un terraplén estructural de 3.20 m.

b.1.2.- El nivel de desplante de la cimentación será de 1.00 m abajo del nivel superior del terraplén.

b.1.3.- Los parámetros de resistencia en suelos compactados se deben determinar mediante una prueba consolidada no drenada que represente las condiciones de consolidación que se prevén en el suelo. En pruebas efectuadas para el proyecto de Dos Bocas en suelos similares se observó un incremento mínimo de la capacidad del suelo del 25%; por lo tanto para el cálculo de la capacidad de carga - en cimentaciones que afecten el suelo bajo el terraplén se usarán los valores de la tabla C y la capacidad así obtenida se deberá incrementar en un 25%.

b.2.- CRITERIO DE ANALISIS.- Teniendo en consideración que las cimentaciones generalmente se apoyarán - sobre el terraplén se analizará la capacidad de carga de acuerdo a la teoría de Skempton, la que es adecuada para cimentaciones superficiales apo

yada en suelos cohesivos, así la capacidad de -
carga admisible se define por:

$$q_d = \frac{1}{FS} c N_c + \gamma D_f$$

Siendo: q_d = capacidad de carga admisible, FS = factor de seguridad = 3 (según normas de PEMEX), C = cohesión, N_c = factor de capacidad de carga, γD_f = presión de suelo al nivel de desplante.

Las dimensiones y forma de las zapatas se determinarán de modo que las presiones sobre el terreno causadas por las cargas de diseño no exedan la capacidad de carga admisible.

En caso de zapatas con cargas excéntricas que actúan a una distancia "e" del eje longitudinal de la zapata, el ancho deberá considerarse igual a:

$$B' = B - e$$

DONDE: B' = ancho efectivo de la zapata

e = exentricidad.

IX.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

a) De el análisis de asentamientos se puede observar que si la cimentación se hace a base de pilotes de punta, además de soportar el peso de las estructuras éstos deberán soportar la carga que por fricción negativa le producirá el terraplén y el suelo al compactarse bajo el terraplén; lo que incrementará excesivamente el número de pilotes necesarios.

b) Del mismo análisis se observó que el mejoramiento, - producido por el terraplén al suelo, minimiza los asentamientos diferenciales de las estructuras logrando así que estos - se mantengan dentro de los límites de restricción así como un incremento en la capacidad de carga.

c) El espesor del terraplén definitivo deberá ser de 3.20 m en promedio para que al ocurrir la consolidación el nivel superior de éste sea el deseado.

d) El tiempo mínimo entre el momento en que se empiece a construir el terraplén y el momento en que se nivelen los equipos y se efectuen las conexiones entre éstos deberá ser de 10 meses mínimo.

e) Durante la construcción del terraplén es necesario - llevar un registro de los asentamientos que se van sucediendo en el suelo desde el momento en que se empieza el terraplén,

con el fin de asegurar que al momento de la nivelación y conexión de los equipos se tenga un hundimiento promedio de 1.17 m, el que corresponde al 90% de la consolidación total del suelo; es recomendable también que se instrumente el suelo con piezómetros para asegurar que la presión negativa no sea mayor que la presión efectiva en ningún momento durante la construcción del terraplén y sobrevenga una falla por cortante, aunque es difícil que este suceda ya que el terraplén se colocará en capas como se explica más adelante.

f) Antes de empezar la construcción del terraplén se deberá despallar y desenraizar el terreno en un espesor de 30 cm con el fin de extraer en su totalidad la capa vegetal.

g) El terraplén se compactará de acuerdo a la norma proctor modificada al 90% y en capas no mayores de 20 cm ya compactadas.

h) El talud del terraplén en la periferia deberá ser de 1.5 : 1 (1.5 horizontal por 1 vertical).

i) Para la protección de los taludes éstos se deberán fo restar inmediatamente después de su construcción, con el fin de evitar erosión.

j) Es necesario que el terraplén este provisto de obras

menores de drenaje con el fin de que el agua pluvial no erosione a los taludes del mismo.

k) Para determinar si los equipos y estructuras de la planta se cimentan superficialmente es necesario también efectuar una revisión por capacidad de carga según las recomendaciones dadas en el capítulo VIII.

l) Como se puede observar en el anexo VIII-f es necesario colocar una capa de arena bien graduada de 40 cm de espesor entre el terraplén y el terreno natural con el fin de acelerar la consolidación del 1er. estrato.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
"Manual de Mecánica de Suelos", México 1976.
- 2.- EULALIO JUAREZ B. Y ALFONSO RICO R.
Mecánica de suelos Tomo I
"Fundamentos de Mecánica de Suelos" México 1976.
- 3.- EULALIO JUAREZ B. Y ALFONSO RICO R.
Mecánica de suelos Tomo II
"Teoría y aplicaciones de la Mecánica de Suelos"
México 1976.
- 4.- DESARROLLO DE INGENIERIA INTEGRAL S.A. DE C.V.
Estudio Geotécnico para la terminal de usos múltiples
en el puerto Dos Bocas" México 1979.
- 5.- PEMEX
Norma de Proyecto No. 2.214.05 "Exploración y Muestreo
de Suelos para proyecto de Cimentaciones" primera y se-
gunda partes. Primera edición, México 1975.
- 6.- INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM.
Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Cons-
trucciones para el Distrito Federal.
"Diseño y Construcción de Cimentaciones" México 1977.

7.- SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS. A.C.

Mejoramiento Masivo de Suelos.

8.- RALPH B. PECK, WALTER E. HANSON Y THOMAS THORNBURN.

Ingeniería de Cimentaciones.

ANEXO VII-a

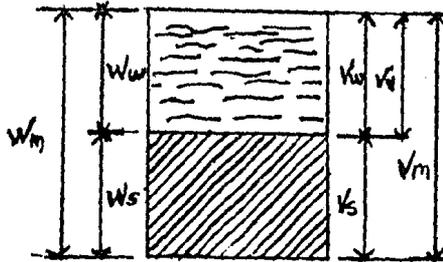
CALCULO DEL PESO ESPECIFICO RELATIVO DE LA FASE SOLIDA "Ss" A PARTIR DEL CONTENIDO DE AGUA "w" Y EL PESO ESPECIFICO - DE LA MUESTRA " γ_m ".

1.- HIPOTESIS:

-Se supone que el suelo tiene un grado de saturación del - 100%.

-El volumen total de la muestra es igual a 1 m^3 .

2.- DETERMINACION DEL Ss:



De la figura:

$$w_m = w_w + w_s \quad (1)$$

$$v_m = v_w + v_s = v_w + v_s \quad (2)$$

y además:

$$\frac{W_w}{W_s} = w \quad (3)$$

Donde:

w = contenido de agua de la muestra

W_s = peso de la fase sólida de la muestra

W_w = peso de la fase líquida de la muestra

V_s = volumen de la fase sólida de la muestra

V_v = volumen de vacíos de la muestra

W_m = peso de la muestra

de la 2a. hipótesis:

$$V_m = 1 \text{ m}^3$$

$$V_m = V_v + V_s = 1 \text{ m}^3 \quad (4)$$

y además:

$$W_m = \gamma'_m$$

$$W_m = W_w + W_s = \gamma'_m \quad (5)$$

despejando W_s de la ecuación anterior

$$W_s = \gamma'_m - W_w \quad (6)$$

substituyendo en (3)

$$\frac{Ww}{(\gamma_m - Ww)} = w$$

$$Ww = w (\gamma_m - Ww) \quad (7)$$

dividiendo todo entre Ww y despejando

$$Ww = \gamma_m \left(\frac{w}{1+w} \right) \quad (8)$$

substituyendo (8) en (1) y despejando

$$W_s = \gamma_m \left(1 - \frac{w}{1+w} \right) \quad (9)$$

como $\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$ $\frac{Ww}{Vw} = 1$; $Ww = Vw$

y substituyendo el valor dado en la ecuación (8) por Ww en la ecuación (4) tenemos:

$$\gamma_m \left(\frac{w}{1+w} \right) + V_s = 1$$

de donde:

$$V_s = 1 - \gamma_m \left(\frac{w}{1+w} \right)$$

y finalmente con los valores de W_s y V_s se calcula el valor de S_s de la siguiente manera:

$$S_s = \frac{W_s}{V_s}$$

ANEXO VIII - a

CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
INDUCIDOS POR EL TERRAPLEN BAJO LOS PUN
TOS EN ESTUDIO.

El cálculo de los esfuerzos a una profundidad Z se efectuó usando las siguientes formulas:

$$\sigma_z = W \times W_0$$

$$W_0 = \frac{1}{4\pi} \left[\left(\frac{C_1}{C_2 + C_3} \times C_4 \right) + \text{ang tan } \frac{C_1}{C_2 - C_3} \right] \quad -(2)$$

Siendo:

$$C_1 = 2XYZ (X^2 + Y^2 + Z^2)^{1/2}$$

$$C_2 = Z^2 (X^2 + Y^2 + Z^2)$$

$$C_3 = X^2 Y^2$$

$$C_4 = \frac{X^2 + Y^2 + 2Z^2}{X^2 + Y^2 + Z^2}$$

En donde:

Z = Profundidad a la que se desea obtener σ_z

X, Y = Dimensiones en planta del área uniformemente cargada.

W = Presión de contacto en la superficie del terreno.

σ_z = Esfuerzo bajo una esquina de un área cargada a -

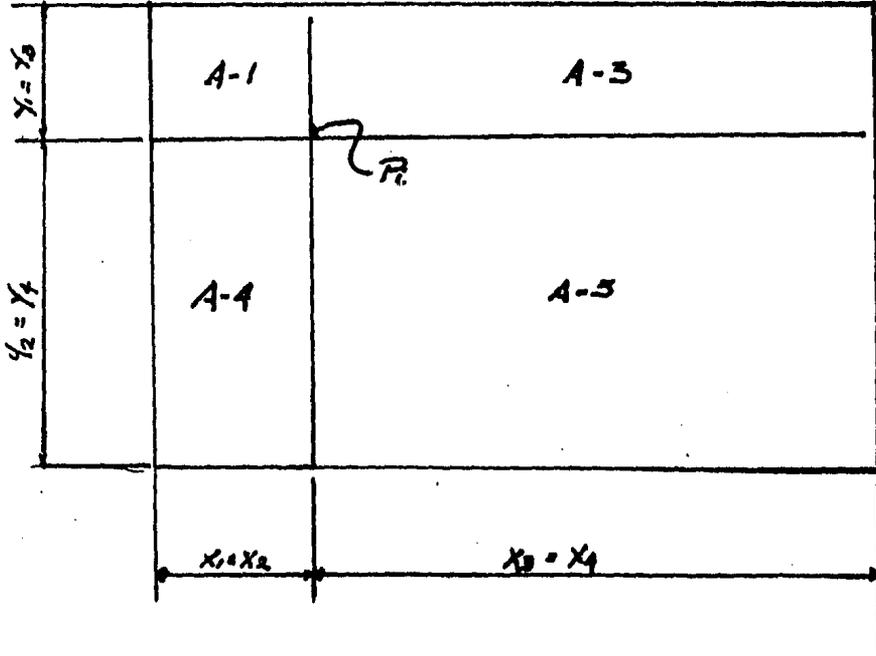
una profundidad Z.

Los valores de Z para el cálculo de los esfuerzos se tomaron en el punto medio de los estratos resultando estos como se muestra en la siguiente tabla.

ESTRATO	H_1	H_2	Z	H
1	0.00	13.70	6.850	13.70
2	13.70	15.20	14.450	1.50
3	15.20	16.20	15.700	1.00
4	16.20	19.70	17.950	3.50
5	19.70	28.45	24.075	8.75
6	28.45	32.20	30.325	3.75
7	32.20	34.70	33.450	2.50

H_1 = Profundidad de inicio del estrato, H_2 = Profundidad de terminación del estrato, H = Espesor del estrato.

Los valores de X y Y para el cálculo de Z se tomaron de forma que se pudiera aplicar la fórmula (1), recordando que esta proporciona el valor de Z bajo uno de los vértices del área cargada, así los valores tomados fueron:



PUNTO 1 (BOMBAS)

$$\begin{array}{ll} A_1. - x_1 = 67.35 & y_1 = 129.00 \\ A_2. - x_1 = 67.35 & y_2 = 51.00 \\ A_3. - x_2 = 27.65 & y_1 = 129.00 \\ A_4. - x_2 = 27.65 & y_2 = 51.00 \end{array}$$

PUNTO 2 (CABEZALEZ)

$$\begin{array}{ll} A_1. - x_1 = 79.45 & y_1 = 129.00 \\ A_2. - x_1 = 79.45 & y_2 = 51.00 \\ A_3. - x_2 = 15.55 & y_1 = 129.00 \\ A_4. - x_2 = 15.55 & y_2 = 51.00 \end{array}$$

PUNTO 3 (FILTROS)

$$\begin{array}{ll} A_1. - x_1 = 86.67 & y_1 = 129.00 \\ A_2. - x_1 = 86.67 & y_2 = 51.00 \\ A_3. - x_2 = 8.33 & y_1 = 129.00 \\ A_4. - x_2 = 8.33 & y_2 = 51.00 \end{array}$$

La presión de contacto se tomó como la producida por un terraplén de 3.09 mts.

$$W = 3.09 \text{ m} \times 1.55 \text{ ton/m}^3 = 4.79 \text{ ton/m}^2$$

Los esfuerzos obtenidos se muestran en las tablas D₁, D₂ y D₃.

