

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



SUELOS EXPANSIVOS EN TALARA

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

MILAGRO E. CASTRO CUBA VALENCIA

LIMA - PERU

1992

Con amor para mi abnegada madre Reneé,
quién con mucho tesón ha sido para
nosotras madre y padre al mismo tiempo,
sacrificándose constantemente ha
alentado y guiado nuestros pasos con la
ayuda de Dios y la Virgen María.

A la memoria de mi padre Wilfredo y de mi abuelita Evangelina, dos personas que me acompañan desde lo alto en este camino hacia la superación.

A mi querido amigo Pepo, quién ha compartido conmigo momentos de alegría y tristeza, apoyándonos siempre.

Con cariño a mi hermana Margarita y a mi amiga Sonia por su aliento. A mi amigo Zenón por su invaluable y constante apoyo en la culminación de mi tesis.

AGRADECIMIENTO

A través de estas líneas deseo expresar mi agradecimiento, al Dr. Jorge Elías Alva Hurtado por su asesoramiento, información y enseñanzas a lo largo del desarrollo de este estudio.

Así mismo quiero agradecer muy especialmente al Ing. Alberto Martínez Vargas, quién ha sido como un padre para mí, brindándome constantemente ánimo y guiándome académicamente a lo largo de este estudio.

Va un agradecimiento con cariño y aprecio para el Ing. Jorge Meneses Loja y para los técnicos Julio Olavarría O., Víctor Valenzuela P., Roger Zumarán R. y Tomás Guerrero A., por su colaboración incondicional en los trabajos de campo y laboratorio.

De igual manera un agradecimiento especial para mis amigos, en el trabajo, estudio y en este camino hacia la superación profesional y personal: Eduardo Medina R., Carlos Huamán E., David Luna D., Denys Parra M., Miguel Estrada, Martín Rodríguez, Américo Bustamante Ch. y en especial a Dina Tang por haber

compartido juntas muchos momentos de trabajo buenos y malos a lo largo de este estudio.

Quisiera también agradecer a todas aquellas personas que de una u otra forma me apoyaron y colaboraron en ésta tarea, como Rafael Jinez, sin quienes no hubiera podido culminarla.

SUMARIO

Los resultados del estudio que se presenta en la tesis, trata sobre las Arcillas Expansivas en Talara, en base a los sondajes efectuados y a los ensayos de laboratorio basados en las características geológicas, geomorfológicas, geotécnicas y en la evaluación de daños en las viviendas producto de la expansión.

El Capítulo I trata sobre el origen de los suelos de arcillas expansivas, su distribución en el Norte del Perú, su mecanismo de hinchamiento y los diferentes métodos que existen para identificar y para clasificar, así como para evaluar el potencial de hinchamiento a priori.

En el Capítulo II se hace una descripción del área de estudio: su ubicación, geografía, etc. Así mismo se presentan las características geotécnicas básicas de los suelos de Talara y los efectos que la variación de la humedad en estos suelos producen a las viviendas construídas en ellos.

En el Capítulo III se presentan las características geotécnicas básicas de las lutitas, cómo se les define y clasifica a esta roca que degrada a suelo residual de arcillas expansivas y determinando sus propiedades ingenieriles como: resistencia, módulo de elasticidad, permeabilidad, potencial de expansión y actividad. De igual manera, se presenta la evaluación de su comportamiento "in situ", llámese: estabilidad de taludes, abultamiento de superficies, etc. y su clasificación ingenieril.

El Capítulo IV da cuenta de la investigación geotécnica necesaria para proyectar una obra civil, como son: el reconocimiento del área, ensayos de campo, análisis de la información recopilada y evaluada de la zona de estudio, las características geotécnicas del subsuelo y finalmente su zonificación del potencial de arcillas expansivas.

En el Capítulo V se muestran los ensayos de laboratorio realizados en las arcillas expansivas, determinando los factores que afectan, tanto su potencial de hinchamiento como su cambio de volumen. Entre los ensayos desarrollados tenemos: el de consolidación, expansión libre, expansión con carga, concluyendo con tablas resumen de los parámetros obtenidos.

En el Capítulo VI se dan a conocer los problemas generales que presenta la cimentación en suelos expansivos, la influencia de la profundidad activa y los movimientos a que son sometidas las estructuras cuando el contenido de humedad del subsuelo varía; se resaltan los métodos recomendados y los criterios que se requieren para su elección.

En el Capítulo VII se presentan los métodos usados para estabilizar los suelos expansivos, entre los cuales tenemos: prehumedecimiento, reemplazo, estabilización química y estabilización con cal.

El Capítulo VIII proporciona los aportes que la investigación ha logrado en cuanto a correlaciones empíricas, en la evaluación del potencial de hinchamiento, después de una serie de ensayos simples realizados para evaluar las propiedades físicas de estos suelos.

Finalmente, el Capítulo IX presenta las conclusiones y recomendaciones a las que se ha llegado, esperando que con ello se continuen otras investigaciones sobre las arcillas expansivas en el Perú en beneficio de la Geotécnia.

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION.	1
CAPITULO I GENERALIDADES.	5
1.1 Introducción.	5
1.2 Origen.	7
1.3 Distribución en el Norte del Perú.	11
1.4 Mecanismo de hinchamiento.	15
1.4.1 Movimiento y distribución de la humedad en el suelo.	16
1.5 Factores que influyen.	17
1.6 Identificación.	20
1.6.1 Identificación en el campo.	20
1.6.2 Identificación mineralógica.	24
1.6.3 Identificación por métodos indirectos.	25
1.6.4 Identificación por métodos directos.	26
1.6.5 Identificación por el método de índice único.	32
1.6.6 Identificación por el método de clasifi cación.	34
CAPITULO II CARACTERISTICAS GEOTECNICAS BASICAS TALARA - PERU.	49
2.1 Introducción.	49
2.2 Ubicación.	50
2.3 Geografía.	51
2.4 Rasgos geomorfológicos.	52
2.5 Rasgos geológicos.	54
2.6 Efectos de los Suelos Expansivos.	57
2.6.1 Area de Punta Arenas.	59
2.6.2 Area de la "Urb. Los Vencedores".	61

CAPITULO III	CARACTERISTICAS GEOTECNICAS.	72
3.1	Introducción.	72
3.2	Definición.	73
3.3	Clasificación geológica de las lutitas.	75
	3.3.1 Consolidación y cementación.	75
	3.3.2 Tamaño de grano.	76
	3.3.3 Clasificación química y mineralógica.	77
	3.3.4 Fisilidad.	80
3.4	Propiedades ingenieriles significativas.	84
	3.4.1 Resistencia.	85
	3.4.2 Módulo de Elasticidad.	87
	3.4.3 Permeabilidad.	89
	3.4.4 Expansión Potencial.	89
	3.4.5 Proporción de Actividad.	91
3.5	Evaluación del comportamiento "in-situ".	93
	3.5.1 Estabilidad de taludes.	95
	3.5.2 Resalto de las superficies excavadas.	96
	3.5.3 Alterabilidad de las superficies de las lutitas.	97
	3.5.4 Presión de poros.	98
3.6	Clasificación Ingenieril.	101
CAPITULO IV	INVESTIGACIONES GEOTECNICAS REALIZADAS.	107
4.1	Introducción.	107
4.2	Definiciones.	108
	4.2.1 Métodos de exploración indirectos (geofísicos).	108
	4.2.2 Métodos de exploración semidirectos.	108
	4.2.3 Métodos de exploración directos.	109
	4.2.4 Pruebas de campo.	112
4.3	Reconocimiento.	112
	4.3.1 Recopilación de la información dispo- nible.	112
	4.3.2 Reconocimiento geológico.	113

4.4	Protección, transporte y conservación de muestras.	114
4.4.1	Muestras alteradas.	114
4.4.2	Muestras inalteradas.	114
4.5	Ensayo de Penetración Estandar.	115
4.6	Análisis de los estudios efectuados en Talara.	116
4.7	Características Geotécnicas del subsuelo de Talara.	121
4.7.1	Zona "A".	122
4.7.2	Zona "B".	129
4.7.3	Sector Sur de la ciudad.	130
4.7.4	Extremo oeste de la ciudad.	131
4.7.5	Centro de la ciudad de Talara.	131
4.7.6	Zona alta de Talara.	132
4.8	Zonificación Geotécnica de Talara.	133
4.8.1	Zona "A".	133
4.8.2	Zona "B".	135
4.8.3	Zona "C".	138
4.8.4	Zona "D".	139
4.8.5	Zona "E".	142
4.8.6	Zona "F".	144
CAPITULO V ENSAYOS DE LABORATORIO.		176
5.1	Introducción.	176
5.2	Potencial de Hinchamiento.	177
5.2.1	Fatiga por hinchamiento.	179
5.2.2	Presión de Hinchamiento.	180
5.2.3	Principio del Esfuerzo Efectivo.	181
5.3	Factores que influyen en el cambio de volumen en el Laboratorio.	184
5.3.1	Contenido de humedad inicial.	185
5.3.2	Densidad seca inicial.	186
5.3.3	Sobrecarga de presión.	186
5.3.4	Tiempo admitido para el hinchamiento.	187
5.3.5	Tamaño y espesor.	187
5.4	Ensayo de Consolidación.	190
5.5	Ensayo de Expansión Libre.	193

5.6	Expansión Libre con carga controlada.	195
5.7	Resultados Obtenidos.	195
CAPITULO VI CIMENTACIONES SUPERFICIALES.		206
6.1	Introducción.	206
6.2	Problema General de la Cimentación.	207
6.2.1	Profundidad activa.	209
6.2.2	Los movimientos laterales y el vuelco de muros.	210
6.3	Clasificación de las soluciones Constructivas.	211
6.3.1	Cimentación con solución Palafito.	212
6.3.2	Cimentación flotante.	214
6.4	Criterios para la elección de Cimentación.	217
6.5	Metodología del Proyecto.	219
CAPITULO VII ESTABILIZACION DE SUELOS.		231
7.1	Introducción.	231
7.2	Prehumedecimiento.	232
7.2.1	Inundación.	233
7.3	Control de Compactación.	239
7.3.1	Condiciones de colocación.	240
7.3.2	Diseño.	243
7.4	Reemplazo de suelo.	245
7.4.1	Tipo de material.	246
7.4.2	Profundidad de reemplazo.	247
7.4.3	Extensión del reemplazo.	251
7.4.4	Evaluación.	252
7.5	Estabilización con Cal.	253
7.5.1	Reacción.	254
7.5.2	Aplicación.	256
7.5.3	Presión de inyección.	259
7.6	Estabilización Química.	261
7.6.1	Estabilización con cemento.	262
7.6.2	Componente orgánico.	264

CAPITULO VIII	EVALUACION DEL POTENCIAL DE	
	HINCHAMIENTO.	276
8.1	Introducción.	276
8.2	Identificación aplicando metodologías simplificadas.	278
8.3	Correlaciones Empíricas.	280
	8.3.1 Grado de humedad.	280
	8.3.2 Índice de contracción.	283
	8.3.3 Índice plástico.	283
	8.3.4 Presión de hinchamiento.	284
	8.3.5 Hinchamiento.	287
	8.3.6 Estimación de las variaciones de la humedad.	294
	8.3.7 Coeficiente de reacción del terreno Módulo de deformación.	298
	8.3.8 Coeficiente de Extensividad Lineal.	300
8.4	Evaluación mediante el uso de las Correlacio- nes Empíricas.	301
CAPITULO IX	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	332
	BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS.	340

- ANEXOS

- ANEXO I ENSAYOS DE CAMPO I- 1

I-1	Relación de número de estudios recopilados.	I- 2
I-2	Ubicación de los sondajes en el Plano respectivo.	I- 9
I-3	Registros de los sondajes recopilados.	I- 11
I-4	Registros de los sondajes realizados.	I-100

- ANEXO II PERFILES LONGITUDINALES II- 2

II-1	Zona "A".	II- 3
II-2	Zona "B".	II- 9
II-3	Zona "C".	II- 11
II-4	Zona "D".	II- 13
II-5	Zona "E".	II- 14
II-6	Zona "F".	II- 15

- ANEXO III ENSAYOS DE LABORATORIO III- 1

III-1	Ensayos de granulometría.	III- 2
III-2	Ensayos de consolidación.	III- 28
III-3	Ensayos de Expansión Libre.	III- 56
III-4	Ensayos de Expansión con Carga.	III-115
III-5	Difracción de Rayos "X".	III-160

- PLANOS

- PLANO I Geología y Topografía de la ciudad de Talara.
- PLANO II Zonificación de la ciudad de Talara.
- PLANO III Ejes de los Perfiles Estratigráficos.
- PLANO IV Ubicación de los Sondajes.

INTRODUCCION

El presente estudio se ha realizado en la ciudad de Talara, con el fin de evaluar el Porcentaje de expansión libre con carga y expansión controlada de las arcillas expansivas que predominan en la zona. De igual manera, determinar sus características propiedades físicas y químicas y el potencial de hinchamiento de las arcillas los cuales se han evaluado mediante los análisis y ensayos realizados en muestras disturbadas e inalteradas extraídas de calicatas y taludes que se presentan en las formaciones de arcillas lutáceas como suelos residuales.

La importancia de este estudio radica en que gran parte de nuestra zona norte presenta problemas de suelos expansivos, cuyos efectos se manifiestan debido a que el clima existente allí es cálido por su cercanía al eje Ecuatorial, muy seco y árido, donde la falta de lluvias periódicas es modificado por precipitaciones cíclicas causadas por el fenómeno del Niño.

Los estudios que hemos realizado determinarán el comportamiento de las diferentes zonas de la ciudad que presentan este tipo de problema, permitiendo tomar las precauciones del caso para proteger las viviendas de los efectos de la expansión, de acuerdo a la evaluación de su potencial de hinchamiento.