ANEXO VIII - b

CALCULO DE PRESIONES EFECTIVAS

Considerando el NAF a 1.05 m bajo la superficie del terreno natural y haciendo referencia en la fig. 20, el cálculo de presiones efectivas se efectuó aplicando la formula:

$$P_i = \sum_{z=1}^n h_i \gamma_i - \gamma_w (\sum h_i - H_{naf.})$$

En donde:

P_i = Presión efectiva en el nivel inferior del estrate

h_i = Espesor del estrate

γ_i = Peso específico del estrate

γ_w = Peso específico del agua.

Los valores así obtenidos se muestran en la tabla E.

ANEXO VIII - c

CALCULO DE ASENTAMIENTO PRODUCIDOS POR EL PESO DEL TERRAPLEN

El cálculo de asentamiento se efectuó aplicando la siguiente fórmula: (según la teoría del Dr. Terzaghi para suelos cohesivos).

$$H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad - (1)$$

Donde ΔH = variación del espesor del estrato, H = espesor del estrato, Δe = variación de la relación de vacíos y e_0 = relación de vacíos inicial.

Los valores de e_0 y H se tomaron de las tablas C y A-1 (Anexo VIII-a) respectivamente, mientras que el valor de Δe se calculó usando la fórmula:

$$\Delta e = C_c \log \frac{\bar{P}_f}{P_{om}} \quad - (2)$$

Siendo P_f la suma de la presión efectiva inicial (Anexo VIII-b) más el incremento de presión producido por el terraplén.

La fórmula anterior se uso debido a que no se contaban con los datos necesarios para el trazo de la curva de consolidación con el que se obtendrían datos más aproximados para el

cálculo de la Δe ; es necesario hacer notar que para tomar de-
cisiones definitivas acerca de un estudio de esta clase se re
comienda que se efectúen todas las pruebas necesarias para ob
tener la curva de consolidación.

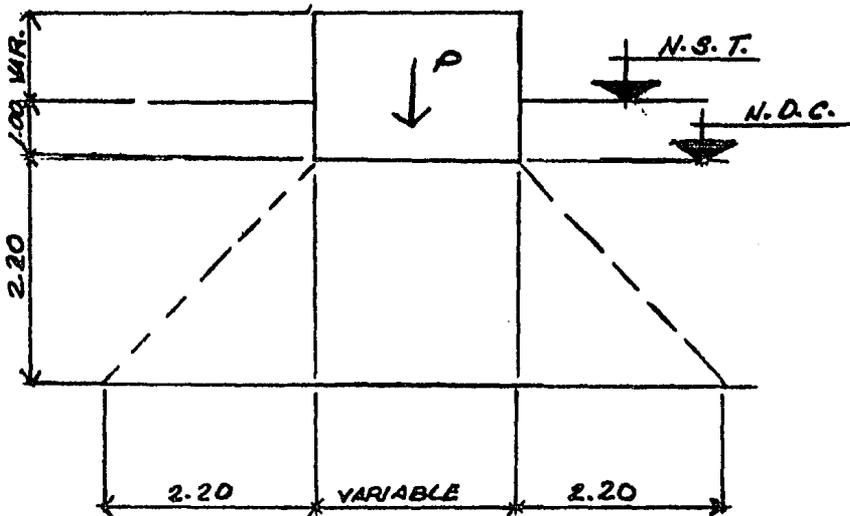
Los valores de P_f y P_{om} se presentan en las tablas D y E,
y los resultados obtenidos de aplicar las formulas 1 y 2 de -
este anexo bajo los puntos en estudios se resumen en las ta-
blas F₁, F₂ y F₃.

ANEXO VIII - d

CALCULO DE LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS (ΔP)
INDUCIDOS POR LOS EQUIPOS.

a) PRESION DE CONTACTO.- Para la presión de contacto se -
consideró que el terraplén de 3.20 mts. Distribuye las presio-
nes a 45° como se muestra a continuación.

a.1. BOMBAS



P = P P equipo + P P cimentación - P P relleno desalojado.

$$P = 21.70 \text{ ton} + (7 \times 2.00 \times 1.30) \times 2.40 \text{ t/m}^3 - (7.00 \times 2.00 \times 1.00) \times 1.65 \text{ t/m}^3.$$

$$P = 21.70 + 43.68 - 23.10 = 42.28 \text{ ton.}$$

$$A = B L = (2.00 + 4.40) \times (7.00 + 4.40) = 72.96 \text{ m}^2.$$

$$W = 42.28 / 72.96 = 0.579 \text{ ton/m}^2.$$

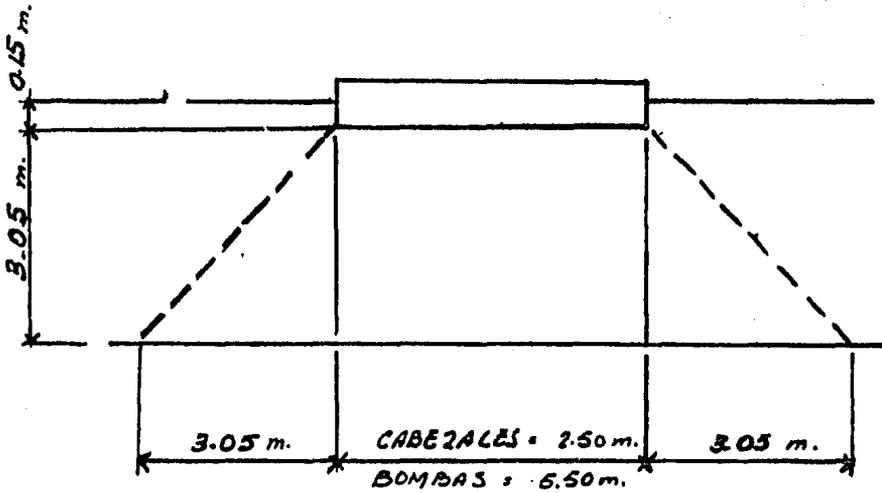
NST = nivel superior de terraplen.

NDC = nivel desplante de cimentación.

P = carga total.

W = presión de contacto.

a.2. CABEZALES.



$$P_z = 40 \text{ ton} + (40 \times 2.50 \times 0.45) \times 2.40 - (40 \times 2.5 \times 0.15) \\ 1.65.$$

$$P_z = 40 + 108 - 24.75 = 123.25$$

$$AT = (2.50 + 6.10) \times (40.00 + 6.10) = 396.46 \text{ m}^2.$$

$$w = \frac{123.25}{396.46} = 0.311 \text{ ton/m}^2$$

a.3. FILTROS.

$$P_t = 138.00 + (21.00 \times 5.50 \times 0.45) 2.40 - (21.00 \times 5.50 \times 0.15) 1.60$$

$$P_t = 138.00 + 124.74 - 27.72 + 235.02$$

$$A_T = (21.00 + 6.10) \times (5.5 + 6.10) = 314.36 \text{ m}^2$$

$$w = \frac{235.02}{314.36} = 0.748 \text{ ton/m}^2$$

b).- Distribución de presiones inducidas por:

b.1. BOMBAS.

EST	Prof.(m)	Punto 1	Punto 2	Punto 3
1	6.850	0.297 *	0.009*	0.002 *
2	14.450	0.085	0.028	0.008
3	15.700	0.074	0.028	0.009
4	17.950	0.058	0.025	0.010
5	24.075	0.034	0.020	0.010
6	30.325	0.021	0.015	0.010
7	33.450	0.019	0.014	0.009

b.2. CABEZALES.

EST	Prof.(m)	Punto 1	Punto 2	Punto 3
1	6.850	0.018*	0.211*	0.070 *
2	14.450	0.040	0.107	0.072
3	15.700	0.041	0.098	0.070
4	17.950	0.048	0.087	0.064
5	24.075	0.038	0.060	0.061
6	30.325	0.032	0.044	0.039
7	33.450	0.029	0.039	0.035

b.3. FILTROS

EST	Prof.(m)	Punto 1	Punto 2	Punto 3
1	6.850	0.325 *	0.417 *	0.629 *
2	14.450	0.149	0.341	0.378
3	15.700	0.142	0.320	0.348
4	17.950	0.152	0.283	0.301
5	24.075	0.138	0.204	0.221
6	30.325	0.134	0.149	0.151
7	33.450	0.093	0.132	0.131

* Estos valores se determinaron tomando el promedio de los AP calculados @ 1.00 m, ya que la variación de los esfuerzos es irregular en este estrato (ver diagramas).

Nota.- El cálculo de las presiones se efectuó en forma similar al mestrado en el anexo VIII - a.

c).- Incremento de presión total inducidas por los equipos bajo los puntos en estudio.

ESTRATO	P totales		
	P-1 BOMBAS	P-2 CABEZALES	P-3 FILTROS
1	0.325	0.629	0.417
2	0.149	0.378	0.341
3	0.142	0.348	0.320
4	0.152	0.301	0.283
5	0.138	0.221	0.204
6	0.134	0.151	0.149
7	0.093	0.131	0.132

ANEXO VIII - e

CALCULO DE ASENTAMIENTOS INDUCIDOS POR -
LOS EQUIPOS SUPONIENDO UNA PRECONSOLIDA-
CION DEL 90 % POR EFECTO DEL TERRAPLEN.

1.- Asentamientos bajo el punto 1.

1.1. Estrate No. 1

Datos (de los cálculos del anexo VIII-c)

$$C_e = 1.099 - 0.161 = 0.938$$

$$\Delta P = 0.325 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_e = 9.747 \text{ ton/m}^2 \text{ (ver anexo VIII-c)}$$

$$C_c = 0.552$$

$$H = 13.70 - 1.051 = 12.649 \text{ m.}$$

$$\bar{P}_f = 9.747 + 0.325 = 10.072 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta e = C_c \log \frac{P_f}{P_e} = 0.552 \log \frac{10.072}{9.747} = 0.008$$

$$\Delta H = \frac{0.008}{1+0.938} \times 12.649 = 0.051 \text{ m.}$$

1.2 Estrate No. 2

Datos

$$C_e = 0.591 - 0.022 = 0.569$$

$$\Delta P = 0.149 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_e = 14.006 \text{ ton/m}^2$$

$$C_c = 0.128$$

$$H = 1.50 - 0.021 = 1.479 \text{ m}$$

$$\bar{P}_f = 14.006 + 0.149 = 14.155 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta e = 0.128 \log \frac{14.155}{14.006} = 0.001$$

$$\Delta H = \frac{0.001}{1+0.569} \times 1.479 = 0.001 \text{ m}$$

1.3 Estrate No. 3

$$C_c = 0.576$$

$$\bar{P}_f = 0.142 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_e = 14.372 \text{ ton/m}^2$$

$$C_c = 0.672$$

$$H = 1.00 - 0.065 = 0.935$$

$$\bar{P}_f = 14.872 + 0.142 = 15.014 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta e = 0.672 \log \frac{15.014}{14.872} = 0.003$$

$$H = \frac{0.003}{1+0.576} = 0.002 \text{ m}$$

1.4 Estrate No. 4

$$C_c = 0.573$$

$$\bar{P}_f = 0.152 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_e = 16.51 \text{ ton/m}^2$$

$$C_c = 0.128$$

$$H = 3.50 - 0.04 = 3.46 \text{ m}$$

$$\bar{P} = 16.51 + 0.152 = 16.662 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta e = 0.128 \log \frac{16.662}{16.510} = 0.001$$

$$H = \frac{0.001}{1+0.573} \times 3.46 = 0.002 \text{ m}$$

1.5 Estrato No. 5

$$C_c = 0.577$$

$$\bar{P} = 0.138 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_e = 21.20 \text{ ton/m}^2$$

$$C_c = 0.128$$

$$H = 8.75 - 0.071 = 8.679 \text{ m}$$

$$\bar{P} = 21.20 + 0.138 = 21.338 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta e = 0.128 \log \frac{21.338}{21.20} = 0.004$$

$$H = \frac{0.004}{1+0.577} \times 8.679 = 0.003 \text{ m}$$

1.6 Estrato No. 6

$$C_c = 1.136$$

$$\bar{P} = 0.134 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_e = 25.733 \text{ ton/m}^2$$

$$C_c = 0.231$$

$$H = 3.75 - 0.030 = 3.72 \text{ m}$$

$$\bar{P}_f = 25.733 + 0.134 = 25.867$$

$$\Delta e = 0.231 \log \frac{25.867}{25.733} = 0.001$$

$$H = \frac{0.001}{1+1.136} \times 3.72 = 0.002$$

1.7 Estrato No. 7

$$C_e = 0.345$$

$$\bar{P}_f = 0.093 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{P}_o = 27.322 \text{ ton/m}^2$$

$$C_c = 0.084$$

$$H = 2.50 - 0.011 = 2.489 \text{ m}$$

$$\bar{P}_f = 27.322 + 0.093 = 27.415$$

$$\Delta e = 0.084 \log \frac{27.415}{27.322} = 0.000$$

$$H = 0.000$$

ANEXO VIII - f

CALCULO DEL TIEMPO REQUERIDO PARA
QUE SE PRODUSCA EL 90% DE CONSOLI
DACION EN EL SUELO.