En el estudio que presentamos se delimitan algunas zonas específicas que presentan este problema, para ello hemos contado con la ayuda de la siguiente información:

- Estudios de geomorfología y geología.

Estudios de las características geotécnicas de los suelos de fundación mediante ensayos de laboratorio.

- Evaluación del comportamiento estructural y de los daños ocasionados en las viviendas ubicadas en las zona problema.

Una parte de esta información ha sido producto de la recopilación de investigaciones realizadas en el área de estudio por diferentes compañías e instituciones y la otra parte la conforman los resultados obtenidos de los trabajos de campo y laboratorio realizados en el desarrollo de esta investigación.

Uno de los aportes de la tesis es presentar y analizar los rangos entre los que varían los

porcentajes de expansión, propiedades físicas y el potencial de hinchamiento, de cada una de las zonas establecidas, así como también hemos tratado de proporcionar correlaciones entre las propiedades físicas de nuestras arcillas, ya que podemos observar que usando las correlaciones utilizadas en otros países no se ajustan al comportamiento que presentan las arcillas expansivas del Noroeste del Perú.

Cabe anotar que tanto en la evaluación de las propiedades físicas como en la evaluación de los suelos mediante ensayos especiales, existen diferentes factores que influyen en los resultados como por ejemplo: la sensibilidad de las arcillas, la perturbación de las muestras, etc.; lo cual implica una dispersión en los resultados. Por ello es conveniente realizar ensayos sencillos, simples pero significativos que nos proporcionen datos que se puedan relacionar con facilidad.

Desde que el problema de los suelos expansivos se ha hecho presente, se ha tratado de buscar correlaciones empíricas las cuales nos proporcionarían indicaciones valiosas sin ser éstas determinantes. Sin embargo, la utilidad principal de estas fórmulas es efectuar una evaluación preliminar así como para interpolar y extrapolar resultados de ensayos más completos efectuados en algunos puntos del terreno.

Este trabajo se ha llevado a cabo gracias al interés del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, a través de su Laboratorio Geotécnico, de realizar estudios de investigación en el campo ingenieril en las diferentes ciudades del país; y en el presente trabajo en la Ciudad de Talara.

Así mismo, este estudio en su primera etapa ha contado con el apoyo financiero del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONCYTEC) y en la segunda etapa se tuvo el apoyo de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA); entidades a las que estoy agradecida por el apoyo brindado durante todo el proceso, lo cual hizo posible concretar el presente estudio de investigación.

Este estudio forma parte de un plan de trabajo de investigación que viene promoviendo desde hace algún tiempo el Dr. Jorge Alva Hurtado, quién es una persona dedicada a la investigación. A él mi agradecimiento muy especial por el apoyo brindado en este trabajo.

La autora.

CAPITULO I

GENERALIDADES SUELOS EXPANSIVOS

1.1.- INTRODUCCION.-

El problema de suelos expansivos no fue reconocido por la ingeniería sino hasta 1,930. Previamente a 1,920, edificios ligeramente cargados en los Estados Unidos pudieron resistir movimientos considerables sin exhibir avisos de rajadura.

Por 1,930 se volvieron a usar en las residencias el revestimiento de los ladrillos, encontrando las rajaduras su desarrollo en la dirección del ladrillo. El daño fue atribuido aparentemente a la construcción y al establecimiento de la cimentación en un ángulo, sin reconocer el rol de los suelos expansivos.

El U. S. Bureau of Reclamation reconoció el problema de suelos expansivos en 1,938, en relación con una cimentación para un sifón de acero del Proyecto de Owyhee en Oregon.

El uso extensivo de concreto para losas bajo tierra en la construcción fue aumentando después de 1,940, teniendo además el incremento de daños a las estructuras causado por suelos expansivos.

Hoy existe un interés mundial en las arcillas expansivas; así ingenieros de: Canadá, Austria, Sud-América, Israel, Estados Unidos y México están contribuyendo al conocimiento de propiedades de diseño y estructuras sobre suelos expansivos. Sobre todo porque estos suelos son los responsables de más daños económicos a las estructuras que todos los demás suelos. La mayoría de problemas están asociados con pequeñas estructuras, donde las investigaciones de garantía son raras, costosas y las soluciones caras.

La primera y la segunda Conferencia de Investigación e Ingeniería sobre Suelos Expansivos fue en la Universidad de Texas A. y M. en 1,965 y 1,969, respectivamente y la tercera conferencia fue en Haifa, Israel en 1,973. Se han llevado a cabo sucesivamente conferencias hasta la más reciente en Nueva Delhi, India en 1,987.

En el Perú, el fenómeno de expansión ocurrió por primera vez en la Irrigación Quiroz, luego en San

Lorenzo; posteriormente se detectaron en el Norte del Perú: en Chiclayo, Piura y Talara.

En Chiclayo, se pensaba que el suelo fallaba por hundimiento debido a la baja capacidad de soporte del terreno de cimentación, que al recibir las cargas transmitidas por las paredes daba lugar a asentamientos diferenciales de cierta consideración, lo que producía asentamientos en los muros de ladrillos. Para solucionar este efecto se tomaron medidas con respecto a la resistencia del suelo, aumentándose el área de contacto del cimiento; sin embargo los agrietamientos continuaron o los desperfectos fueron mayores. Ver Fotos N° 1.1 y N° 1.2.

1.2.- ORIGEN.-

G.W. Donolson (1969) clasifica los materiales de rocas que pueden ser asociados según su origen con suelos expansivos en dos grupos:

- El primer grupo comprende los suelos residuales de las rocas ígneas básicas como: el Basalto de la Cuenca de Deccan en India; los diques intrusivos de rocas doloritas (Dolorita: roca equivalente al gabro, diferenciándose de la diorita por su textura

de grano uniforme de medio a fino); los diques en la región central de Sud Africa, el gabro y las noritas (Noritas: Otra variedad de gabro cuyos compuestos predominantes son: ortopiroxeno y la hiperstena); al oeste de Pretoria, norte de Transvaal. En aquellos suelos el feldespato y minerales de origen volcánico de la roca intrusiva tiende a formar por alteración montmorillonita y otros minerales de arcillas con características de expansión. Este mismo mecanismo se ha detectado en rocas volcánicas del Norte del Perú.

- El segundo grupo comprende la roca sedimentaria que contiene montmorillonita como un componente principal, el cual falla físicamente cuando forma suelos expansivos como en Norte América (U.S.A.), la arcilla lutácea encontrada en la formación Pierre y las más recientes formaciones: Laramie y Denver. En Israel existen suelos residuales expansivos cuyo origen son las margas y calizas. En Sud Africa, la arcilla lutácea de la serie Ecc.

La montmorillonita en U.S.A., es regionalmente abundante en formaciones geológicas continuas a lo largo de las Montañas Rocosas, la mayor parte de los Great Plains, partes largas del llano del Golfo Costero y en la ensenada del Mississipi; también en California y el Noroeste del Pacífico.

Towtelot (1973) reconstruyó la condición paleogeográfica en las Montañas Rocosas y la Región Great Plains en U.S.A., como se muestra en la Fig. N° 1.1.

En el tiempo tardío del Cretáceo, al oeste de las Montañas Rocosas fueron terrenos altos elevados a moderados y al este de la región Great Plains fueron 11 cuencas oceánicas, donde las arcillas lutáceas Pierre, Bearpaw y sus equivalentes fueron depositadas. La fuente de los sedimentos consiste de rocas volcánicas en la parte norte y una extensión de este tipo de roca en la parte sur.

Si separamos la llanura de la costa desde la cuenca del Océano, observaremos que es una zona de depósito arenoso. La arcilla lutácea adyacente a la costa es arenosa, posee un potencial de hinchamiento inferior. En el interior del país, la arcilla lutácea está constituida por material de arcilla expansiva con alto potencial de hinchamiento.

La montmorillonita probablemente fue formada a partir de dos génesis separadas.

El producto de la meteorización y erosión de la roca en terrenos altos fue transportado por el río a la llanura de la costa.

El grano fino de suelo eventualmente puede convertirse en arcilla lutácea al acumularse en la cuenca oceánica. Entre tanto, erupciones volcánicas envían al exterior cenizas que caen sobre el llano y en el mar. Aquellas cenizas fueron alteradas hasta convertirse en montmorillonita.

En el territorio Peruano se han reconocido unidades litológicas pertenecientes a todos los períodos geológicos, con excepción del Cámbrico, incluyéndose así una variada gama de rocas: sedimentarias, rocas ígneas intrusivas y extrusivas y rocas metamórficas, que abarcan un conjunto de edades desde el Paleozoico Inferior hasta el reciente, siendo su mayoría sedimentos exclusivamente marinos (Area de la Brea-Talara principalmente).

Los sucesos geológicos principales que han tenido lugar en el área a partir del Cretácico, son los siguientes:

- 1.- Deposición de sedimentos pertenecientes a la parte superior del Cretáceo Inferior, como calizas de tipo arrecife.
- 2.- Discordancia en la margen Occidental de la región.
- 3.- Deposición de lutitas y areniscas.

- 4.- Posibles levantamientos acompañados de plegamientos e intrusión ígnea.
- 5.- Transgresión y deposición de conglomerados y areniscas cuarzosas.
- 6.- Levantamiento o denudación y deposición de conglomerados de origen continental del Eoceno Inferior.
- 7.- Avance del mar, deposición de areniscas y lutitas del Eoceno Medio al Eoceno Superior y actividad volcánica.
- 8.- Denudación, plegamientos y fallamientos (formación de bloques fallados).
- 9.- Erosión y deposición de sedimentos recientes.

1.3.- DISTRIBUCION EN EL NORTE DEL PERU.-

En nuestro caso en el Norte del Perú, ocupan áreas extensas en los departamentos de: Tumbes, Piura, Cajamarca, Amazonas, parte de los departamentos de San Martín y Loreto, Lambayeque y La Libertad; ver Fig. N° 1.2, donde el clima es cálido por su cercanía al eje Ecuatorial y muy seco y árido en la costa donde la falta de lluvias periódicas en la zona, estado que cíclicamente se modifica por

precipitaciones pluviales abundantes, caso típico es la región donde se encuentra ubicada la "Irrigación y Colonización San Lorenzo", en el departamento de Piura. Ver Foto N° 1.3.

Así mismo, estos problemas de expansión se presentan al cimentar edificaciones sobre arcillas expansivas en ciertas regiones del norte del Perú, manifestándose últimamente en áreas que antes eran campos de cultivo de gran rendimiento agrícola.

Las diferentes zonas tienen experiencias distintas en el grado de expansión, de acuerdo al método de los límites de Atterberg del suelo (Ver Foto N° 1.4), como se detalla a continuación.

1.- Departamento de Loreto:

- **Clima:** Tropical, húmedo con fuertes precipitaciones mayores de 1,400 mm de lluvia anual. El suelo tiene alta humedad y la expansión no se manifiesta, en cambio el proceso de contracción es más notorio.

Lugar	Grado de Expansión
Napo-Putumayo.....	Alto. (Rojas,1987)
Iquitos.....	Alto. (Rojas,1987)

Yurimaguas.....Va de bajo medio a alto.

(Rojas,1987)

Caballococha.....Alto. (Atala)

Corrientes.....Medio. (PUCP)

2.- Departamento de Piura:

- **Clima:** Semi-tropical, temperatura media anual de 24°C, con lluvias periódicas de verano. El Fenómeno del Niño afecta esta zona cuando sube la temperatura del agua del mar, por su introducción de Norte a Sur en el Océano Pacífico, produciendo lluvias torrenciales, así como las ocurridas en los años: 1925, 1983.

Lugar	Grado de Expansión
Bayóvar.....	De muy alto a extremadamente alto. (UNA)
Talara.....	Extremadamente alto. (Carrillo, 1981)
Punta Arenas.....	De medio a extremadamente alto. (CPS, 1980)
Huancabamba.....	De medio a muy alto. (Martínez, 1984)
San Lorenzo.....	De medio a alto. (Carrillo, 1969)

Quiroz.....De medio a extremada-
mente alto. (Montero, 1961)
Piura.....De bajo a medio.
(Ojeda, 1987)

3.- Departamento de La bayeque:

- **Clima:** Sub-tropical pero árido, temperatura promedio 18° y 20°C, con excesiva humedad atmosférica y ausencia total de lluvias debido a diferentes factores: la corriente de Humboldt y la cordillera de los Andes.

Lugar	Grado de expansión
Mochumí.....	Bajo. (Rojas, 1987)
Ferreñafe.....	Bajo. (Rojas, 1987)
La Victoria.....	Medio. (Rojas, 1987)
Santa Victoria.....	Medio. (Rojas, 1987)
Urb. Guardia Civil...	Alto. (Carrera, 1985)

En relación a la distribución de arcillas expansivas en el Norte del Perú, presentamos en las Figs. N° 1.3 y N° 1.4 los mapas de: Zonificación de Suelos Expansivos y Geológico de la Región Norte y Nororiente del Perú. (Alva y Rojas, 1988).

1.4.- MECANISMO DE HINCHAMIENTO.-

El hinchamiento de las arcillas produce cambios en las propiedades ingenieriles de: resistencia, compresibilidad y permeabilidad.

Para algunas estructuras tales como: carreteras de segundo orden y terraplenes, una pérdida de resistencia o un incremento en la compresibilidad puede ser de gran importancia para el ingeniero de suelos, que el levantamiento por sí mismo.

Se puede ver también como ante un cambio en su medio ambiente, por ejemplo: de descarga de presión debido a una excavación, a la desecación por aumento de temperatura o incremento de la humedad, las arcillas expansivas sufrirán cambios volumétricos, siendo un factor importante a considerar para la práctica ingenieril los efectos del agua.

Kraynski (1967) establece que debe haber un gradiente potencial, el cual puede causar la migración de agua y el continuo paso a través del cual el agua puede tomar su lugar. Con la introducción del agua la expansión volumétrica tiene lugar. Si se aplica una presión para prevenir la expansión esta presión requerida para mantener el volumen inicial se denomina: presión de hinchamiento.

1.4.1.- Movimiento y distribución de la humedad en el suelo:

Existen fuerzas dentro de la masa del suelo que ponen en movimiento el agua que ésta contiene. Estos movimientos originan cambios de humedad del suelo, siendo éstos responsables del hinchamiento y contracción de las arcillas expansivas.

Entre los fenómenos que originan el movimiento y distribución del agua dentro de la masa de suelo, tenemos:

- A)- Percolación:** movimiento del agua en el suelo originado por fuerzas de gravedad.
- B)- Capilaridad:** movimiento del agua en el suelo originado por fuerzas de tensión superficial. Fig. N° 1.5.
- C)- Transferencia de vapor:** movimiento del agua en el suelo producido por un gradiente de presiones de vapor.
- D)- ~~Termo-osmosis~~:** movimiento del agua en el suelo, según Bouyucos (1915) y Winterkorn(1947), puede originarse por un gradiente de temperatura.

E)- Succión: movimiento del agua en el suelo originado por fuerzas de tensión superficial según Honey, Lewis y Coleman (1,950) y Jennings (1,953). De acuerdo a ellos, el contenido de humedad en cualquier punto de una masa de suelo parcialmente saturada está en equilibrio con los esfuerzos mecánicos aplicados en este punto, llámense fuerzas de evaporación y transpiración de la superficie del terreno, con las fuerzas capilares.

Debido a que existe una relación única entre la succión y la humedad del suelo en condiciones definidas de temperatura y esfuerzos aplicados resulta posible estimar, a través de la medida de los cambios de succión, los cambios de humedad que se producen debajo de un área cubierta del terreno

1.5.- FACTORES QUE INFLUYEN.-

A continuación citaremos algunos de los diversos factores que influyen en la magnitud del

cambio de potencial expansivo y contracción de las arcillas expansivas:

- 1)- Cantidad y tipo de minerales de arcilla.
- 2)- Tipo de iones intercambiables.
- 3)- Naturaleza del fluido de poros: considerando sus propiedades químicas antes y durante el proceso de expansión, caracterizadas por el tipo de iones presentes, pH y propiedades dieléctricas del fluido.
- 4)- Contenido de humedad inicial y grado de saturación: considerado el más importante, porque éste origina el movimiento del suelo expansivo.
- 5)- A mayor consolidación, mayor densidad relativa y mayor grado de expansión en las lutitas con minerales de arcillas expansivas.
- 6)- Estructura de los componentes del suelo: las condiciones de arreglo y orientación de las partículas, sea ésta natural o como resultado de un proceso artificial previo como el de compactación, determinan que para las mismas condiciones humedad-densidad en los suelos remoldeados, la expansión es considerablemente mayor que en los suelos inalterados, atribuyéndose esto a la orientación preferente

que las partículas del suelo adoptan al modificarse su estructura.

- 7)- Permeabilidad.
- 8)- Estado de esfuerzos.
- 9)- Historia de esfuerzos del suelo.
- 10)- Profundidad y espesor del estrato expansivo (zona activa).
- 11)- Profundidad del nivel freático.
- 12)- Clima de la región.
- 13)- Topografía.
- 14)- Presencia de vegetación: próxima a las edificaciones, que conduce a zonas localizadas de desecación o humedecimiento.
- 15)- Estructuras suprayacentes.
- 16)- Tiempo necesario para lograr la expansión total del suelo (Ver Fig. N° 1.6): en estos materiales finos el movimiento del agua y el consiguiente balanceo de fuerzas es muy lento, requiriéndose de tiempos muy variables para lograr el equilibrio, lo que depende de la permeabilidad del suelo, la distancia a la fuente de humedecimiento y la magnitud de la expansión.

17)- A mayor contracción, menor peso volumétrico y mayor peso, produciéndose en este caso movimientos de expansión considerables.

1.6.- IDENTIFICACION.-

Existen diferentes métodos para clasificar el potencial expansivo de los suelos, así tenemos:

1.6.1.- Identificación en el Campo:

Por visita local o de fotografías aéreas, o ambos son útiles para señalar la presencia de arcillas expansivas en un lugar dado. Algunas de las indicaciones que pueden ayudar a identificar la ocurrencia de arcillas potencialmente expansivas son cubiertas en el siguiente párrafo:

a)- Características del terrón del suelo.-

Muy duro cuando seco, lustroso cuando se corta por cuchilla o lampa, se quiebra en pedazos regulares, suave y pegajoso cuando húmedo y un residuo quebradizo después de remoldeado con las manos.

b)- Características del terreno.- Evidencia de deslizamientos sobre el talud natural, ancho, profundidad, contracción, si se quiebra con espaciamentos medianamente regulares, estructura "gilgai".

Estructura "gilgai" es una depresión del terreno, falla visible en la superficie de arcilla expansiva que viene sufriendo desgaste por acción atmosférica en un medio ambiente semiárido.

El desarrollo de una estructura "gilgai" y las variaciones de las propiedades del suelo allí dentro, son presentadas en la Fig N° 1.7. A menudo un espaciamiento "gilgai" regular de 6 a 21 m. es observable y puede alcanzar una profundidad de los 2 m.. El terreno "gilgai" tiende a ser más expansivo que las depresiones ocasionales por masa de alta permeabilidad, microestructura más dispersa y alto pH. La presencia de estructura "gilgai" implica el diseño de fundaciones superficiales debido a la variación puntual del potencial de hinchamiento en un lugar.

La nivelación del campo "gilgai" es usualmente inefectiva en prevenir un movimiento diferencial el suelo.

c)- Existencia de vegetación.- la vegetación en un lugar puede ser indicativa de la presencia de una arcilla expansiva. Experiencias locales usualmente revelan que ciertamente árboles y arbustos tienden a encontrarse más frecuentemente en suelos que tienen alto o bajo potencial de expansión

Sistemas de raíces superficiales continuamente remueven la humedad desde cerca a la superficie del suelo y cuando la vegetación es removida y las losas de edificios altos son ubicadas sobre la explanación, las arcillas comienzan a recuperar su humedad e hincharse más que las arcillas cerca de la ubicación donde tal vegetación estuvo ausente. Este efecto puede producir un peligro estructural igual en suelos que son relativamente inertes.

d)- Clima.- la extensión para la cual el potencial de expansión de una arcilla

experimenta cambio de volumen es influenciada grandemente por el clima local. Localidades propensas a largos períodos de sequía, seguidos por períodos de clima lluvioso, son más susceptibles a la actividad de arcillas expansivas (Ver Fig. N° 1.8). En áreas donde no existen bancos de agua superficial no existen, las condiciones de humedad en las arcillas son controladas por el balance de humedad entre la caída de lluvia y la evaporación.

Un recurso racional de clasificar el clima es el Índice de Humedad Thornthwaite (THI), el cual está definido como la diferencia en recurso anual de caída de lluvia en pulgadas y la suma de agua en pulgadas que puede ser retornada a la atmósfera por evaporación desde la superficie del suelo y transpirada por plantas, si aquellas están en un ilimitado abastecimiento de agua para las plantas y suelo. Un índice positivo TMI indica un suelo con déficit neto de humedad. Las localidades que tienen valores de TMI entre cerca de +20 y -20

son mas propensas a experimentar dificultades con arcillas expansivas.

El TMI proporciona una cierta correlación básica cuantitativa de parámetros que son descritos más adelante. Los valores de TMI que representan algunas localidades son: Denver -10, Dallas 0 y Houston +18.

1.6.2.- Identificación Mineralógica:

Que puede ser usada en la evaluación del material, pero no es suficiente con el conocimiento de Mecánica de Suelos cuando tratamos con suelo natural. Si los estudios están bien efectuados, permiten conocer los minerales de arcillas y definir el tipo de las expansiones y su influencia en las propiedades básicas de las arcillas, pero no son económicos en nuestro medio, aunque necesarios en la investigación si se quiere avanzar en el conocimiento y comportamiento de estas arcillas expansivas.

Las técnicas usadas son las siguientes:

- Difracción de Rayos X.

- Análisis Termo-diferencial.
- Grado de Absorción.
- Análisis Químicos.
- Resolución al Microscopio electrónico.

1.6.3.- Identificación por Métodos Indirectos:

Entre estos métodos contamos con:

- **Medida del Potencial de Cambio de Volumen (P.V.C.):** según Lambe (1960), propone la Tabla N° 1.1:

TABLA N° 1.1

Clasificación P.V.C.	Categoría
Menor que 2	No crítico
2 - 4	Marginal
4 - 6	Crítico
Mayor que 6	Muy crítico

- **Suelo succión:** La Administración Federal de Caminos de Washington (1,969), propuso la siguiente Tabla N° 1.2 de clasificación de potencial de hinchamiento en relación a la succión del suelo:

TABLA N° 1.2

Límite Líquido (%)	Índice Plástico (%)	Succión del Suelo (Kg/cm ²)	Potencial de Hinchamiento
Mayor de 60	Mayor de 35	Mayor de 4	Alto
50 - 60	25 - 35	1.5 - 4	Marginal
Menor de 50	Menor de 25	Menor de 1.5	Bajo

- **Método de David y Komornik (1,969):** siendo la ecuación:

$$\log Ps = 2.132 + 0.0208 (w_L) + 0.665 (\tau_d) - 0.0269 (w) \quad (1.1)$$

Donde:

Ps = Presión de hinchamiento.

w_L = Límite líquido, método ASTM, sin secado previo de la muestra.

τ_d = Peso específico seco.

w = Contenido de humedad natural.

1.6.4 Identificación por Métodos Directos:

Son los métodos más prácticos y sólo consisten en ensayos hechos, tanto en el laboratorio, como en el campo. Desafortunadamente los procedimientos usados no son similares por cuanto no se puede realizar una evaluación y comparación de pruebas para poder estandarizar los procedimientos de pruebas de expansión unidimensional.

A) Métodos de Campo: El ensayo carga-expansión controlada que se realiza con el equipo de prueba de placa es la prueba más significativa de estos métodos. Trata de encontrar la presión de expansión para un cierto cambio de volumen previamente establecido cuando el suelo es humedecido. Sin embargo, podemos observar que este método tiene sus ventajas y desventajas, así tenemos:

Ventajas: Podemos llevar el control de la expansión vertical que sufre el suelo, a pesar que el suelo se expande en sus tres dimensiones.

Desventajas: Entre las que tenemos:

* Se necesitan muchos días para poder establecer un contenido de humedad conveniente en toda la masa del suelo implicada en el ensayo. El contenido de humedad sólo se podrá conocer cuando se haya dado por terminada la prueba.

* Las mediciones del cambio de volumen pueden también verse afectadas por el humedecimiento de la arcilla.

* Si se utiliza un gato hidráulico existe mucha dificultad para mantener la carga deseada, porque el gato disipa la carga.

A) Métodos de Laboratorio: El más usual es la prueba del consolidómetro unidimensional convencional, con el cual se puede medir el cambio de volumen y determinar el potencial de hinchamiento y la presión crítica. Este tipo de ensayo se efectúa con frecuencia por ser mas económico y sencillo.

Entre los ensayos utilizados tenemos:

Ensayo de Consolidación Unidimensional (ASTM D2435-80): La compresibilidad de los suelos determinada desde ésta prueba es un de las propiedades más importantes que se pueden obtener mediante pruebas de laboratorio. Los datos de las pruebas de consolidación

pueden ser usados para desarrollar un estimado del porcentaje de asentamiento de una edificación o un terraplén.

Ensayo de Consolidación Unidimensional para el cálculo de las ~~propiedades~~ del suelo usando carga de control de esfuerzos (ASTM D4186-89): Nos proporciona el porcentaje y magnitud del asentamiento del suelo, lo cual es esencial en el diseño de suelos y la resistencia del suelo bajo la carga de una estructura determinada.

Ensayo de Expansión Unidimensional (ASTM D3877-80) : Mediante ésta prueba la expansión potencial relativa de la mezcla suelo-cal, con contenidos variados de cal puede ser evaluada. Desde tal evaluación la cantidad de cal requerida, para reducir la expansión a un valor deseado puede ser determinada. Los datos pueden ser luego usados para el diseño y especificaciones requeridas para estructuras de terraplén y relleno de subrasante, donde suelos expansivos son encontrados y estos datos son necesarios para tener un cierto grado

de control de la expansión-contracción, para cimentaciones de estructuras y subrasante de carreteras. Las pruebas podrían también mostrar, si las especificaciones del suelo están sujetas a la estabilización con cal.

Ensayo de Hinchamiento Unidimensional o Asentamiento Potencial de Suelos Cohesivos (ASTM D4546-85): El potencial relativo de hinchamiento y asentamiento de los suelos desde aquellos métodos puede ser desarrollado para estimar el levantamiento y consolidación para una humedad final y condiciones de carga dadas.

Suelos que contienen montmorillonita son probablemente aquellos que tienen un significativo potencial de hinchamiento y comunmente son ensayados con aquellos métodos.

Método del Índice de Expansión de Suelos (ASTM D4829-88): El índice de expansión IE, es usado para medir un índice propio básico del suelo, el IE es comparable a otros índices tales como el

límite líquido, límite plástico y el índice plástico, como en el Método D4318.

El IE, no es usado para duplicar alguna condición particular de campo tal como la densidad de suelos, contenido de humedad y carga. Sin embargo, el procedimiento de la prueba mantiene todas las condiciones constantes permitiendo correlacionar directamente los datos entre organizaciones pueden beneficiarse desde aquellas experiencias colectivas.