Este cálculo se efectuó aplicando la siguiente formula:

$$t_{90} = \frac{T_{90} H^2 \gamma_w Q_v}{K (1+e.) \times 86,400}$$

Donde t_{90} es el tiempo requerido en días para que se produsca el 90% de consolidación, T_{90} es el factor tiempo al 90% de consolidación dado por la tabla X - 1 de la referencia 2 y es igual a 0.848, H es el espesor efectivo del estrato dependiendo de las condiciones de drenaje del estrato, " Q_v " es el coeficiente de compresibilidad y se calculó con la formula:

$$= \frac{\Delta e}{\Delta p} = \text{cm}^2/\text{g}$$

Tomando los valores de Δe y Δp de las tablas D-1 a D-3 de donde resulto que $Q_v = 3.32 \times 10^{-4}$ y " K " es el coeficiente de permeabilidad del suelo el que se tomo igual a 2.60×10^{-6} cm/seg que fué el obtenido en una muestra de suelo semejante al del estrato en estudio.

El cálculo del tiempo se efectuó primeramente tomando el valor de $H = 14.00$ m resultando un tiempo $t_{90} = 1170$ días lo que resultó excesivo para las necesidades planteadas, posteriormente se efectuó un nuevo cálculo tomando $H = 7.00$ m con lo que resulto un tiempo de $t_{90} = 292$ días, aproximadamente - 10 meses, lo que es aceptable para el proyecto.

Es necesario hacer notar que para cumplir con las condiciones de drenaje del estrato será necesario colocar una capa de material permeable entre el terraplén y el primer estrato, y con este reducir el espesor efectivo del estrato a $H = 7.00$ m.

LISTA DE TABLAS

- TABLA A.- CARACTERISTICAS Y LOCALIZACION DE SONDEOS.
- TABLA B.- ESTRATIGRAFIA.
- TABLA C.- PROPIEDADES Y PARAMETROS DE CALCULO.
- TABLA D.- ESFUERZOS INDUCIDOS POR EL TERRAPLEN BAJO LAS BOMBAS, CABEZALES Y FILTROS.
- TABLA E.- PRESIONES EFECTIVAS.
- TABLA F.- ASENTAMIENTOS INDUCIDOS POR EL TERRAPLEN.
- TABLA G.- ASENTAMIENTOS INDUCIDOS POR LOS EQUIPOS.

TABLA A : CARACTERISTICAS Y LOCALIZACION
DE SONDEOS

SONDEO No.	FECHA DE INICIACION TERMINACION	C O O R D E N A D A S *			**	PROF. MAX. ALCANZADA
		X(MTS)	Y(MTS)	Z(MTS)	(NAE MTS)	
395MC-OGARRIO-5	04-SEPT-81 07-SEPT-81	28+497.167	17+669.108	2.586	1.10	34.95
395MC-OGARRIO-5	07-SEPT-81 08-SEPT-81	28+532.896	17+739.680	0.946	0.80	34.95
396AC-OGARRIO-4	09-SEPT-81 10-SEPT-81	28+479.462	17+797.897	2.043	1.05	34.95
397AC-OGARRIO-3	11-SEPT-81 14-SEPT-81	28+568.623	17+810.154	0.350	0.10	40.50
398AC-OGARRIO-7	15-SEPT-81 16-SEPT-81	28+390.30	17+785.64	3.280	1.35	37.45
399AC-OGARRIO-6	16-SEPT-81 18-SEPT-81	28+408.006	17+656.857	1.845	0.30	36.00
401AC-OGARRIO-2	22-SEPT-81 24-SEPT-81	28+586.328	17.681.361	0.546	0.20	37.00

*SISTEMAS DE COORDENADAS CON ORIGEN EN PUNTA GORGA VER.
Y CON RESPECTO AL NIVEL MEDIO DEL MAR

** CON RESPECTO A LA SUPERFICIE DE TERRENO

TABLA B : ESTRATIGRAFIA DE CALCULO

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACION (S.U.U.C.S)	N	Pw	Lw	w.	$\gamma_m(\text{ton/m}^3)$
1	0.00-14.00	ARCILLA COLOR GRIS Y CAFE CONSISTENCIA INICIAL MUY BLANDA CON INDICIOS DE MA TERIA ORGANICA Y LAMINAS DE ARCILLA ORGANICA Y ARE NA FINA (CH).	2	23	56	51	1.55
2	14.00-15.50	ARENA FINA ARCILLOSA, FOR MA REDONDEADA Y ANGULOSA EN ESTADO SUELTO (SC)	7	12	26	26	1.80
3	15.50-16.50	ARCILLA GRIS DE CONSISTEN CIA BLANDA Y CONTENIDO BA JO DE MATERIA ORGANICA - (CH)	8	22	66	33	1.60

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD	CLASIFICACION (S.U.C.S.)	N	Pw	Lw	w _o	$\gamma_m(\text{ton}/\text{m}^3)$
4	16.50-20.00	ARENA FINA GRIS ARCILLOSA, FORMA REDONDEADA Y - ANGULOSA EN ESTADO SUELTO (SC).	7	12	26	26	1.80
5	20.00-28.75	ARENA ARCILLOSA FINA A - MEDIA FORMA REDONDEADA Y ANGULOSA DE MEDIANA COMPACTIDAD (SC).	21	15	29	26	1.80
6	28.15-32.50	ARCILLA CAFE Y GRIS DE - CONSISTENCIA FIRME CON - RESTOS DE MATERIA ORGANICA (CH).	20	23	87	46	1.70
7	32.50-35.00	ARCILLA CAFE DE CONSISTENCIA DURA CON LAMINILLAS DE ARENA Y DE BAJA PLASTICIDAD (CL).	32	23	38	25	1.30

ESTRATO No.	PROFUNDIDAD	CLASIFICACION (S.U.C.S)	N	Pw	Lw	w _o	γ_m (ton/m ³)
8	35.00 en adelante.	ARENA POCO LIMOSA FORMA REDONDEADA Y ANGULOSA Y DE COMPACIDAD MEDIANA A COMPACTA.	745	15	30	20	1.80

N = RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR

Pw = LIMITE PLASTICO

Lw = LIMITE LIQUIDO

γ_m = PESO VOLUMETRICO

w_o = CONTENIDO NATURAL DE AGUA.

TABLA C.- PROPIEDADES Y PARAMETROS DE CALCULO

PROFUNDIDAD	N	COHESION (ton/m ²)	φ	γ _m (ton/m ³)	INDICES DE COMPRESION		RELACION DE VARIACIONS (e)
					C _s	C _s	
TERRAPIEN		3.00	0°	1.65			
0.00-14.00	2	1.25	0°	1.55	0.093	0.552	1.099
14.00-15.50	7	1.75	6°	1.80	0.036	0.128	0.591
15.50-16.50	4	2.50	0°	1.70	0.114	0.672	0.658
16.50-20.00	7	1.75	6°	1.80	0.036	0.128	0.591
20.00-28.75	21	9.40	17°	1.80	0.036	0.128	0.591
28.75-32.50	20	11.00	0°	1.70	0.048	0.231	1.153
32.50-35.00	32	14.00	0°	1.30	0.017	0.084	0.351
35.00- en adelante	45	11.50	22°	1.80	0.045	0.160	0.429

φ = ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA

γ_m = PESO VOLUMETRICO

N = RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR

TABLA D.- ESFUERZOS INDUCIDOS POR EL TERRAPLEN

1.- Bajo el punto 1 (BOMBAS)

EST	Z	W_{01}	W_{02}	W_{03}	W_{04}	W_0	ΔP Ton/m ²
1	6.850	0.250	0.250	0.248	0.248	0.996	4.766
2	14.450	0.249	0.247	0.239	0.238	0.973	4.656
3	15.700	0.249	0.246	0.236	0.235	0.966	4.622
4	17.950	0.248	0.245	0.231	0.229	0.953	4.560
5	24.075	0.245	0.239	0.215	0.210	0.909	4.350
6	30.325	0.242	0.230	0.197	0.190	0.859	4.110
7	53.450	0.239	0.224	0.188	0.179	0.830	3.972

2.- Baje el punto 2 (CABEZALES)

EST	Z (m)	W ₀₁	W ₀₂	W ₀₃	W ₀₄	W ₀	ΔP (Ton/m ²)
1	6.850	0.250	0.250	0.219	0.219	0.938	4.488
2	14.450	0.249	0.248	0.152	0.152	0.801	3.833
3	15.600	0.249	0.247	0.144	0.143	0.783	3.747
4	17.950	0.249	0.245	0.130	0.129	0.753	3.603
5	24.075	0.248	0.240	0.102	0.101	0.691	3.306
6	30.325	0.245	0.232	0.083	0.081	0.641	3.067
7	33.450	0.244	0.228	0.076	0.073	0.621	2.971

3.- Bajo el punto 3 (FILTROS)

EST	Z (m)	W ₀₁	W ₀₂	W ₀₃	W ₀₄	W ₀₇	AP (Ton/m ²)
1	6.850	0.250	0.250	0.243	0.243	0.936	4.781
2	14.450	0.249	0.247	0.210	0.210	0.916	4.383
3	15.700	0.249	0.247	0.204	0.203	0.903	4.321
4	17.950	0.249	0.245	0.192	0.191	0.877	4.196
5	24.075	0.247	0.240	0.167	0.161	0.810	3.876
6	30.325	0.244	0.232	0.140	0.136	0.752	3.598
7	33.450	0.243	0.227	0.130	0.125	0.725	3.469

TABLA E.- CALCULO DE PRESIONES EFECTIVAS

γ_i ton/m ³	h_i		$\gamma_i \times h_i$		$H_{nat.}$	\bar{P} Ton/m ²	(1) \bar{P}_m
	PARC	ACUM	PARC	ACUM			
1.55	14.00	14.00	21.70	21.70	1.05	8.750	4.985
1.80	1.50	15.50	2.70	24.40	1.05	9.950	9.350
1.60	1.00	16.50	1.60	26.00	1.05	10.550	10.250
1.80	3.50	20.00	6.30	32.30	1.05	13.350	11.950
1.70	3.75	32.50	6.375	54.425	1.05	22.975	21.623
1.30	2.50	35.00	3.25	57.675	1.05	23.725	23.350

(1) Este valor se calcule para el primer estrato a 6.85 mts. de profundidad y para los demás a su profundidad media.

TABLA F.- ASENTAMIENTOS INDUCIDOS POR EL TERRAPLEN

1.- Bajo el punto 1 (BOMBAS)

BST	\bar{P}_0	$\bar{\Delta P}$	\bar{P}_t	Δe	$I+e_0$	H	ΔH
1	4.981	4.766	9.747	0.161	2.099	13.70	1.051
2	9.350	4.656	14.006	0.022	1.591	1.50	0.021
3	10.250	4.622	14.872	0.109	1.685	1.00	0.065
4	11.950	4.560	16.510	0.018	1.591	3.50	0.040
5	16.850	4.350	21.200	0.014	1.591	8.75	0.077
6	21.623	4.110	25.733	0.017	2.153	3.75	0.030
7	23.250	3.972	27.322	0.006	1.351	2.50	0.011

total 1.295

2.- Bajo el punto 2. (CABEZALES)

BST	\bar{P}_0	ΔP	\bar{P}_t	Δa	$1+e_0$	H	ΔH
1	4.981	4.781	9.699	0.159	2.099	13.70	1.038
2	9.350	4.383	13.733	0.021	1.591	1.50	0.020
3	10.250	4.321	14.571	0.099	1.685	1.00	0.059
4	11.950	4.196	16.146	0.016	1.591	3.50	0.035
5	16.850	3.876	20.726	0.011	1.591	8.75	0.060
6	21.623	3.598	25.221	0.014	2.153	3.75	0.024
7	23.250	3.469	26.819	0.004	1.351	2.50	0.007

total 1.243

3.- Bajo el punto 3 (FILTROS)

EST	\bar{P}_o	ΔP	\bar{P}_f	Δe_o	$1+e_o$	H	ΔH
1	4.981	4.488	9.469	0.154	2.099	13.70	1.005
2	9.350	3.833	13.183	0.019	1.591	1.50	0.018
3	10.250	3.747	13.997	0.091	1.685	1.00	0.054
4	11.950	3.603	15.553	0.015	1.591	3.50	0.033
5	16.850	3.306	20.156	0.010	1.591	8.75	0.055
6	21.623	3.067	24.690	0.013	2.153	3.75	0.023
7	23.250	2.971	26.321	0.004	1.351	2.50	0.007

ΔH total 1.195 mts.