La clasificación del potencial expansivo de los suelos se basa en la siguiente Tabla N° 1.3:

TABLA N° 1.3

Indice de Expansión (IE)	Potencial de Expansión
0 - 20	Muy bajo.
21 - 50	Bajo.
51 - 90	Medio.
91 - 130	Alto.
> 130	Muy alto.

1.6.5.- Identificación por el Método de Índice Único:

Comprende ensayos de rutina fáciles de realizar, a continuación damos las Tablas y autores que las proponen:

- **Límite Contracción:** (Almeyer, 1955)

TABLA N° 1.4

Límite de Contracción	Contracción Lineal	Grado de Expansión
Menor que 10	Mayor que 8	Crítico
10 - 12	5 - 8	Marginal
Mayor que 12	0 - 5	No crítico

- **Límites de Atterberg:** (Holtz y Gibbs, 1956)

TABLA N° 1.5

Cambio de Volumen (%)	Contenido Coloides (%)	Índice Plast. (IP)	Límite Contracc (%)	Potencial Hincham.
0 - 10	0 - 15	0 - 15	0 - 10	Bajo.
10 - 20	10 - 25	10 - 35	10 - 20	Medio.
20 - 30	20 - 35	20 - 45	20 - 30	Alto.
30	25	30	30	Medio.

- **Expansión Libre:** Se calcula el volumen de expansión mediante la fórmula (Holtz, 1956):

$$\% \text{ de Hinchamiento} = \frac{V_f - V_i}{V_i} \times 100 \quad (1.2)$$

- **Contenido de coloides:** la relación entre el porcentaje de hinchamiento y el porcentaje de tamaño de la arcilla se define así (Seed, Woodward y Lundgren, 1962):

$$S = K C^X \quad (1.3)$$

Donde:

S = Potencial de hinchamiento expresado como porcentaje de hinchamiento bajo una sobrecarga de 1 lb/pulg² para una muestra compactada según las normas de la AASHTO.

C = Porcentaje del tamaño de partículas menor que 0.002 mm.

X = Exponente que depende del tipo de arcilla.

K = Coeficiente que depende del tipo de arcilla.

- Límite de Contracción: (Sowers, 1961)

TABLA N° 1.6

Indice plástico (IP)		Límite de Contracción (LC)	Potencial de los cambios de volumen
Regiones Áridas	Regiones Húmedas		
0 - 15	0 - 30	12 ó más	Pequeño.
15 - 30	30 - 50	10 - 12	Pequeño a moderado.
30 ó más	50 ó más	10 ó menos	Moderado a severo.

- Índice de Contracción: (Ranganathan y Stayanarayana, 1965)

TABLA N° 1.7

Indice de Contracción	Potencial de Hinchamiento
0 - 20	Bajo
20 - 30	Medio
30 - 60	Alto
Mayor que 60	Muy alto

1.6.6.- Identificación por Métodos de Clasificación:

Alguno de estos métodos son los siguientes:

- **Método de Actividad:** (Seed, Woodward y Ludgren, 1962) la actividad de una arcilla está definida como :

$$\text{Actividad} = \frac{\text{IP}}{\text{C} - 10} \quad (1.5)$$

Donde:

C = % de tamaño de arcilla < 0.002 mm.

IP = índice de plasticidad.

- **Método de Dakshanamurthy y Raman (1,973):** modificaron la carta de plasticidad (Ver Fig. N° 1.9) dividiéndola en seis zonas a lo largo del eje "X" con los siguientes valores del Límite Líquido:

TABLA N° 1.8

Límite Líquido	Grado de expansión
0 - 20	No hay hinchamiento
20 - 35	Bajo hinchamiento
35 - 50	Hinchamiento medio
50 - 70	Alto hinchamiento
70 - 90	Muy alto hinchamiento
> 90	Extra alto hinchamiento

- **Método United States Bureau of Reclamation**

= (USBR, 1979):

TABLA N° 1.9

Datos de los ensayos índices			Probable Expansión % total de cambio de volumen	Grados de Expansión
Contenido Coloidal % menor	Índice Plástico (IP)	Límite de Contracc.		
28	35	11	30	Muy alto
20 - 31	25 - 41	7 - 12	20 - 30	Alto
13 - 23	15 - 28	10 - 16	10 - 20	Medio
15	18	15	10	Bajo

La relación entre potencial de hinchamiento y el índice plástico se expresa de la siguiente manera:

$$S = Be^{A(\pi)} \quad (1.4)$$

Donde:

$$A = 0.0838 \quad y$$

$$B = 0.2558$$

- **Método del Hinchamiento Libre Diferencial**

(1,980): clasificación de los suelos expansivos basados en su hinchamiento libre diferencial, cuyos valores están dados a continuación:

TABLA N° 1.10

Hinchamiento Libre Diferencial ($V_d - V_k/V_k$)*100, (%)	Grado de Expansión
20	Bajo.
20 - 35	Moderado.
35 - 50	Alto.
50	Muy alto.

Donde :

V_d = Volumen del suelo en agua.

V_k = Volumen del suelo en Kerosene.

- **Método del Snethan (1,984)**: basado en estudios de campo y laboratorio en suelos expansivos de los Estados Unidos, representando variedad de condiciones con respecto al contenido de humedad "in situ", geología, topografía, clima, etc., propone criterios para identificar suelos expansivos en la tabla que presentamos a continuación:

TABLA N° 1.11

Límite Líquido (%)	Índice de Plastic. (%)	Suelo Succión Natural (tsf)	Potencial de Hincham.	Clasific. del Potencial Hincham.
60	35	4.0	1.5	Alto.
50 - 60	25 - 35	1.5 - 4	0.5 - 1.5	Marginal.
50	35	1.5	0.5	Bajo.

- **Método Sridharan y colaboradores (1,985):**

en vista de los valores negativos del índice de expansión libre observados para suelos que contienen caolinita, propuso que el hinchamiento libre sea definido como el volumen ocupado por una unidad en peso de suelos completamente secos sobre agua y sin restricciones externas y concordante con lo sugerido en la clasificación para suelos expansivos en la tabla anterior.

TABLA N° 1.12

Índice de Expansión Libre (Vd/10), cc/gm	Hinchamiento Potencial
1.5	Imperceptible.
1.5 - 2.0	Ligero.
2.0 - 5.0	Moderado.
5.0 - 10.0	Alto.
10.0	Muy alto.

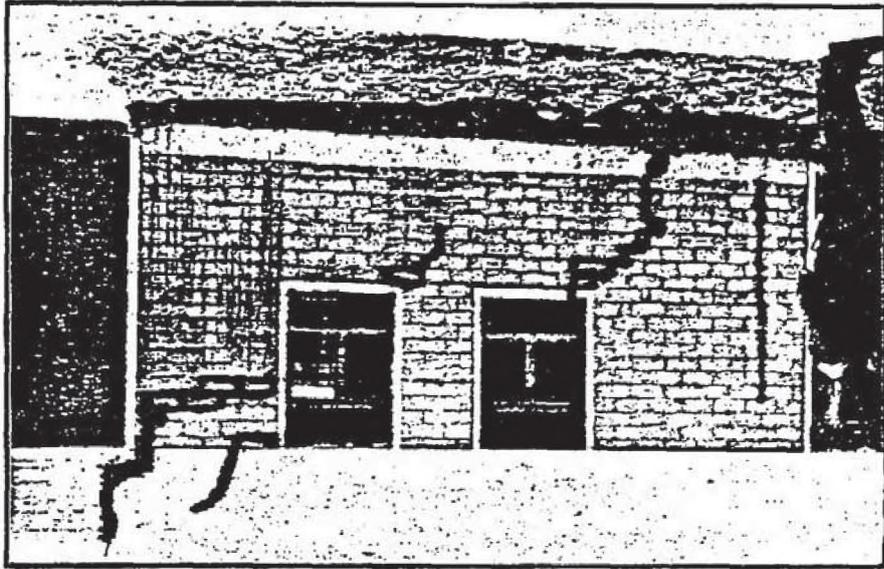


Foto N° 1.1 : Agrietamiento típico de las casas de un piso, debido a la expansión vertical de las arcillas causado por anegación localizada, Urb. Bolognesi (Barrio Moshoqueque), Chiclayo-Perú. (Carrillo, 1967)

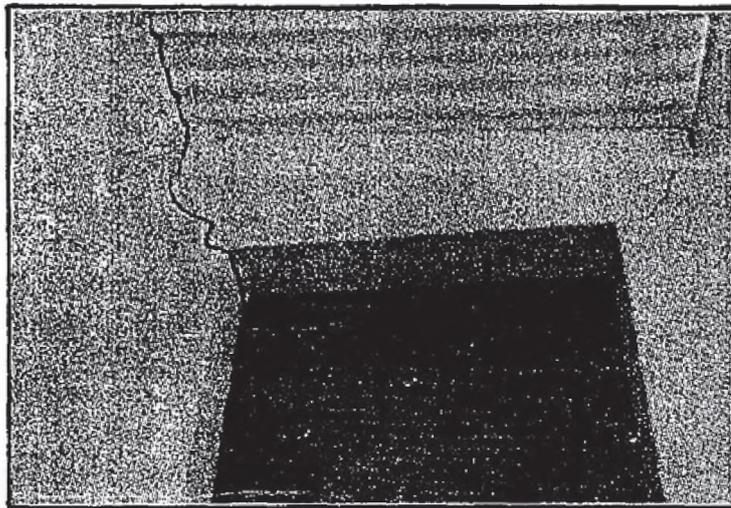


Foto N° 1.2 : Saturación por falta de drenaje que ha originado empuje lateral con desprendimiento del dintel de la puerta, Chiclayo-Perú. (Carrillo, 1967)

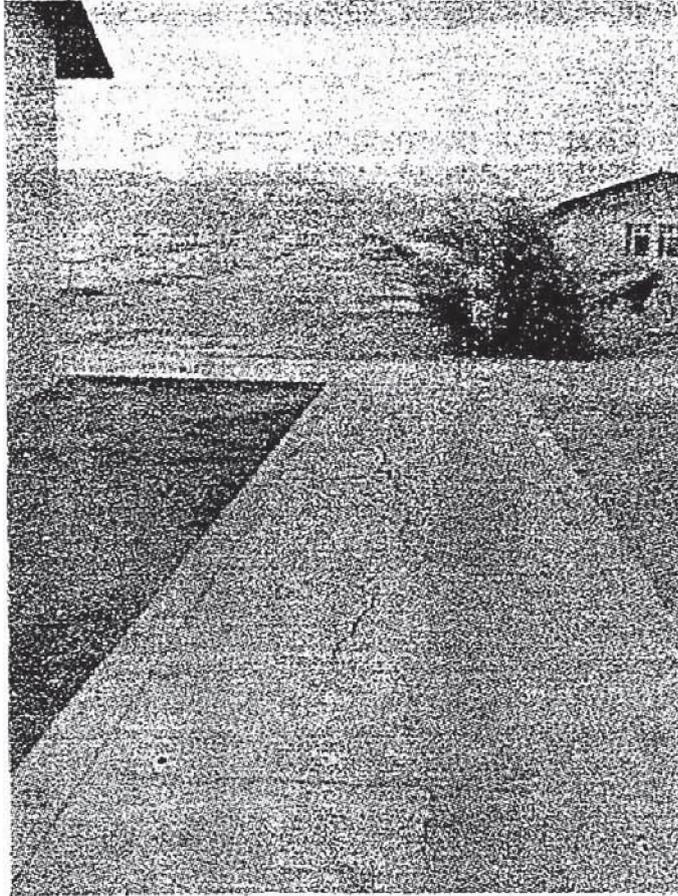


Foto N° 1.3 : Agrietamiento en veredas exteriores debido al riego de jardines, efecto de la vegetación cercana y diferencia de temperatura en el suelo subyacente del comedor del agrupamiento 10-4, Colonización San Lorenzo, Piura. (Carrillo, 1967).

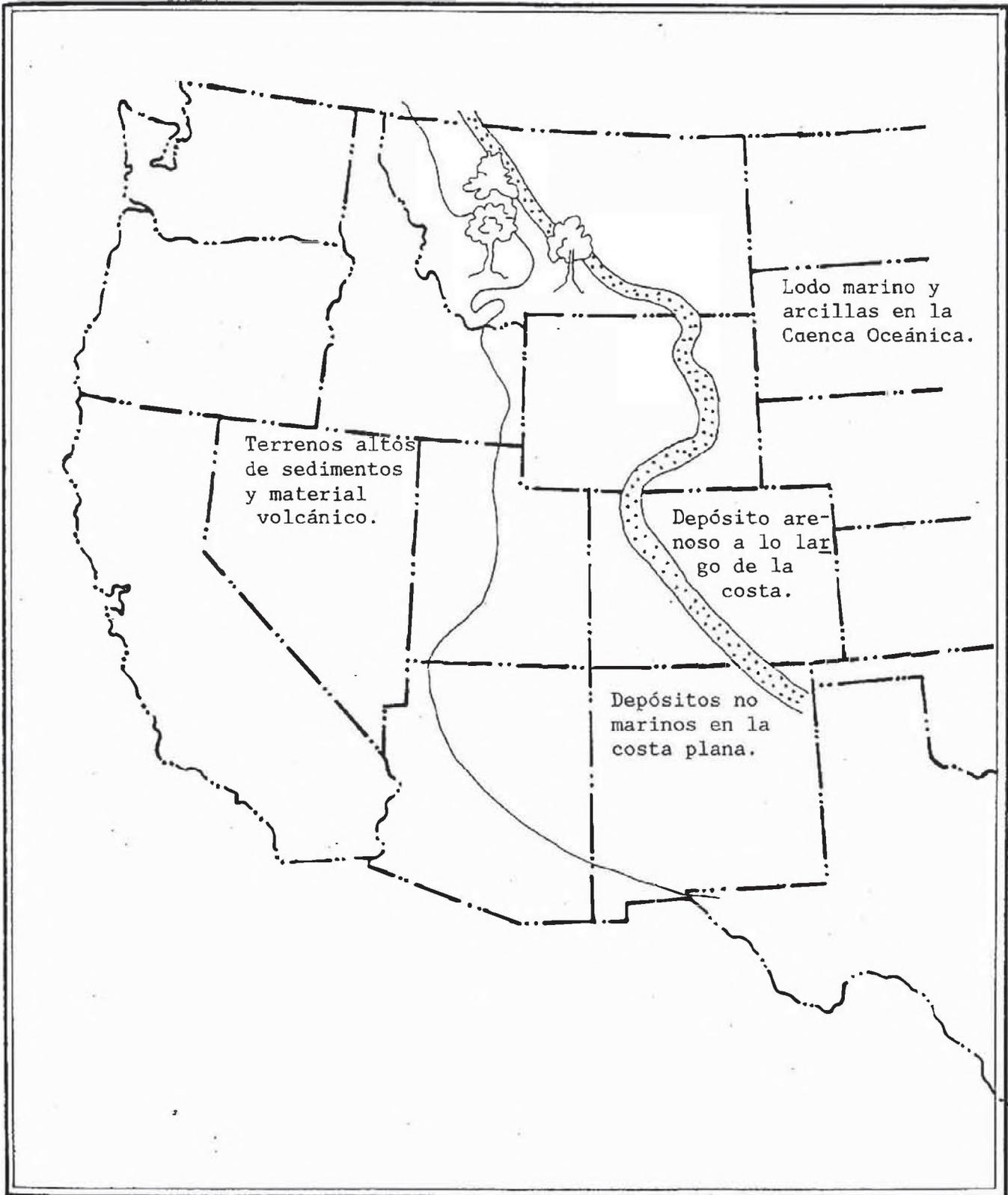


Fig. N° 1.1 : Localización geográfica de series de depósitos de arcillas lutáceas Bearpaw y su relación con rocas de edades Cretáceas en las Montañas Rocosas de la gran Región Plana. (Tourtelot, 1973)

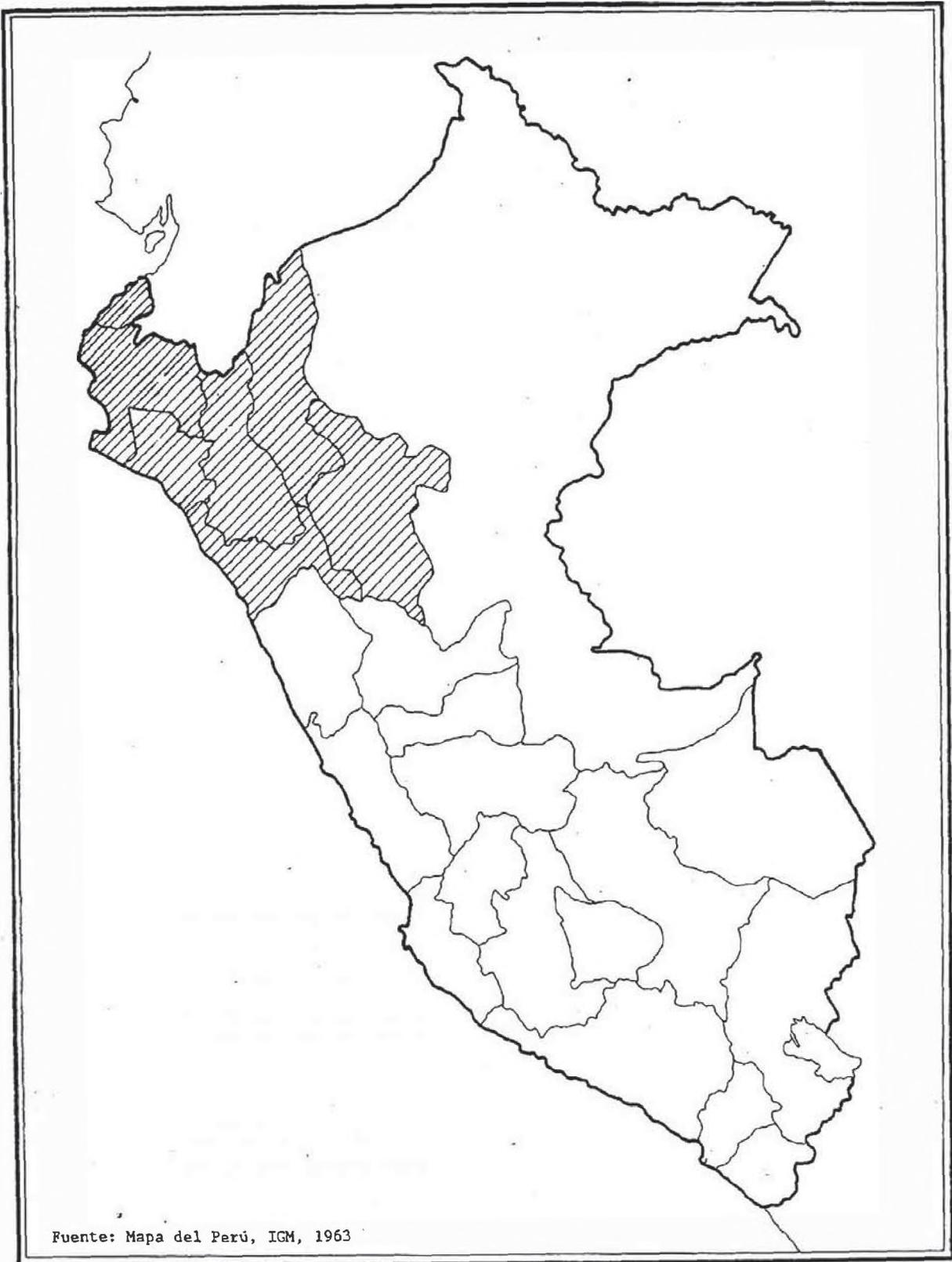
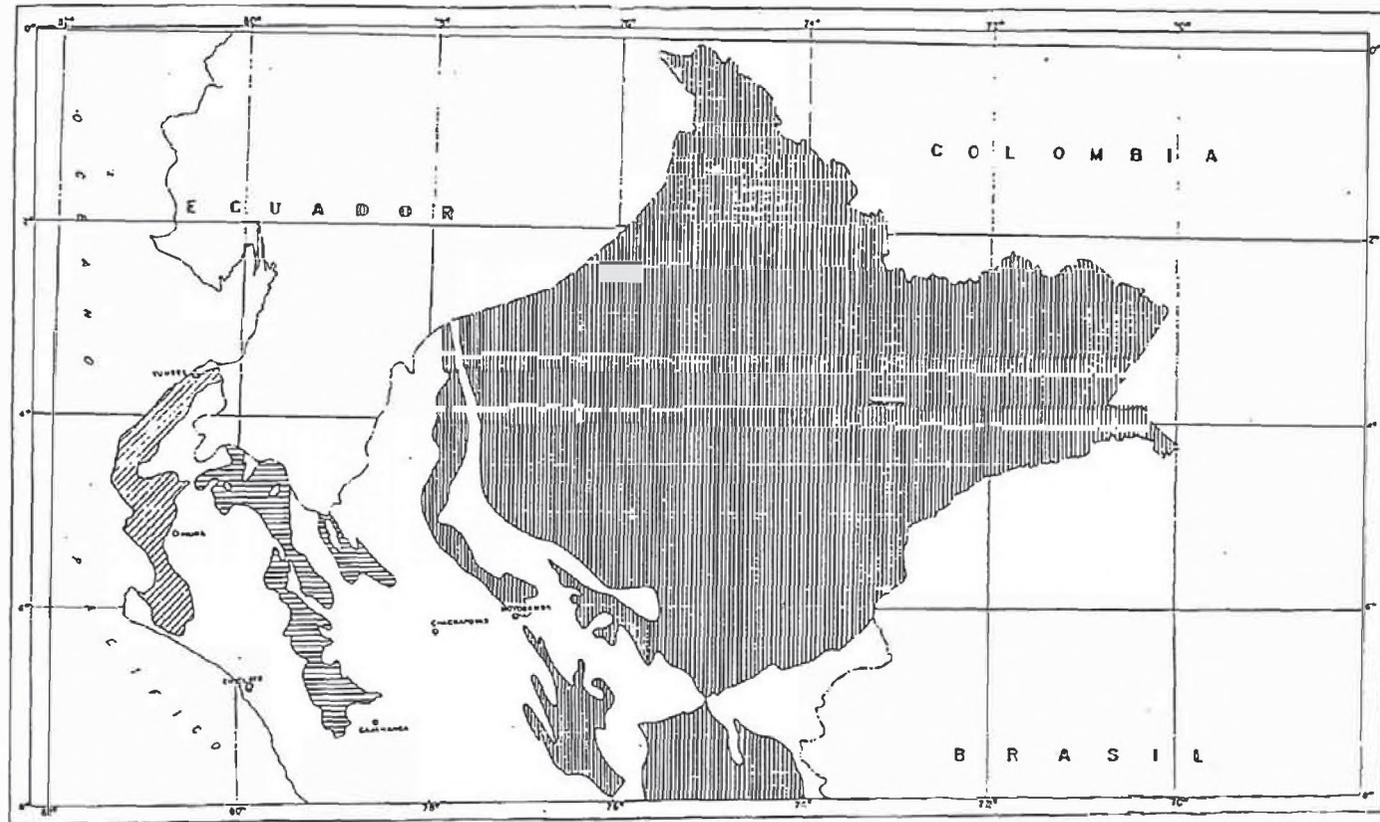


Fig. N° 1.2 : Distribución de las arcillas expansivas en la zona Norte del Perú.



L E Y E N D A

- 
 ZONA DE CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y CLIMATICAS FAVORABLES A LA PRESENCIA DE SUELOS EXPANSIVOS. SE HA COMPROBADO SU EXISTENCIA EN ESTA ZONA.
- 
 ZONA DE CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y CLIMATICAS QUE HACEN POSIBLE LA OCURRENCIA DE SUELOS EXPANSIVOS EN DETERMINADOS LUGARES. SE HA COMPROBADO SU EXISTENCIA EN EL ECUADOR.
- 
 ZONA CON GEOLOGIA FAVORABLE Y CLIMA DESFAVORABLE PARA LA OCURRENCIA DE SUELOS EXPANSIVOS. SE NECESITA MAYOR INFORMACION.

Fig. N° 1.3 : Mapa de Zonificación de Suelos Expansivos en la Región Norte y Nororiente del Perú. (Alva, Rojas, 1988)

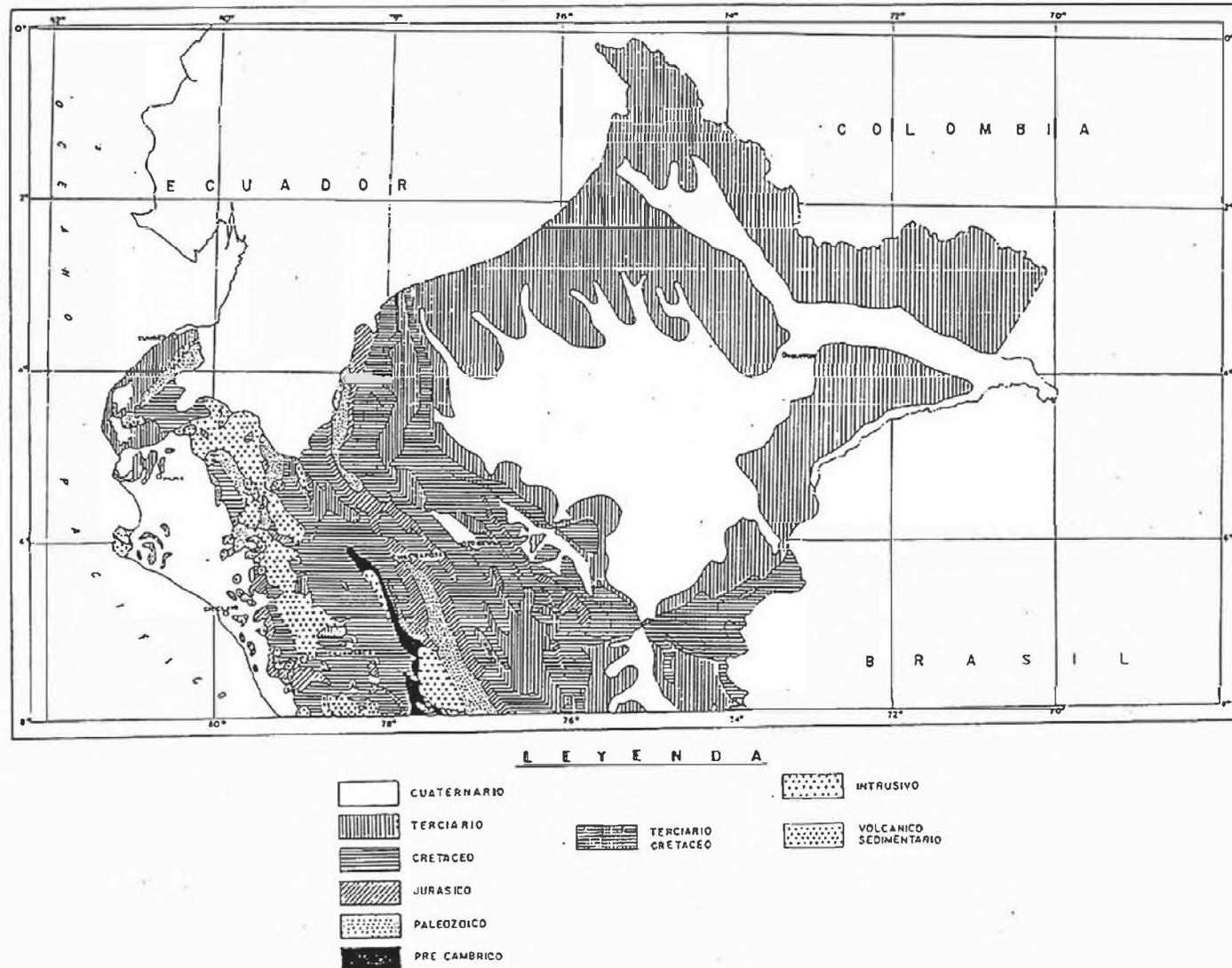


Fig. N° 1.4 : Mapa Geológico de la Región Norte y Nororiente del Perú .
 (Alva, Rojas, 1988)