TABLA G.- ASENTAMIENTOS INDUCIDOS POR LOS EQUIPOS

1.- Bajo el punto 1 (BOMBAS)

BST	C_e	C_c	\bar{P}_o	$\bar{\Delta P}$	\bar{P}_f	Δe	ΔH
1	0.938	0.552	9.747	0.325	10.072	0.008	0.051
2	0.569	0.128	14.006	0.149	14.155	0.001	0.001
3	0.576	0.672	14.872	0.142	15.014	0.003	0.002
4	0.573	0.128	16.51	0.152	16.662	0.001	0.002
5	0.577	0.128	21.20	0.138	21.338	0.004	0.003
6	1.136	0.231	25.733	0.134	25.867	0.001	0.002
7	0.345	0.084	27.322	0.093	27.415		

ΔH total 0.061

2.- Bajo el punto 2 (CABEZALES)

BST	C_e	C_o	\bar{P}_o	ΔP	\bar{P}_f	Δe	ΔH
1	0.940	0.552	9.675	0.417	10.092	0.010	0.064
2	0.570	0.128	13.585	0.341	13.926	0.001	0.001
3	0.586	0.672	14.374	0.320	14.714	0.006	0.003
4	0.575	0.128	15.926	0.283	16.209	0.001	0.002
5	0.580	0.128	20.377	0.204	20.576	0.001	0.005
6	1.139	0.231	24.776	0.149	24.925	0.001	0.002
7	0.347	0.084	26.360	0.132	26.492		

ΔH total 0.077

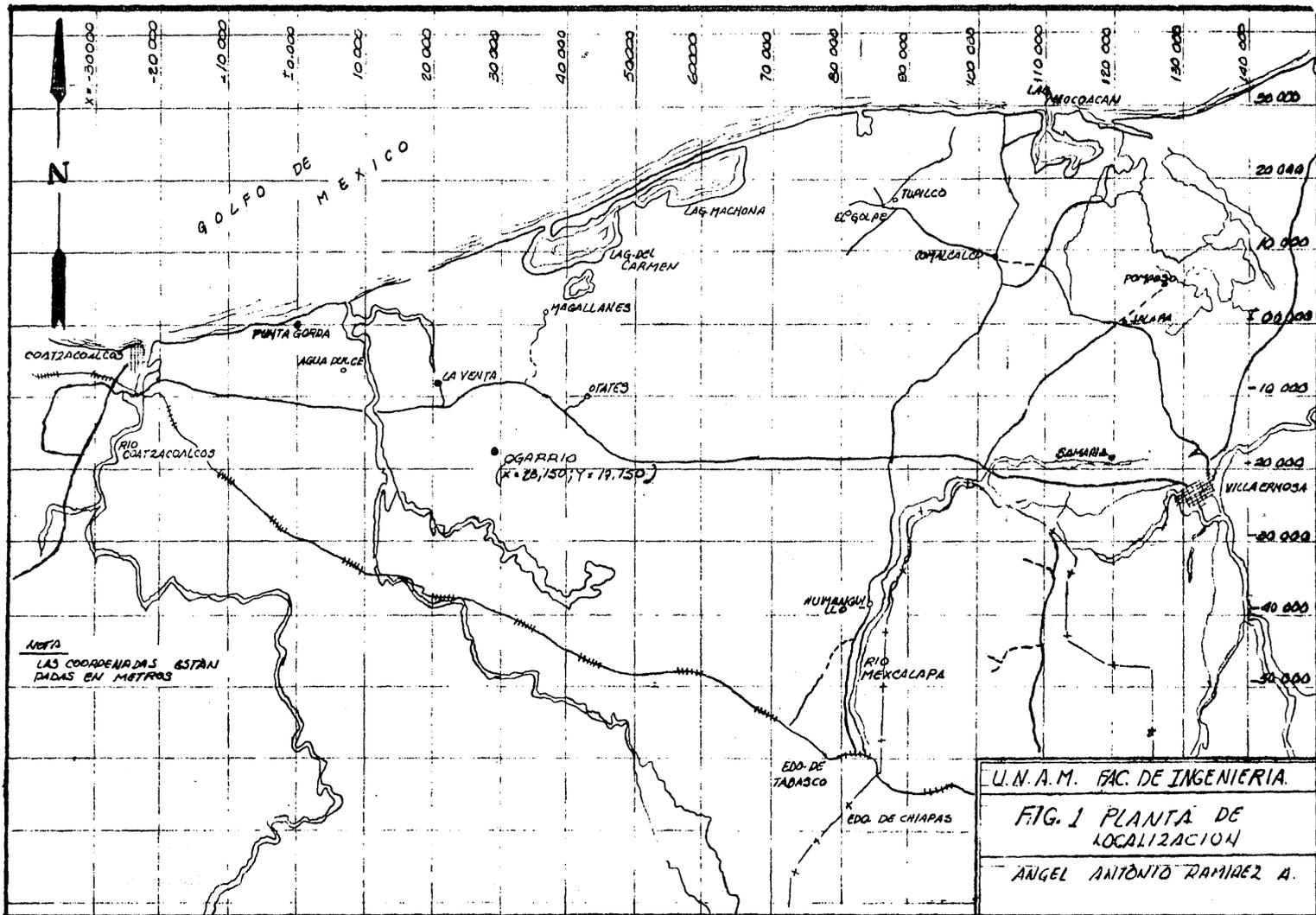
3.- Bajo el punto 3 (FILTROS)

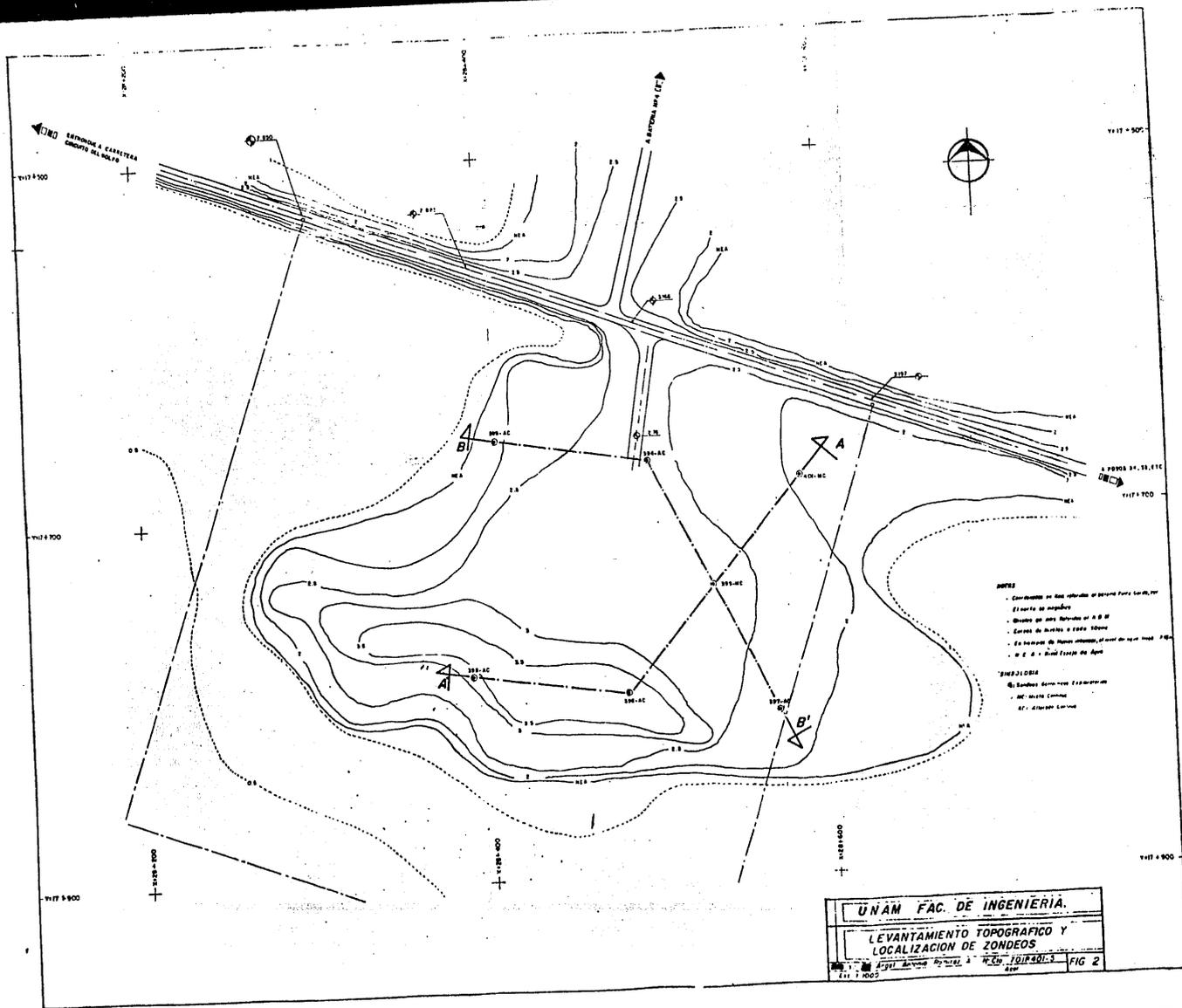
EST	C_o	C_i	\bar{P}_o	$\bar{\Delta P}$	\bar{P}_t	ΔC	ΔH
1	0.945	0.552	9.469	0.629	10.098	0.015	0.079
2	0.572	0.128	13.183	0.378	13.561	0.002	0.002
3	0.594	0.672	13.997	0.348	14.345	0.007	0.004
4	0.576	0.128	15.553	0.301	15.854	0.001	0.002
5	0.581	0.128	20.156	0.221	20.377	0.001	0.005
6	1.140	0.231	24.690	0.151	24.841	0.001	0.002
7	0.347	0.084	26.321	0.131	26.452		

ΔH total 0.094

LISTA DE FIGURAS

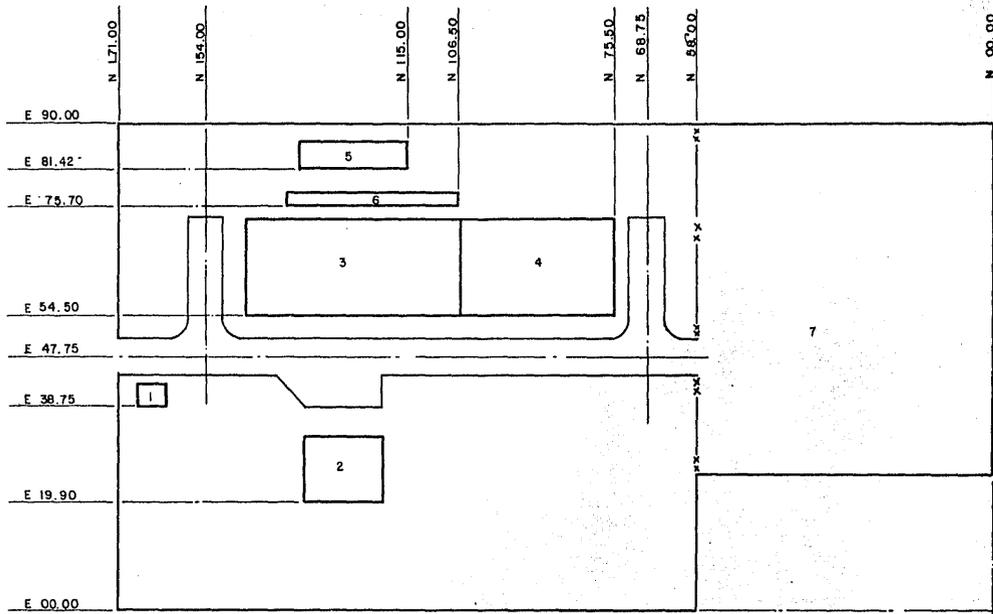
- FIG. 1.- PLANTA DE LOCALIZACION.
- FIG. 2.- LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y LOCALIZACION DE SONDEOS.
- FIG. 3.- PLANTA DE CONJUNTO.
- FIG. 4.- PLANTA CASA DE BOMBAS.
- FIG. 5.- PLANTA CASA DE CONTROL.
- FIG. 6.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 394 AC-1.
- FIG. 7.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 395 MC-5.
- FIG. 8.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 396 AC-4.
- FIG. 9.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 397 AC-3.
- FIG. 10.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 398 AC-7.
- FIG. 11.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 399 AC-8.
- FIG. 12.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 400 MC-8.
- FIG. 13.- PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO 401 MC-8.
- FIG. 14.- CORTE ESTRATIGRAFICO AA'.
- FIG. 15.- CORTE ESTRATIGRAFICO BB'.
- FIG. 16.- GRAFICA PARA DETERMINAR LA COHECION EN ARCILLAS.
- FIG. 17.- GRAFICA PARA DETERMINAR LA COHECION EN ARENAS LIMOSAS.
- FIG. 18.- GRAFICA PARA DETERMINAR EL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA EN ARENAS LIMOSAS.