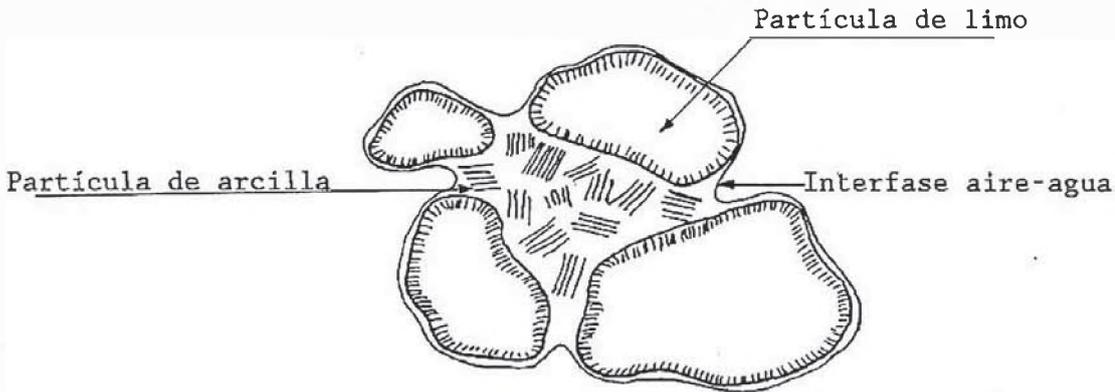


Fig. N° 1.5 : Una ilustración de la tensión del agua capilar en compactación de una arcilla. (Charles Ladd, 1959)

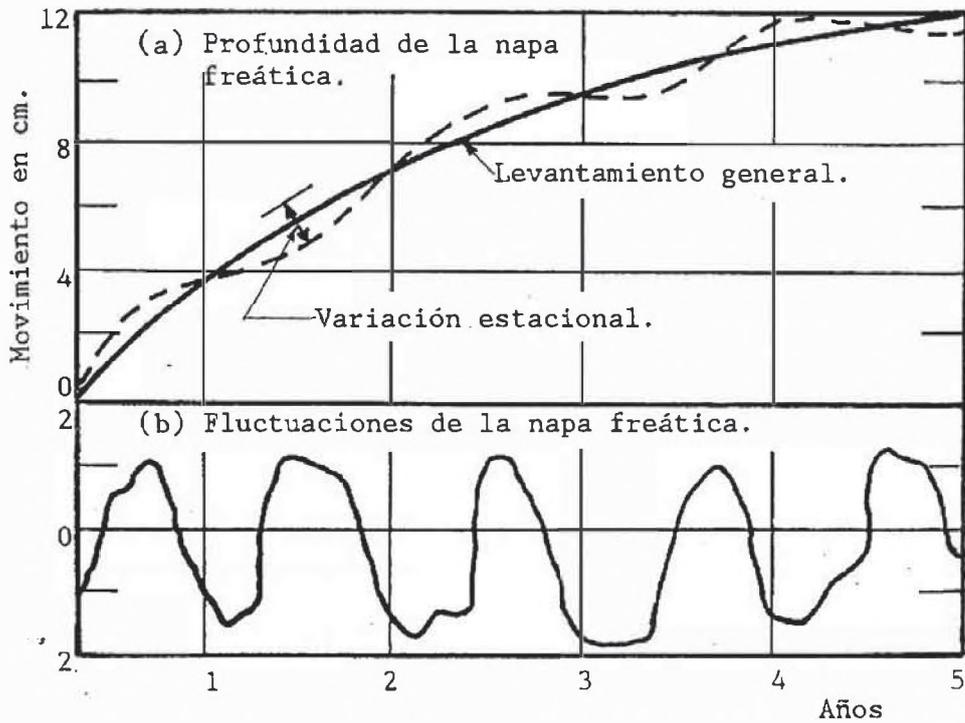


Fig. N° 1.6 : Variación de la expansión del suelo con el tiempo. Notece que la profundidad del nivel freático produce una diferencia. (Basil, Kantey, M. Ascel, 1980)

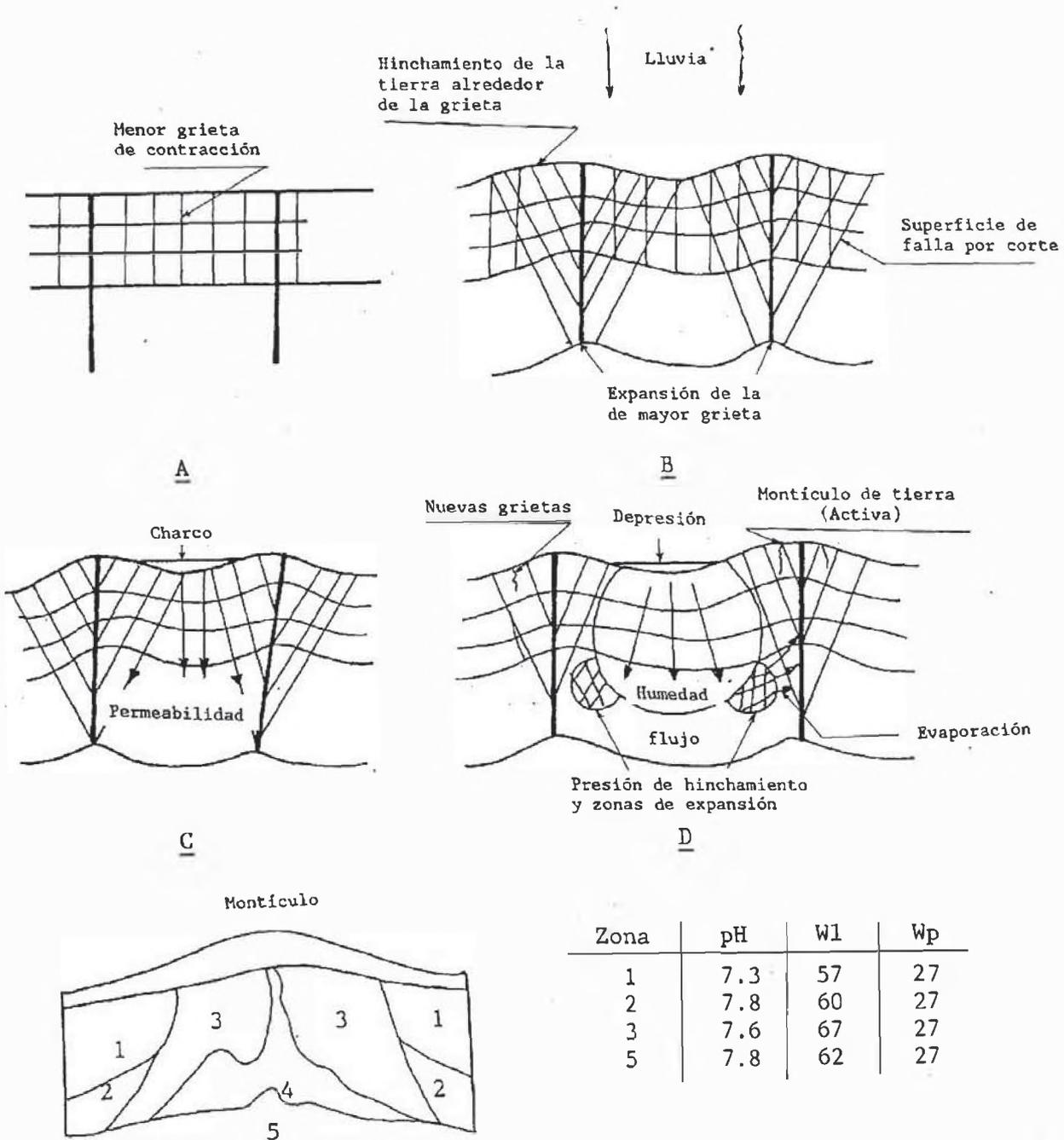


Fig. N° 1.7 : Etapas del desarrollo de la estructura "Gilgai" y caracterización de una muestra de "Gilgai" en Texas. (O' Neill, M. Asce, N. Poormoayed, 1980)

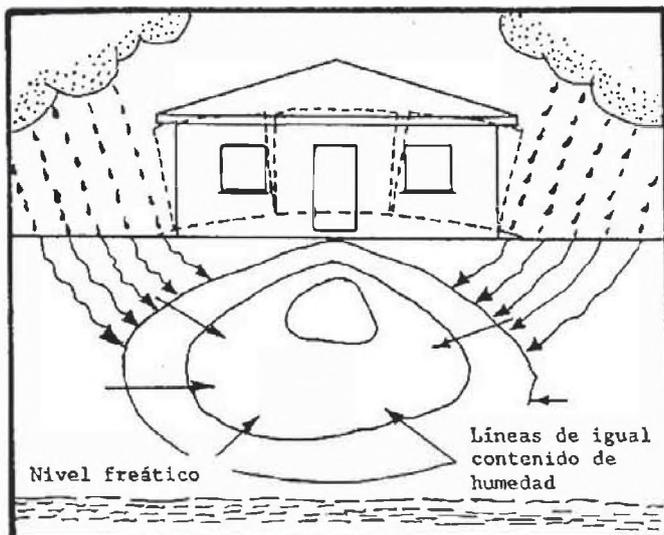


Fig. N° 1.8 : Modelo de expansión idealizado debajo de una casa. La expansión del suelo es indicada por las líneas punteadas. (Basil Kantey, M. Asce, 1980)

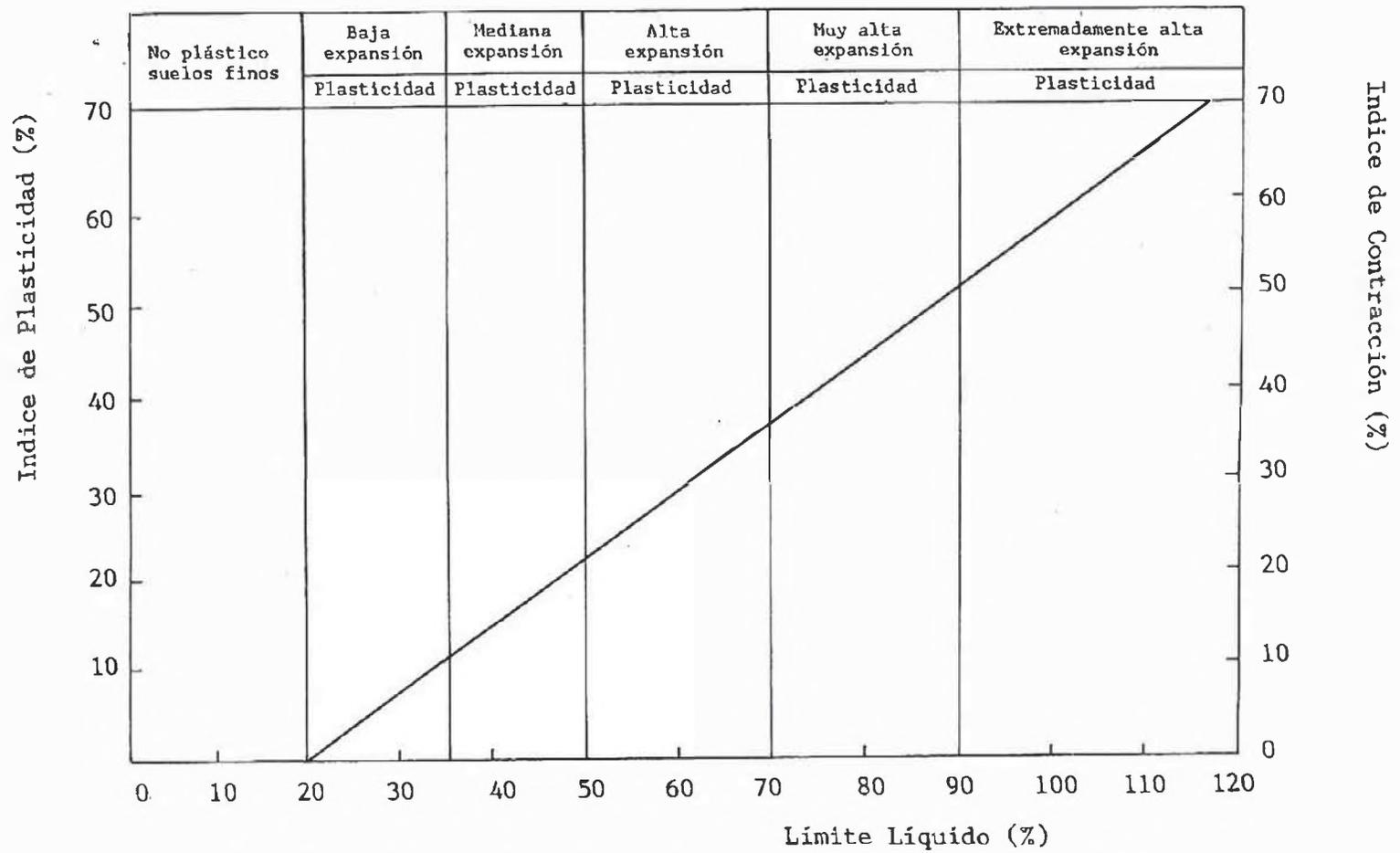


Fig. N° 1.9 : CARTA DE PLASTICIDAD PARA SUELOS EXPANSIVOS

CAPITULO II

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS BASICAS

LUTITAS Y SUELOS TALARA PERU

2.1.- INTRODUCCION.-

La secuencia eocénica de la cuenca Talara tiene unos 900 m. de potencia y representa una sedimentación marina casi continua, interrumpida con aportes de cenizas volcánicas, las mismas que preconsolidadas dieron origen a las lutitas. Está limitada por dos discordancias importantes y tiene 4 menores dentro de su sección. Sus areniscas y lutitas contienen abundantes fósiles, con los cuales se han determinado edades, zonas y paleoambientes.

El eoceno tiene 4 ciclos sedimentarios: Salina-Palegreda, Chacra, Talara y Chira. Ver Fig. N° 2.4.

Las edades han sido determinadas a base de correlación regional usando foraminíferos planctónicos. Las formaciones: La Draga, Salina

Basal, San Cristobal, Mogollón, Cerro Pardo, Cerro Tanque, Palegreda, Río Bravo, Chivo, Pariñas y Chacra pertenecen al Eoceno temprano. La parte inferior de las lutitas Talara pertenecen al Eoceno medio. La Fig. N° 2.1, muestra la extensión de la cuenca Eocénica de Talara. La parte superior de las lutitas Talara pertenecen al Eoceno tardío; así como las areniscas Talara, Pozo, Verdum, Chira, Mirador y Cone Hill.

Los palinomorfos son muy importantes en la zonificación y establecimiento de las líneas de tiempo y para determinar las anomalías estructurales y estratigráficas. Las zonas palinológicas principales son: diporites, classopollis, sycolpites, stephanoporites, con 2 sub-zonas.

El Eoceno de Talara es uno de los más completos, potentes y fosíferos del mundo y debe considerársele como un pilar en la correlación intercontinental

2.2.- UBICACION.-

El área está situada al noroeste del Perú, entre las latitudes 4° y 5° Sur y entre las

longitudes 81° y 81° 20' oeste, es decir entre el Océano Pacífico y los Cerros Amotape - La Brea.

La altitud de Talara Baja es: 0-15 m.s.n.m. (depresión por erosión) y de Talara Alta es: 80-90 m.s.n.m.(Terraza o tablazo).

2.3.- GEOGRAFIA.-

Un rasgo geográfico importante son los Cerros Amotape - La Brea, los cuales tienen una elevación promedio de 500 m., alcanzando alturas que exceden los 1,000 m.(Ver Fig. N° 2.2). El área comprendida entre los Amotape - La Brea y el mar, está cubierta por 3 terrazas denominadas Tablazos, los cuales son cortados por varias quebradas que dejan al descubierto afloramientos del Eoceno.

El clima es seco, cálido, de lluvias escasas, con temperatura promedio en verano es de: 26°C y en invierno es de: 22°C y moderados vientos. Sin embargo frente a crisis climáticas como la de 1,983 se presentaron lluvias torrenciales con precipitaciones máximas de: 205 mm. y mínimas de: 16 mm. La vegetación existe sólo en algunas quebradas y la agricultura se desarrolla en las márgenes de la desembocadura del Río Chira. La actividad industrial está relacionada con el Petróleo.

Las poblaciones más importantes son: Talara con aproximadamente 50,000 habitantes, Negritos, Lobitos, El Alto, y Los Organos.

Talara está dotada de todos los servicios, contando así mismo con un puerto, un aeropuerto y carreteras con acceso que permite estudiar los afloramientos.

En la región de Talara se encuentran los yacimientos petrolíferos más importantes del Perú, los mismos que debido a su volumen de reservas recuperables (más de 10×10^9 de barriles), son considerados uno de los campos gigantes dentro de los campos petrolíferos del mundo.

4.- RASGOS GEOMORFOLOGICOS.-

En la ciudad de Talara y alrededores se distinguen en términos generales, hasta tres particularidades geomorfológicas, compuestas por la zona post litoral, la costa y las antiguas terrazas de brigen marino (Rojo, 1,988).

En el sector post litoral se observa un relieve propio de la zona de playa, en donde evidentemente, se hallan masas de sedimentos arenosos, producto de

la reciente dinámica litoral norteña en el Océano Pacífico.

En el sector de la costa que cubre una extensión hasta el pie de los acantilados de las terrazas de altura variable, se aprecian también productos de origen marino recientes, propios de transgresiones del mar hacia el Continente, existiendo además depósitos recientes de origen Continental.

Las terrazas de origen marino que se denominan comúnmente como Tablazos, conforman un sistema que se desarrolla a un nivel considerable, por encima del relieve definido por la zona de playa.

Las formas topográficas existentes en dichos Tablazos, (sobre todo en sus extremos), han sido controladas por la diferente alteración en las rocas tipo sedimentario que las componen, es decir por las distintas resistencias que presentan a la meteorización; así como también por la posición estructural de sus estratos, los que han dado como resultado el relieve y las formas que actualmente presentan.

Es así como la exposición a los agentes atmosféricos de dichos tablazos desde épocas

pretéritas con crisis climáticas, han dado lugar a las quebradas existentes; labradas fundamentalmente por el caudal de las aguas de lluvias torrenciales como se ha comprobado en la Quebrada de Yale, durante el evento originado por el Fenómeno del Niño (1,983).

Dichas quebradas, que constituyen el patrón de drenaje principal en el sector, tienen una orientación este-oeste, drenando hacia el Océano Pacífico.

2.5.- RASGOS GEOLOGICOS.-

La zona comprende dos provincias geológicas (Fisher 1,956); la de los macizos occidentales y el zócalo de la costa. Los macizos están constituidos por un rango "hórstico" (hundimiento, sistema de fallas) de rocas metamórficas paleozoicas que forman los Cerros de Amotape-La Brea. El zócalo de la costa está formado por los Tablazos Cuaternarios Pleistocénicos y por los sedimentos litificados, es decir rocas sedimentarias de origen marino del Cretáceo superior y Terciario, pertenecientes a la formación Chira o piso semejante.

Estas rocas se hallan relativamente superficiales; cuando afloran se encuentran generalmente meteorizadas. Se trata de areniscas de

grano fino y matriz calcárea (areniscas-calcáreas), las que aparecen intercaladas con limolitas blanquecina a amarillentas. Dichas areniscas presentan diferentes grados de cementación, con potencias que varían desde escasos centímetros a varios metros. Alternando con las rocas descritas y formando paquetes u horizontes de espesor variable se encuentran lutitas que muestran diferente textura y estructura, así como también diversos estados de conservación, llegando a suelos residuales expansivos.

Los sedimentos no litificados, ubicados superficialmente y con diferentes espesores, pertenecen al cuaternario y se trata de arcillas, limos y arenas eólicas (es decir suelos), así como también la mezcla de ellos, habiéndose identificado también conglomerados en las terrazas o Tablazos. Ver Plano de Geología N° 1.

Desde el pie de los acantilados de las terrazas marinas hasta los inicios de la zona de playa, se observan depósitos de sedimentos de origen continental y marino, generalmente de naturaleza granular. Estos sedimentos compuestos generalmente por arenas finas de graduación pobre (SP) y diversa densidad, provienen de la desintegración de los potentes bancos de areniscas existentes en el cuerpo

de los tablazos, originados por la acción de los agentes exodinámicos. También se han observado depósitos de arenas muy finas de origen eólico.

Las masas de suelos arenosos existentes en el sector post litoral responden a la acción abrasiva y dinámica de sedimentación; tal como mencionamos anteriormente.

Los esfuerzos dominantes durante el terciario han sido tensionales, dando lugar a un intenso fallamiento normal en bloques. Las fallas inversas son raras, pero existen repeticiones formacionales debidos a grandes deslizamientos gravitacionales. La Fig. N° 2.3, muestra los rasgos estructurales principales de la región de Talara.

Las estructuras de alto relieve terciarias más notables son las de: El Alto, Lobitos, Negritos. Las de bajo relieve: Lagunitos y Siches.

La Fig. 2.4 muestra las columnas estratigráficas de la Región del Norte del Perú (Bellido, 1969).

El estilo estructural y la sucesión estratigráfica del Eoceno son de tal naturaleza, que

constituyen un cuadro ideal para la formación de hidrocarburos y su almacenamiento.

Las rocas del eoceno inferior y en particular las formaciones Pariñas y Mogollón, han sido y aún son las más prolíficas del Perú.

2.6.- EFECTOS DE LOS SUELOS EXPANSIVOS.-

El mecanismo de las arcillas expansivas plantea problemas de distinta naturaleza a las obras civiles que construye el hombre sobre estos suelos.

Así tenemos:

- En viviendas livianas y pavimentos, el suelo está sometido a esfuerzos significativamente menores que su presión de expansión con un bajo grado de saturación, presentándose esta situación frecuentemente en climas semi-áridos, con una napa de agua profunda. En este caso el problema es fundamentalmente de deformación por la expansión y contracción del suelo al estar sometido a cambios en su equilibrio de humedad natural, produciendo agrietamientos considerables en las edificaciones que se apoyan en ellos (Ver Foto N° 2.1), además de otras fallas visibles

en otros elementos estructurales y constructivos de las mismas.

- Debido al clima o cuando se somete a procesos continuos de desecamiento por drenaje o eliminación de riegos, estas tierras desarrollan grietas por contracción que llegan a una profundidad igual al valor de la profundidad activa de expansión. Esta desecación diferencial genera esfuerzos internos en las arcillas produciendo agrietamientos verticales y horizontales (Ver Foto N° 2.2 y Foto N° 2.3), dando lugar a la formación de pequeños bloques bastante frágiles, esto sucede cuando la arcilla está en estado muy seco.

- En el Perú los movimientos de las arcillas y el clima son irreversibles, siendo menos predominantes los debidos a cambios de clima seco a lluvioso y aún menos importantes los movimientos anuales periódico, hecho afortunado para nosotros pues en países donde hay variación estacional muy marcada los daños que ocurren son más peligrosos, ya que producen grietas que se abren y cierran de acuerdo a la estación del año o bien las edificaciones ascienden o descienden de

nivel. Este último caso al parecer se ha presentado en las casas construidas en la Base Area de Talara, por contaminación de humedad de origen de riego Fig. N° 2.5 y/o ruptura de tuberías de agua Foto N° 2.4.

Los movimientos irreversibles como podemos apreciar en la Foto N° 2.5 dan lugar a levantamientos progresivos en diferentes partes de la edificación, que eventualmente producen su completa destrucción (Ver Fig. N° 2.6) y pueden ser reparados una vez finalizado el movimiento, siempre que sea posible determinar con cierta aproximación el equilibrio final de la expansión del suelo.

En algunos casos también pueden presentarse combinaciones de ambos mecanismos, dando lugar a un movimiento estacional reversible, transformado en un movimiento progresivo de alguna parte específica de la construcción.

2.6.1.- Area de Punta Arenas:

Las viviendas construidas por la International Petroleum Company en el Area de Punta Arenas han presentado fallas en tiempos recientes, que han originado hasta la

demolición de alguna de ellas por el peligro potencial que representan.

A) Tipificación estructural: por lo general son viviendas de un sólo piso, con tabiquería de ladrillo y techo de concreto armado, de 2 ó 3 dormitorios.

B) Los daños observados: se presentan en la Tabla N° 2.1.

C) Antecedentes: Al investigar los antecedentes se han determinado causas directas e indirectas de dichas fallas, así tenemos:

En el año de 1,972, se produjeron las lluvias extraordinarias en el área de Talara que ocasionaron la saturación de los suelos de cimentación, lo que a su vez ocasiona disminución de la capacidad portante de los suelos finos e hinchamiento de los materiales expansivos.

Ultimamente se ha racionado el agua potable por horas, esto ha motivado que en Punta Arenas prácticamente ya no se rieguen los jardines, ocasionando una desecación de los suelos de cimentación y en el caso de

suelos expansivos la desecación produce la contracción del volumen de los mismos.

- Las fallas se han manifestado por medio de las rajaduras en los muros y en los cimientos, desprendimiento del techo de las paredes, muros desplomados, veredas agrietadas, pisos levantados, marcos descuadrados y otras manifestaciones menores. Estas fallas se han debido en general a asentamientos y/o expansiones de los materiales de la base de cimentación.

Existen también fallas geológicas locales, que aunque se encuentran inactivas podrían activarse a causa de un sismo de suficiente intensidad.

2.6.2.- Area de la Urbanización "Los Vencedores" - 2da Etapa (N. Olcese 1,984):

A) Tipificación estructural:

Las casas dañadas son de un piso; su estructura es en base a muros portantes de albañilería de arcilla confinados medianamente columnas y soleras de concreto armado. Las cargas verticales (peso propio y sobrecarga) y laterales (sismo) son

resistidas básicamente por los muros de ladrillo. La cimentación consiste en cimientos corridos de concreto ciclópeo, sobre los cuales existe un sobre-cimiento armado.

Los techos son losas aligeradas de concreto de 20 cm. de espesor.

B) Descripción de los daños:

Casi todas las casas con fachada a la calle 1 presentan daños estructurales de consideración. Las viviendas más dañadas son las: C7 a C10, B6, B7 y de A6 a A10.

En general se pudo observar que el nivel de daños disminuye notablemente a medida que la ubicación de las casas se aleja del cerro de lutitas que se encuentra al Este de la Urbanización, de tal forma que las casas ubicadas en la calle 2 prácticamente no presentan daño alguno.

Los daños observados en las casas más afectadas consisten en:

Levantamientos muy pronunciados de los pisos interiores y exteriores.

- Deformaciones y agrietamientos severos de los pórticos de fachada.