- NOTAS**
- Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
- LEGENDA**
- Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán
 - Contorno de San Sebastián de San Carlos, San Carlos de Guzmán

UNAM FAC. DE INGENIERIA.	
LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO Y LOCALIZACION DE ZONDEOS	
UNAM	FIG 2



- 1.- CASETA DE VIGILANCIA
- 2.- OFICINAS GENERALES
- 3.- CASA DE BOMBAS
- 4.- CUARTO DE CONTROL
- 5.- AREA DE CABEZALES
- 6.- FILTROS DE SOBRESUENO
- 7.- SUBESTACION ELECTRICA

ORIGEN DE COORDENADAS
 X=0.00 Y=0.00

PLANTA DE CONJUNTO

FIG-3
ARREGLO GENERAL

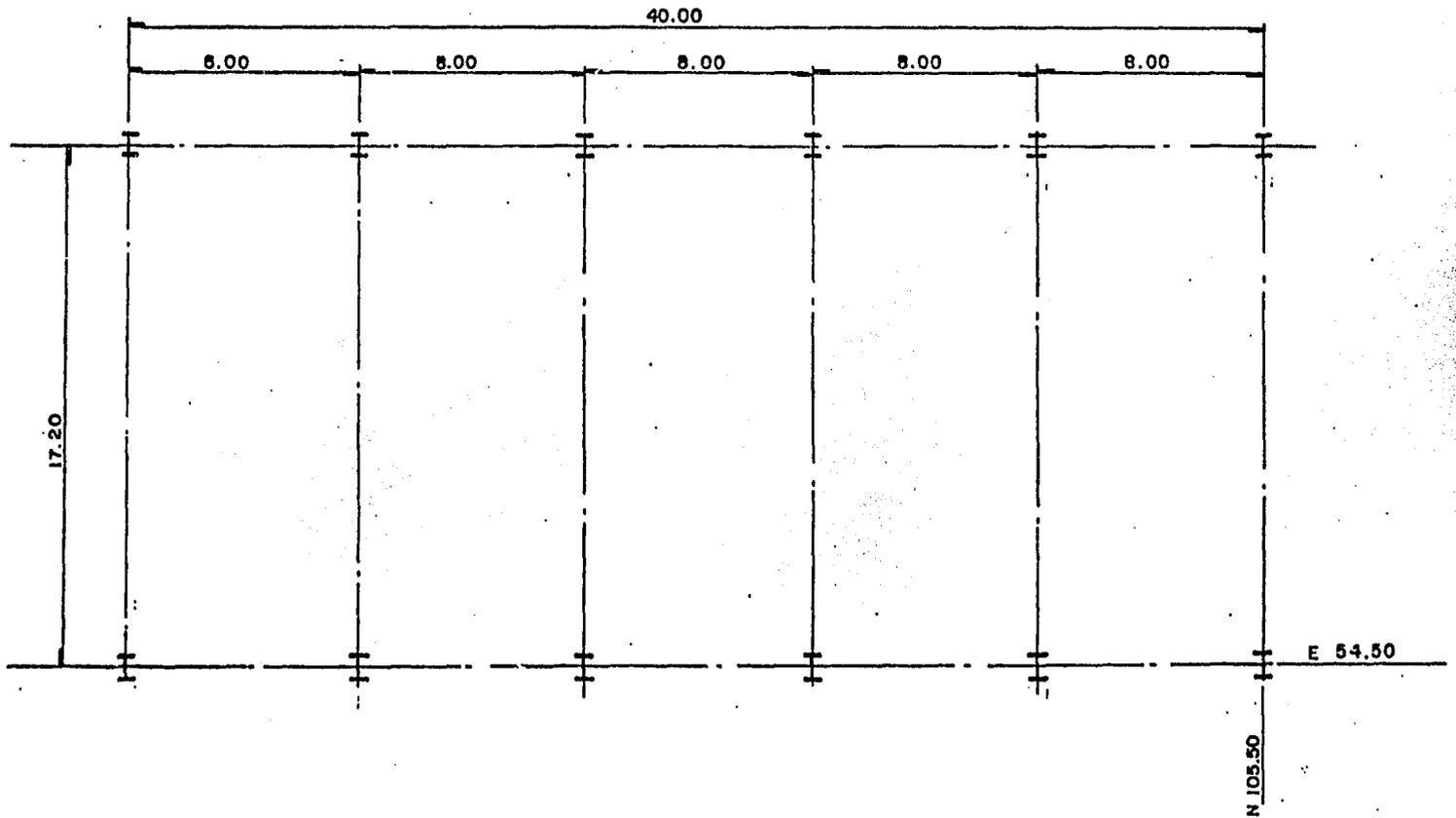


FIG. 4.- PLANTA CASA DE BOMBAS

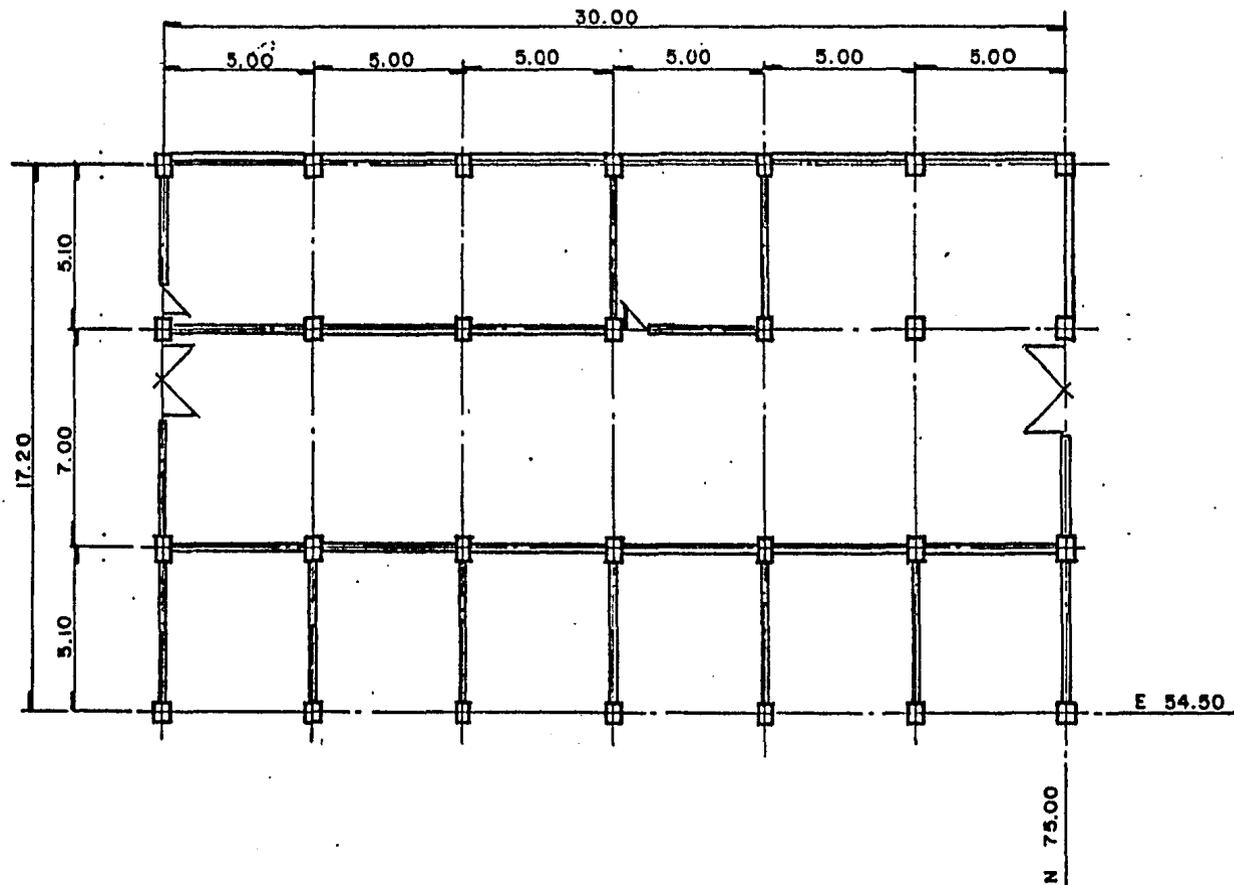


FIG. 5.- PLANTA CUARTO DE CONTROL

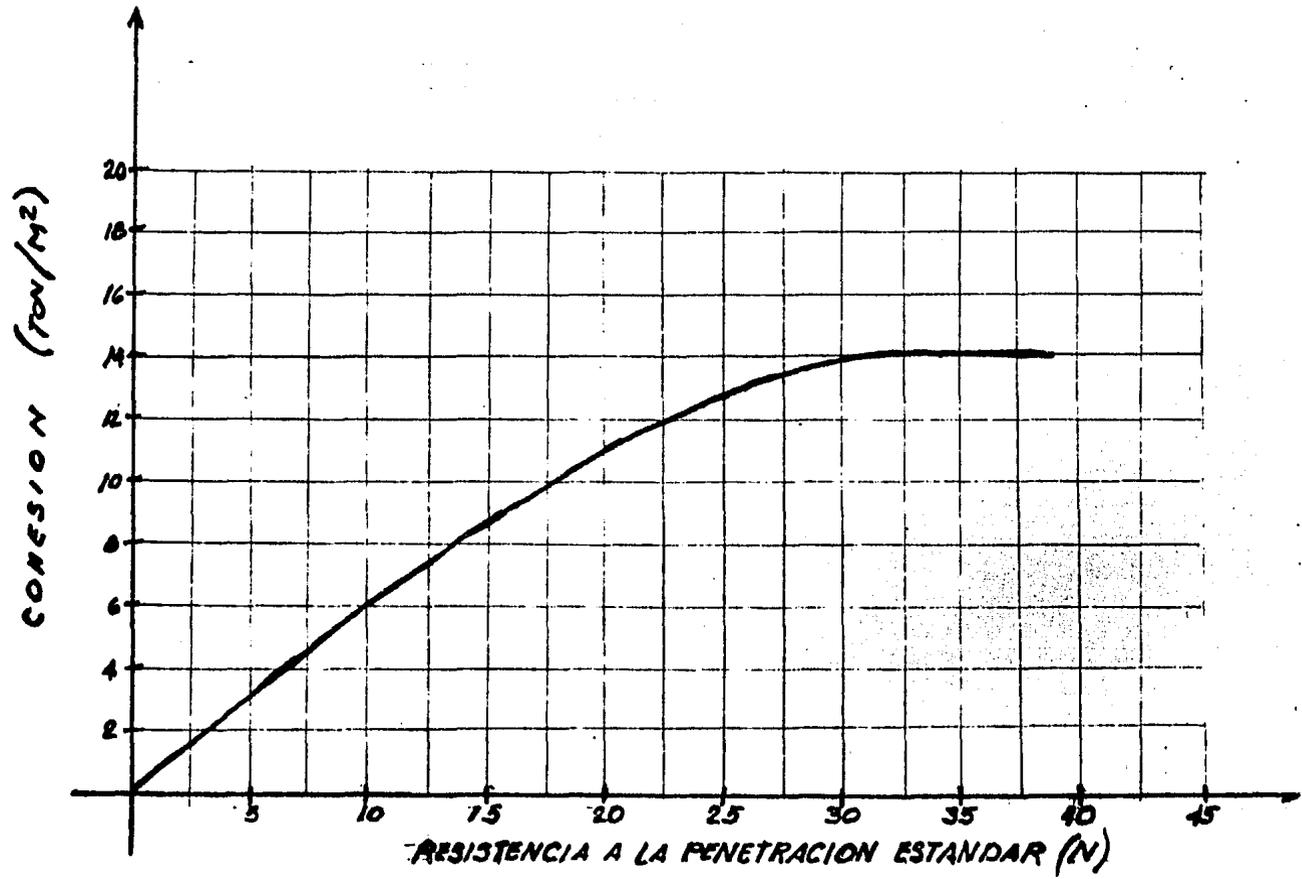


FIG. 16.- GRAFICA PARA DETERMINAR LA COHESION EN ARCILLAS

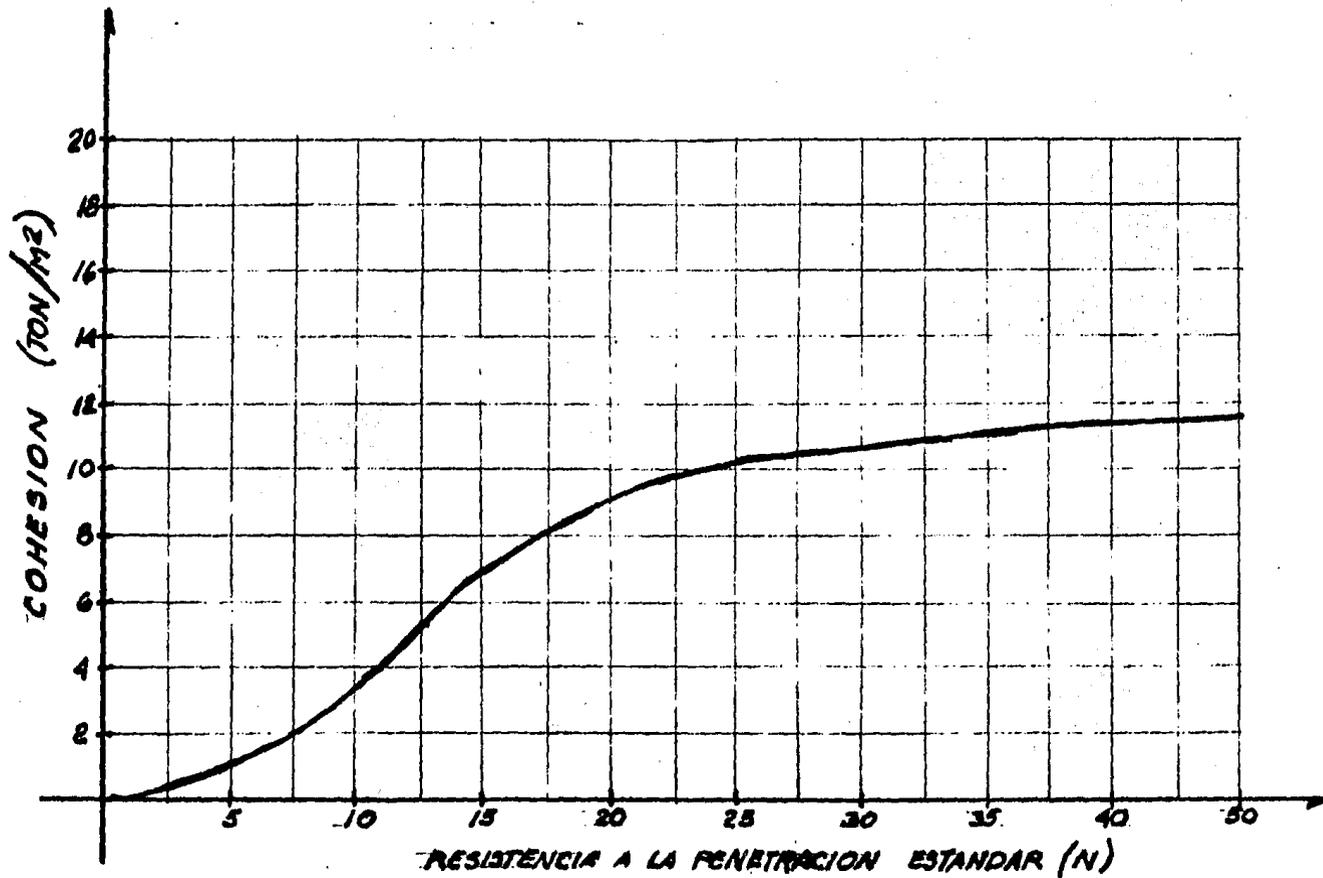


FIG. 17.- GRAFICA PARA DETERMINAR LA COHESION EN ARENAS ARCILLOSAS

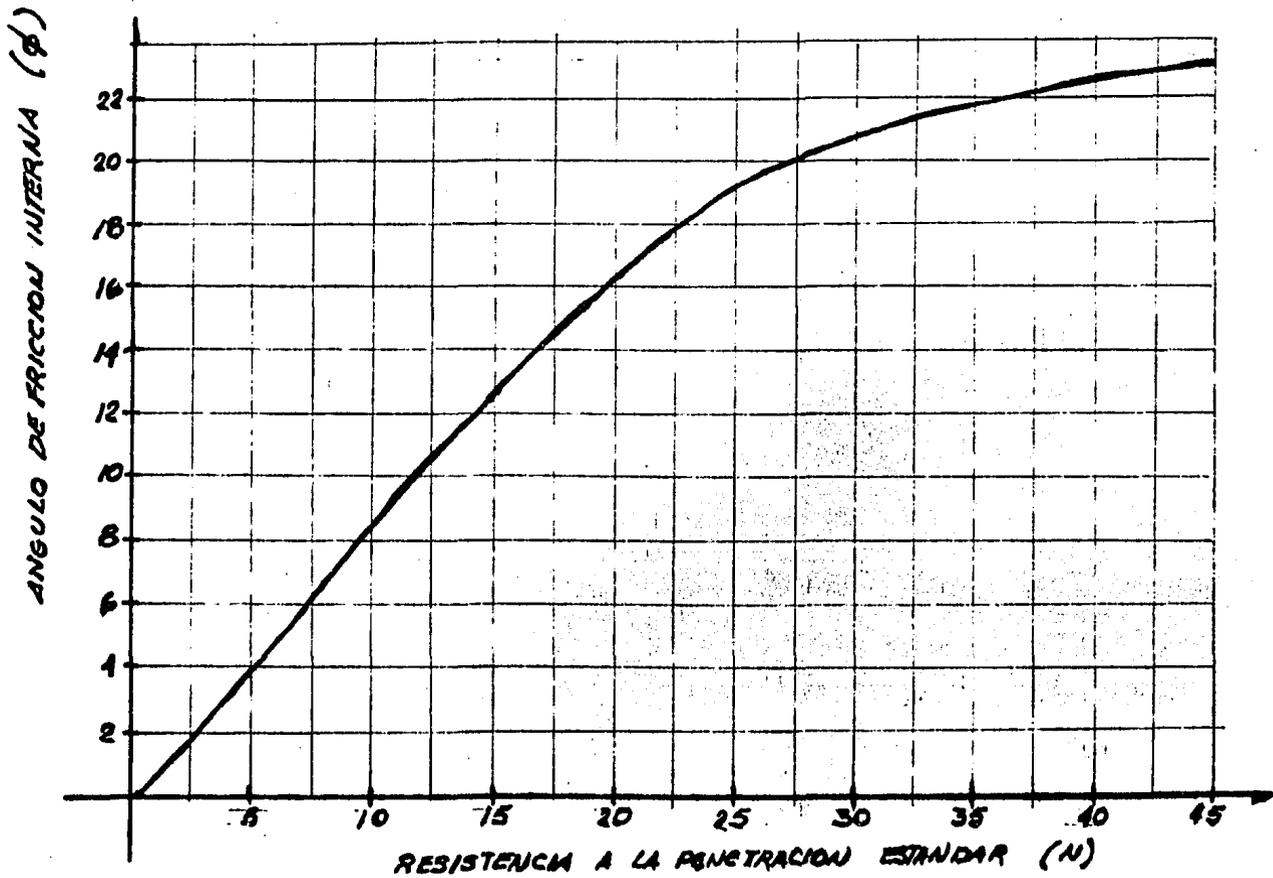


FIG 18.- GRAFICA PARA DETERMINAR EL ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA EN ARENAS ARCILLOSAS

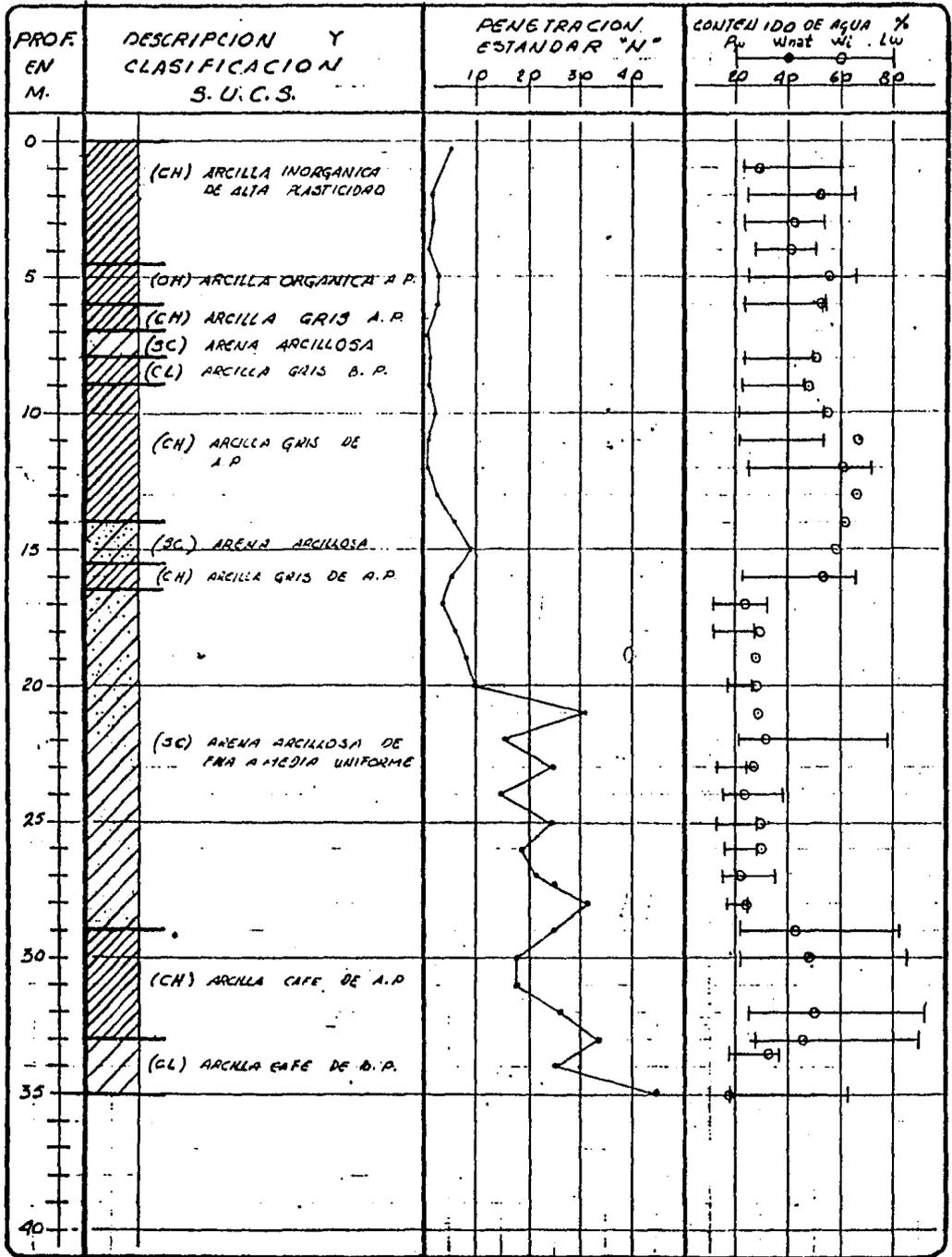


FIG. 6 -- SONDEO 394 AC - 1

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RAMIREZ A.

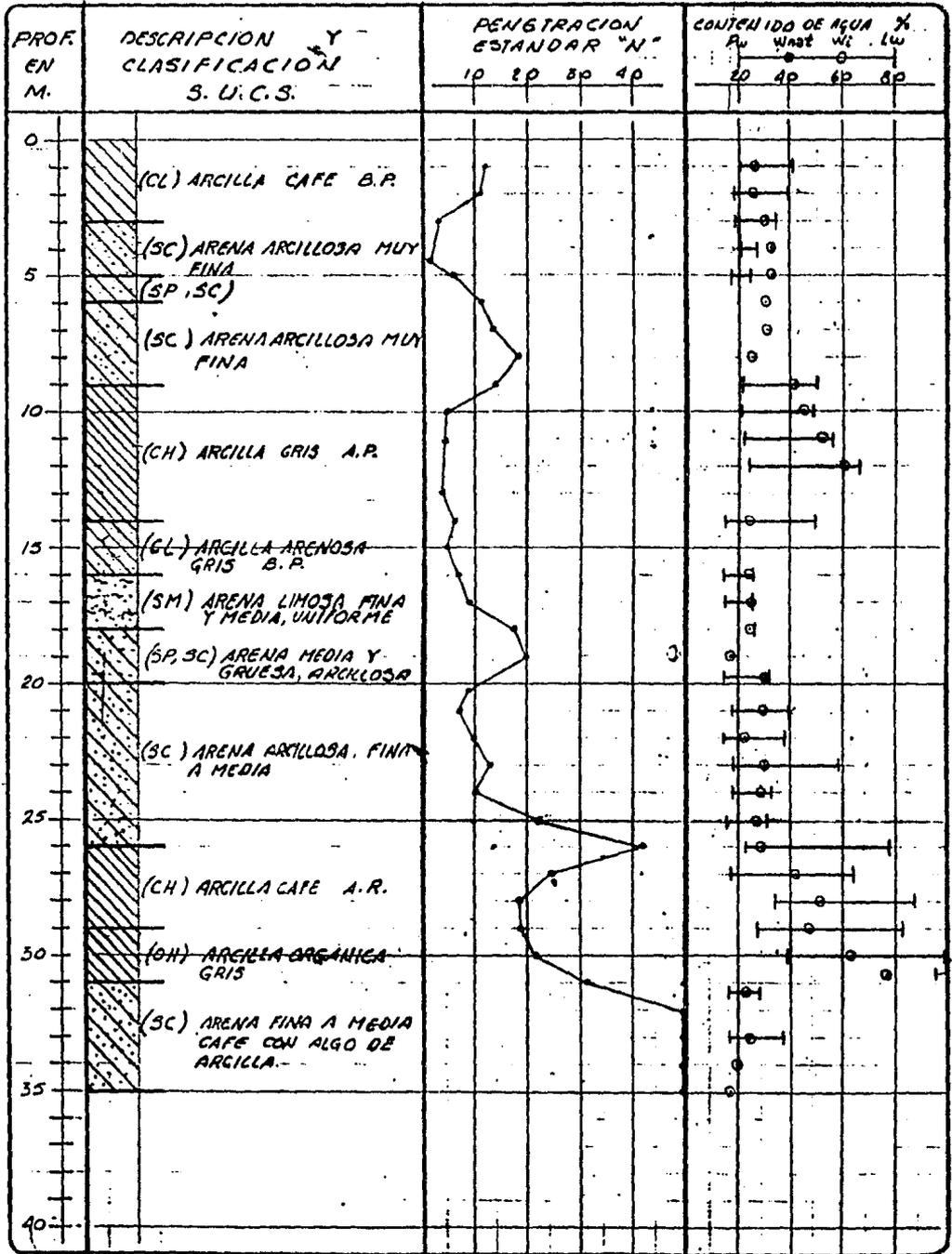


FIG. 7 -- SONDEO 396 AC-4

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RAMIREZ A.

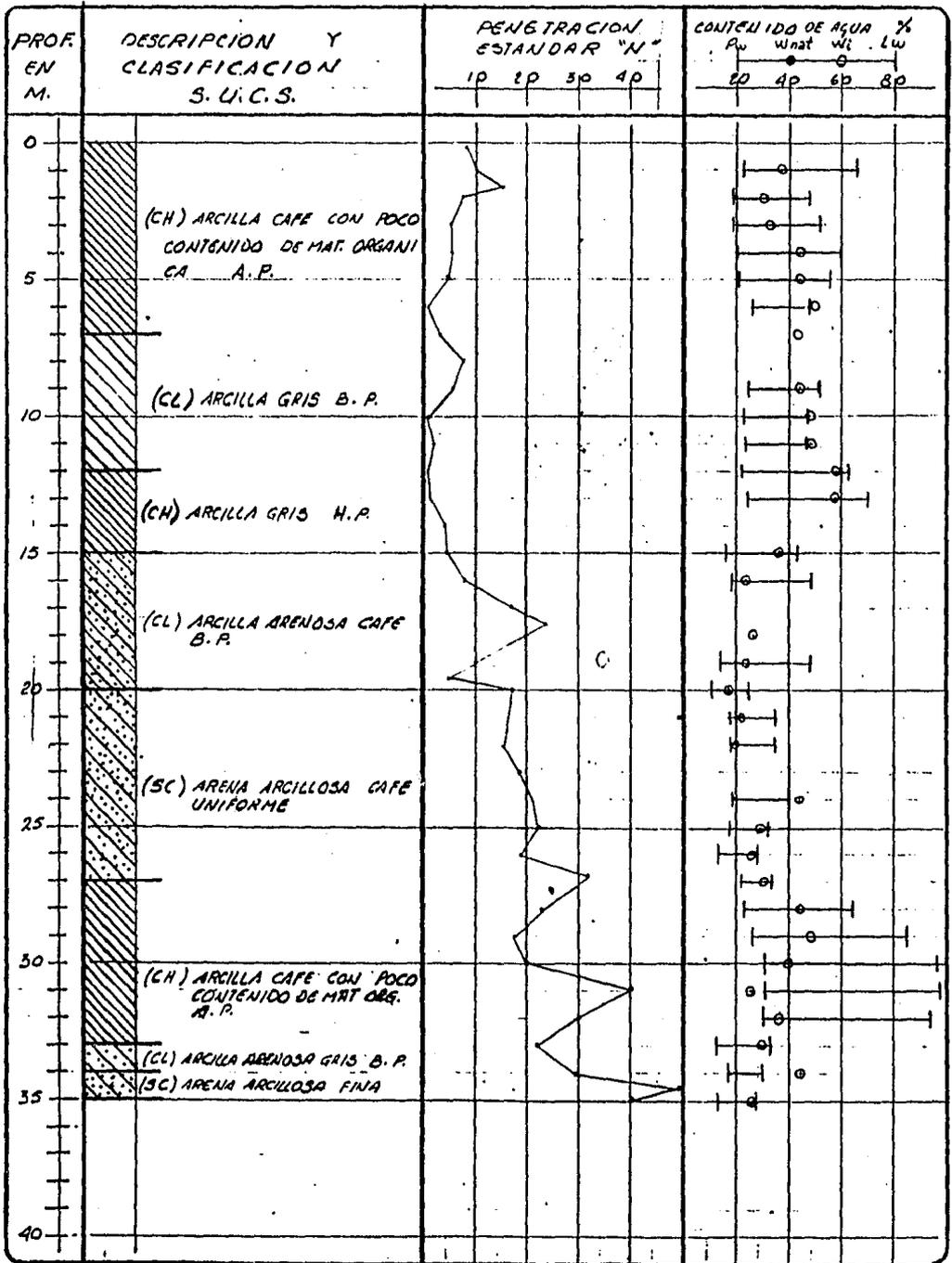


FIG. 8 - SONDEO 396 AG-4

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RAMIREZ A.

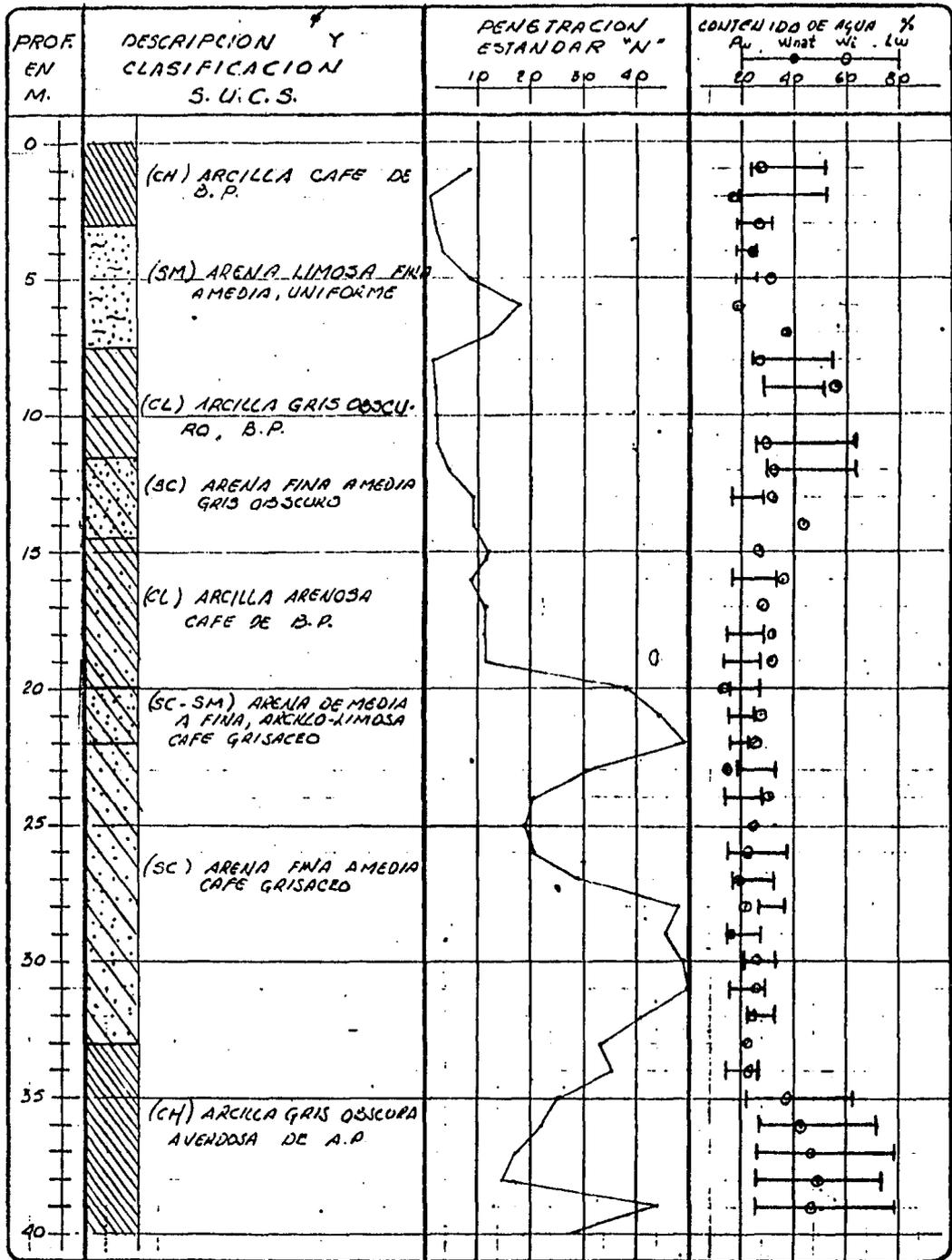


FIG. 9 .- SONDEO 397AC-3

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RAMIREZ A.

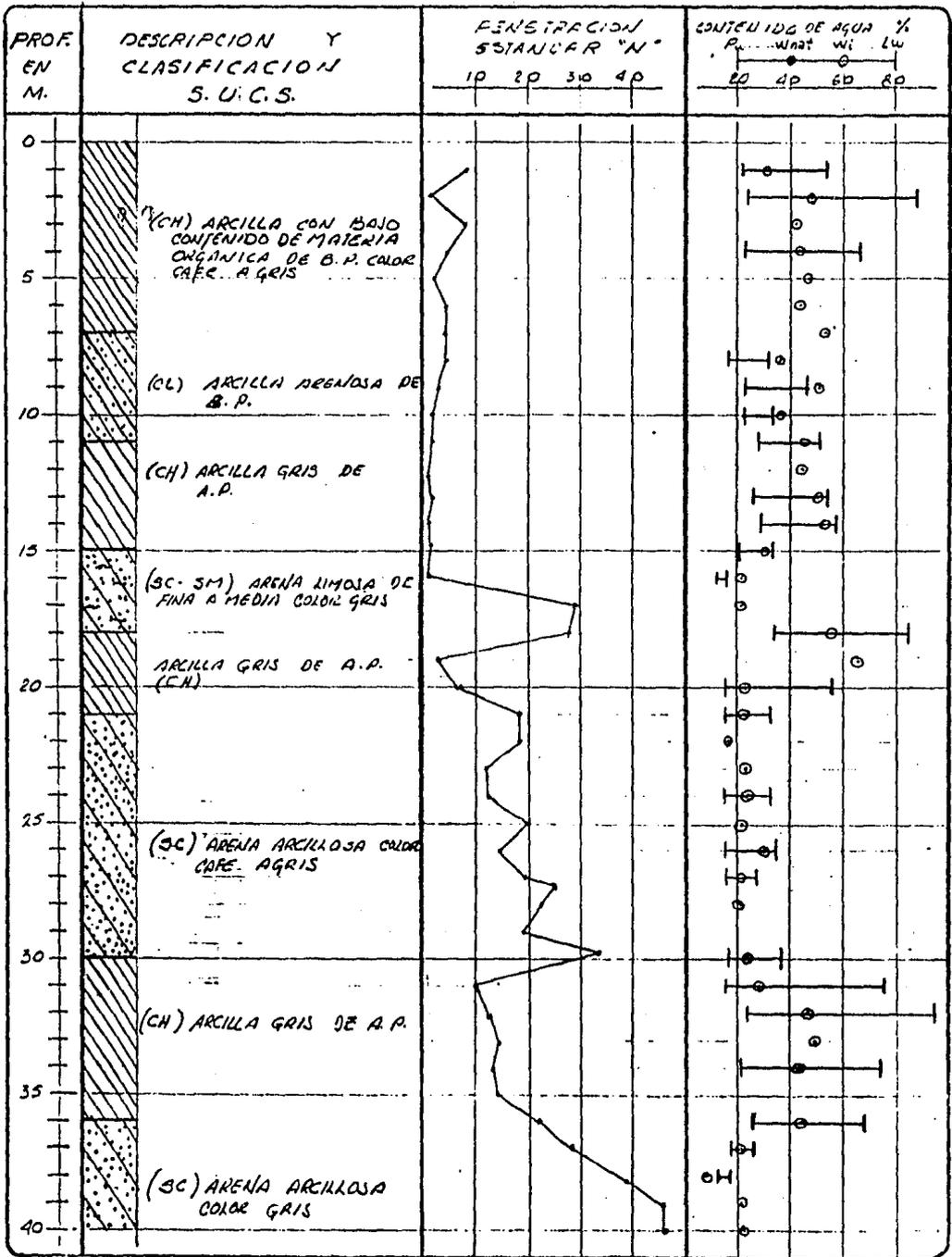


FIG. 10.- SONDEO 398AC-7

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RIVERA S.

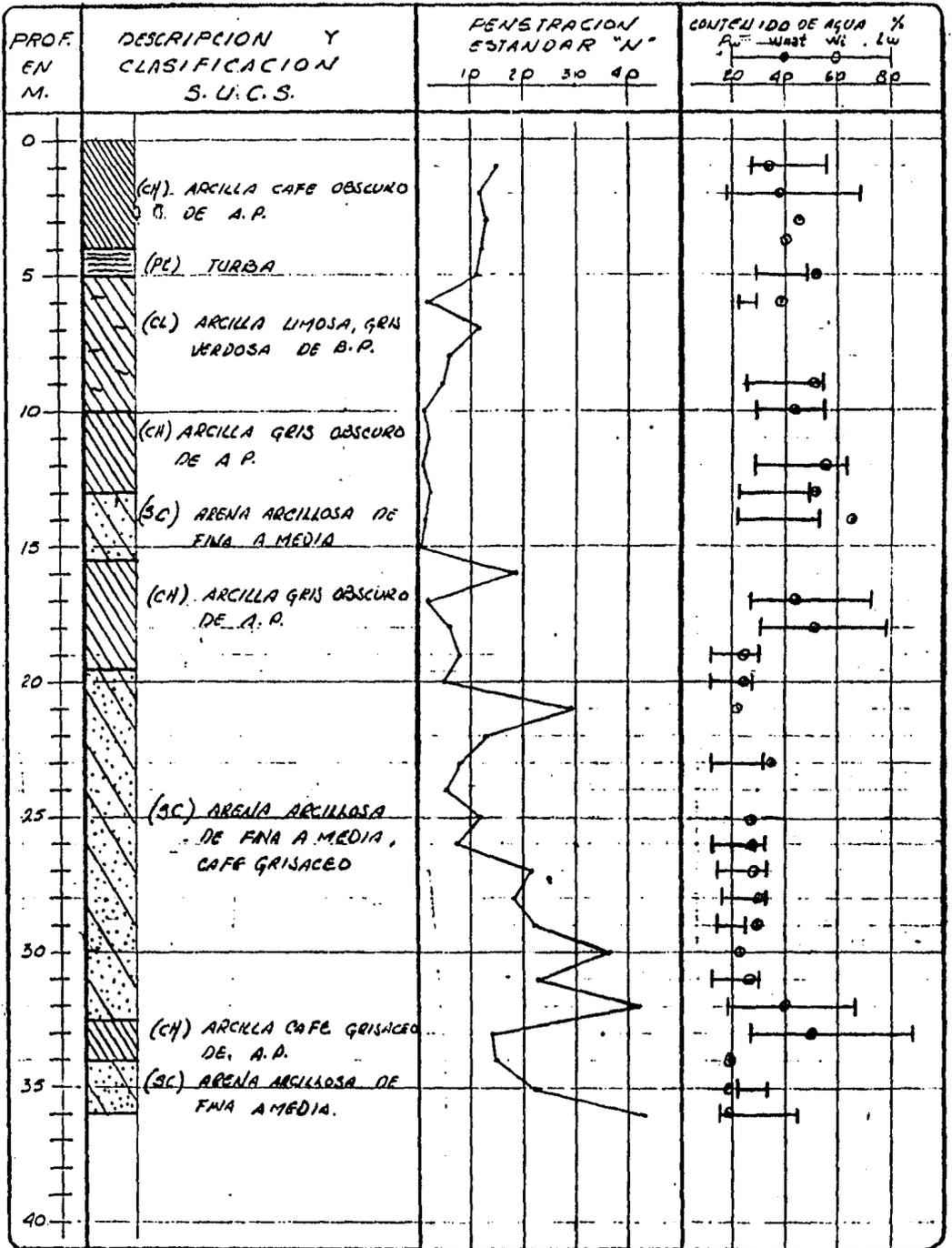


FIG. II - SONDEO 399AC-6

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RAMIREZ A.

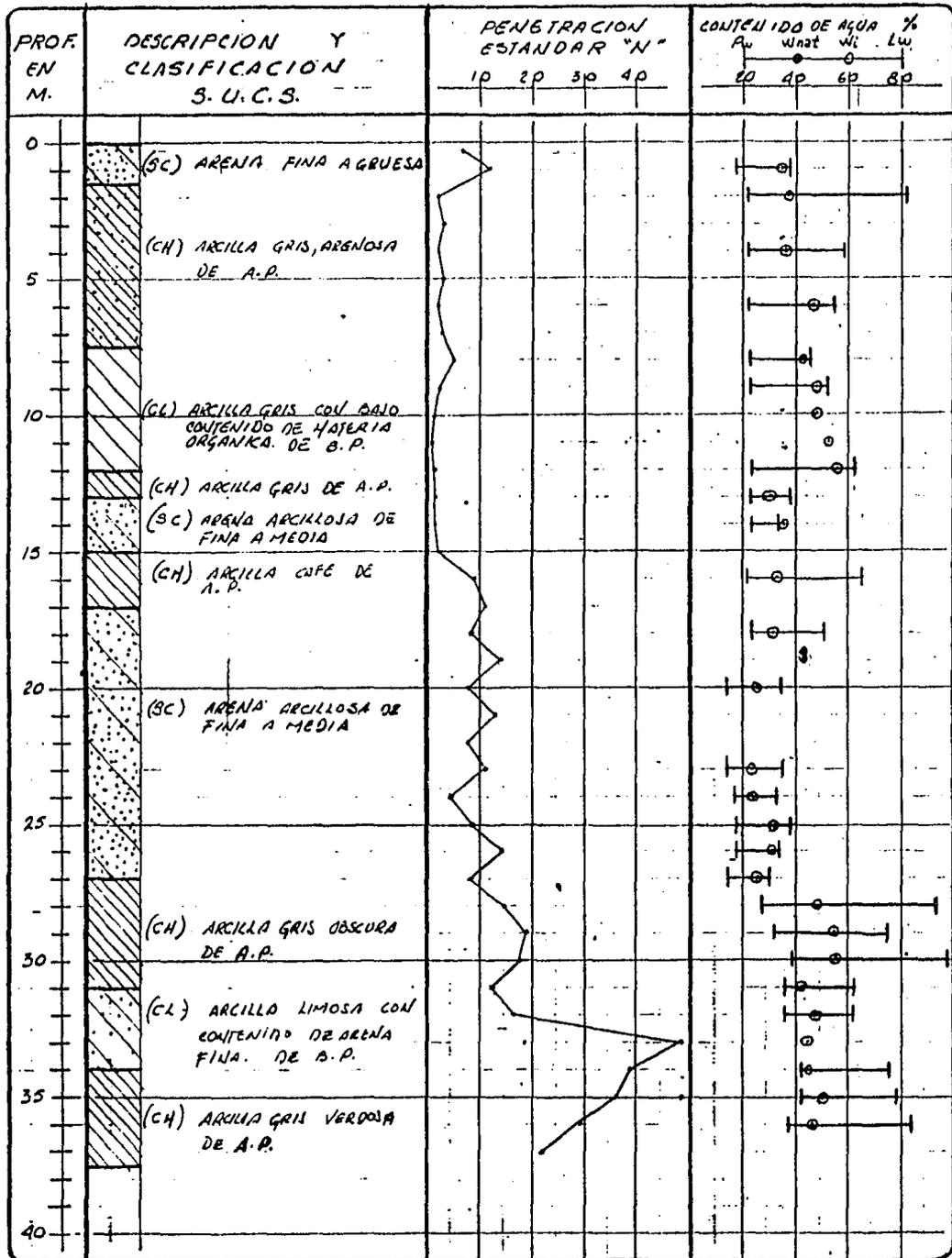


FIG. 12 .- SONDEO 400 MC-B

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RAMIREZ A.

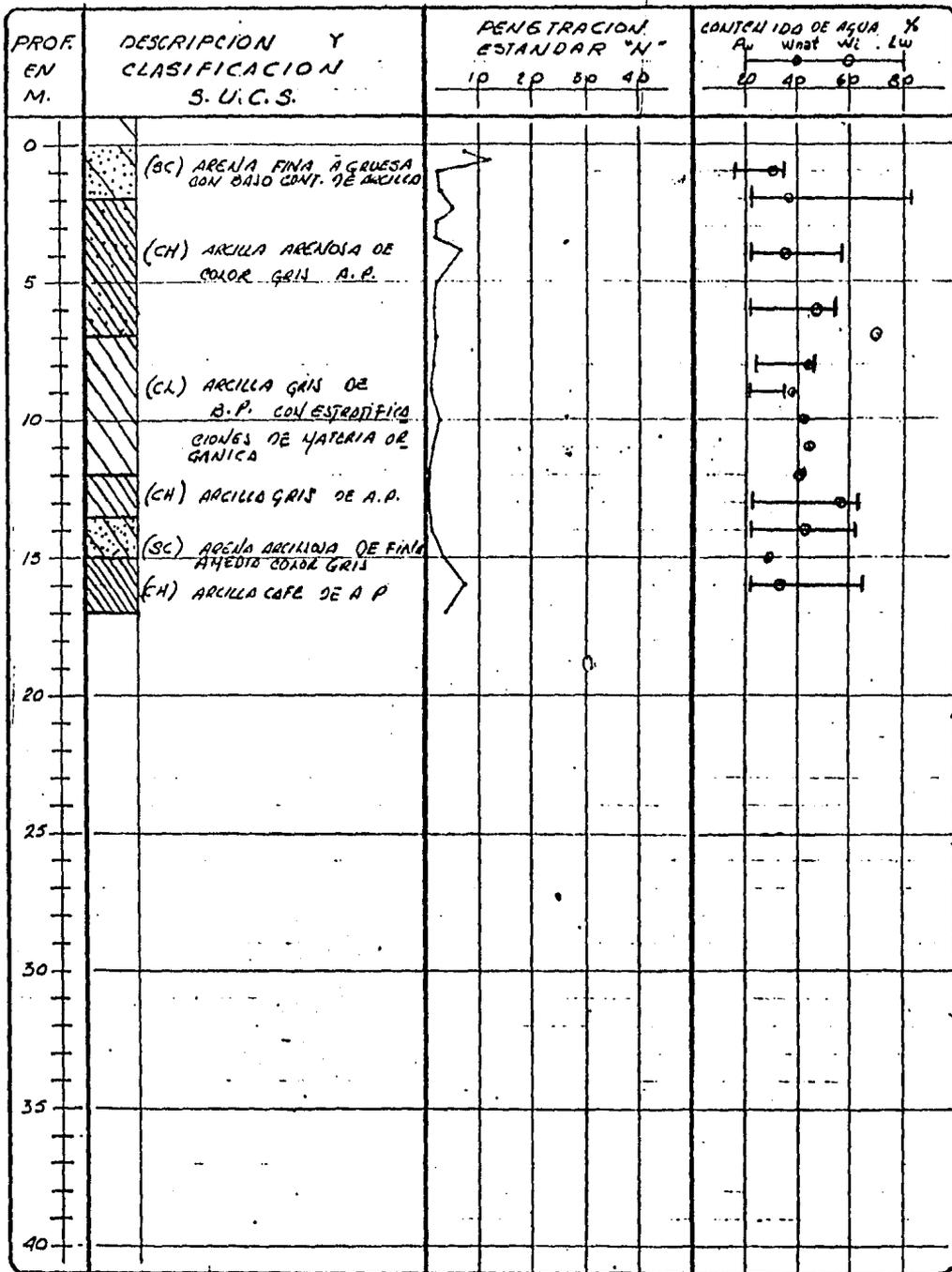


FIG. 13. -- SONDEO 401 MC-B

U.N.A.M. FAC. DE ING.
ANGEL A. RAMIREZ A.