- Agrietamientos verticales y diagonales en los muros portantes, de cerco y "muros no portantes " interiores y exteriores.
- Desplome de muros.
- Falla en nudos y conexiones.

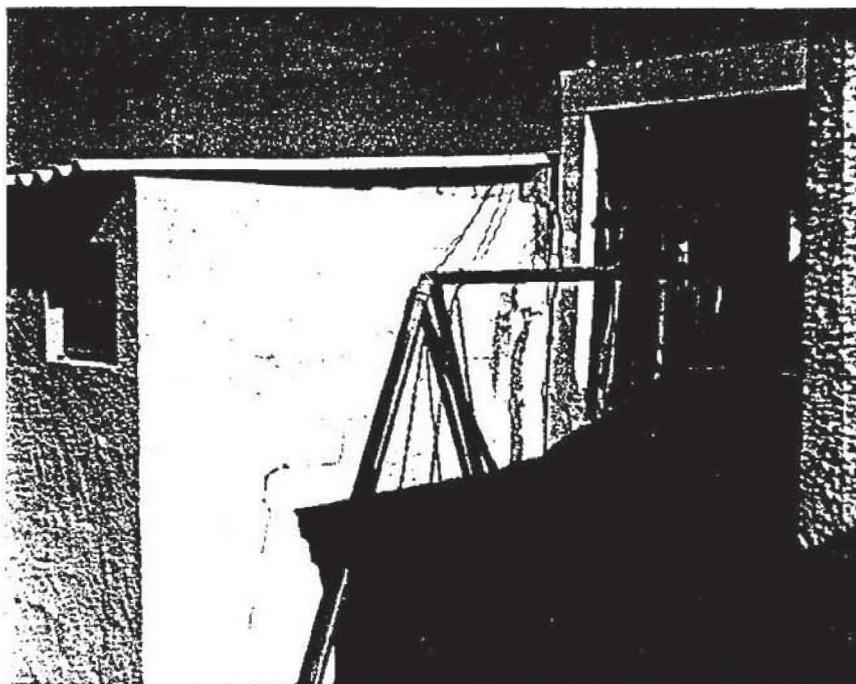


Foto N° 2.1 : Agrietamientos considerables en paredes debido al humedecimiento del terreno de fundación, producto de la fuga en una tubería. Urb. Aproviser, Talara.



Foto N° 2.2 : Agrietamientos verticales en muros, debido a esfuerzos diferenciales provocados por la variación en el contenido de humedad del suelo. Urb. Aproviser, Talara.



Foto N° 2.3 : Agrietamientos horizontales en el piso de la vivienda, producido por filtraciones de agua. Urb. Aproviser, Talara.

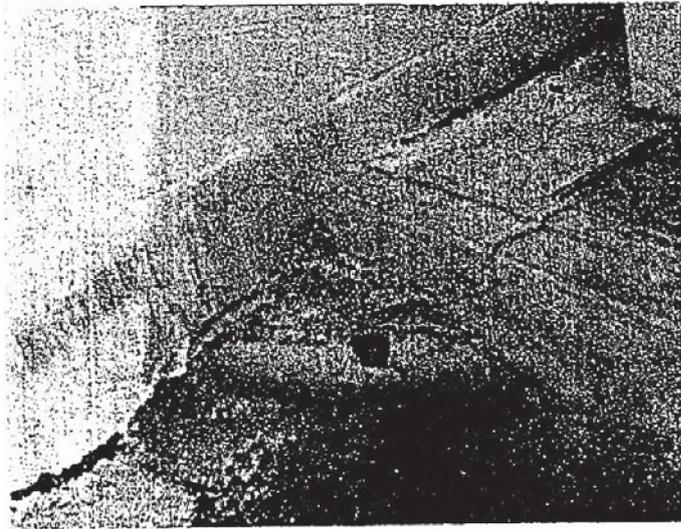


Foto N° 2.4 : Rajaduras en las veredas, producto de la ruptura de una tubería de agua. Base Aérea, Talara. (Carrillo, 1967)

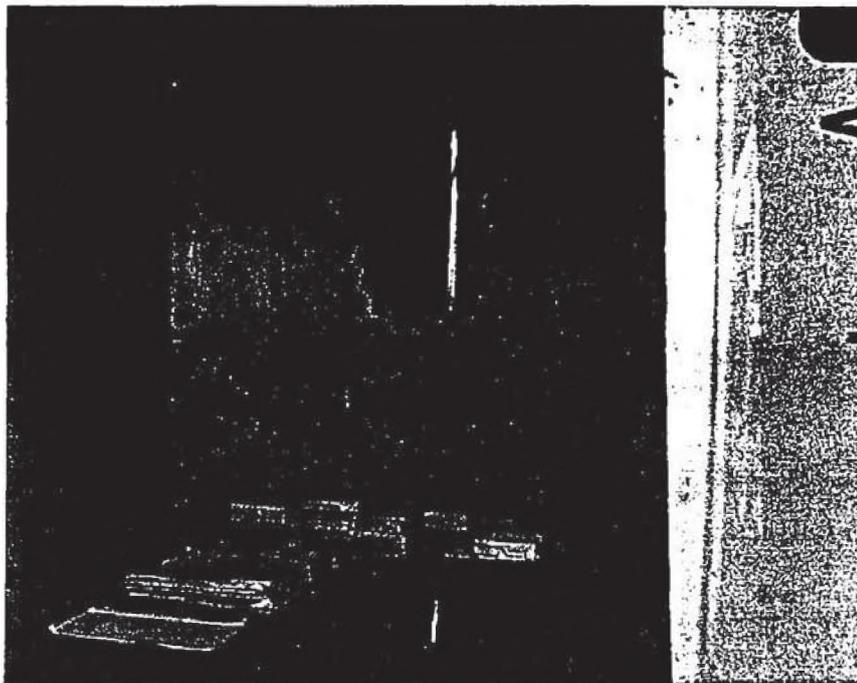


Foto N° 2.5 : Movimiento progresivo de la edificación produce la completa destrucción de la vivienda.
Urb. Aproviser, Talara.

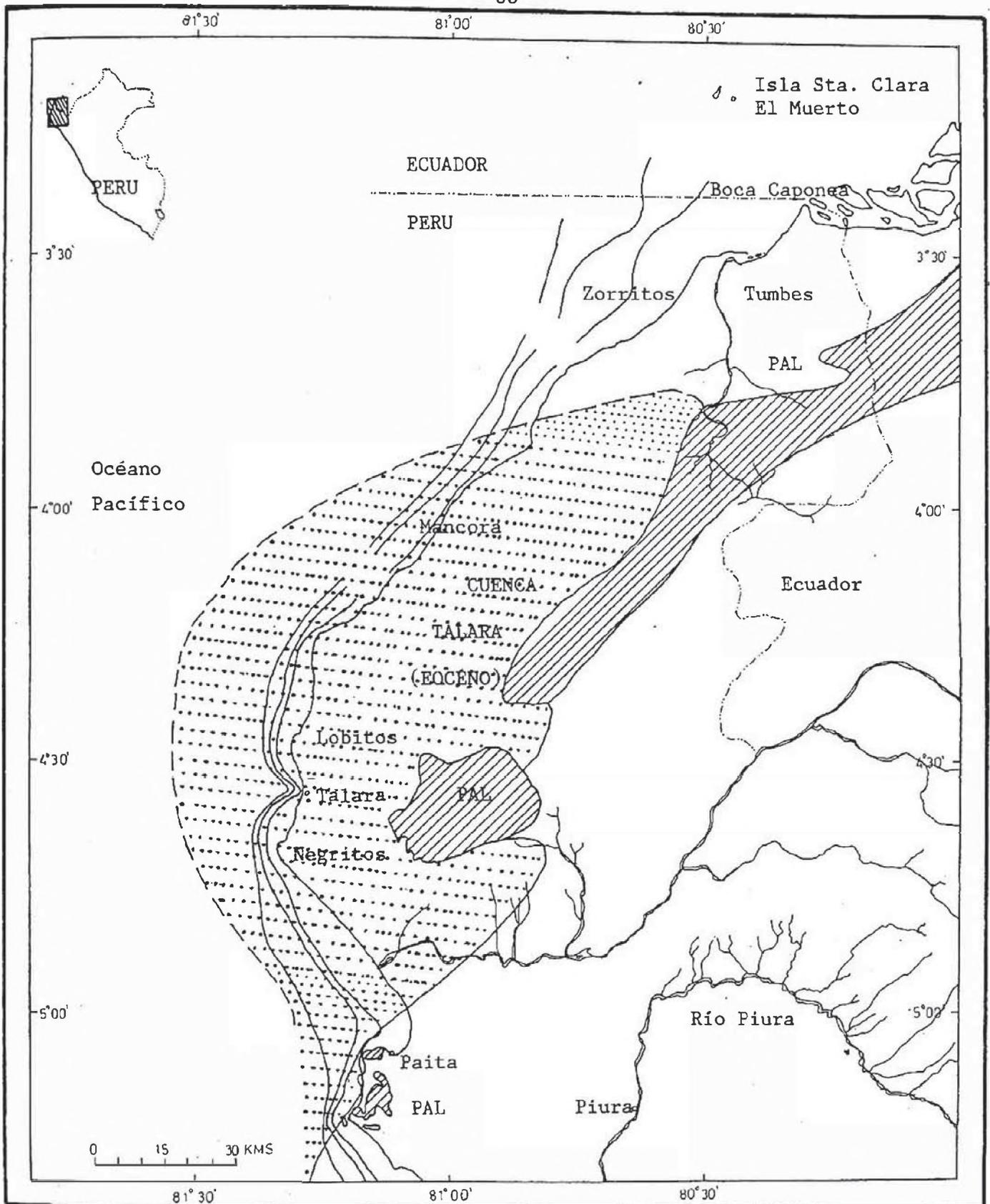


Fig. N° 2.1 : Distribución del Eoceno en el Noroeste del Perú. (Petróleos del Perú, 1976)

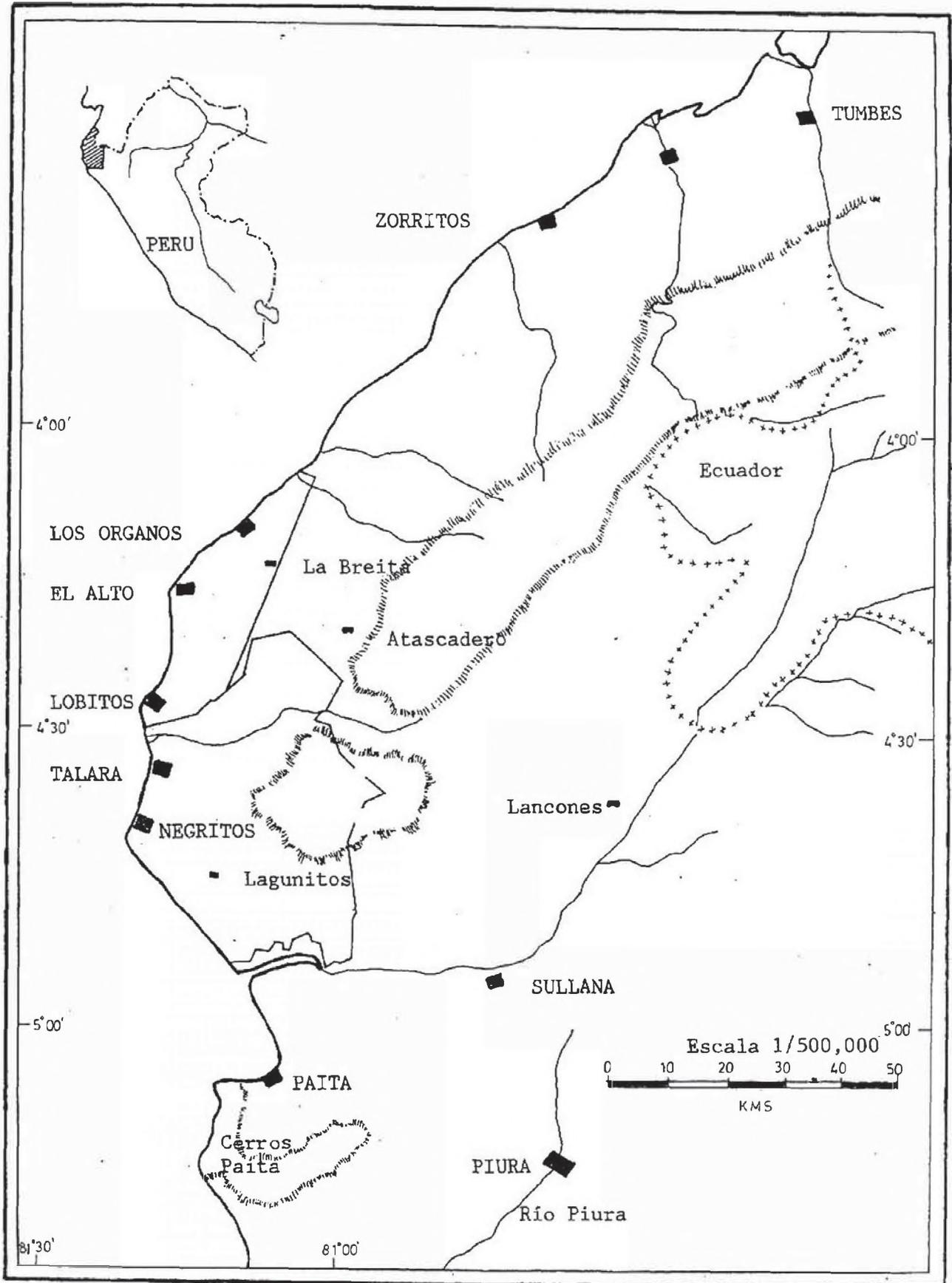
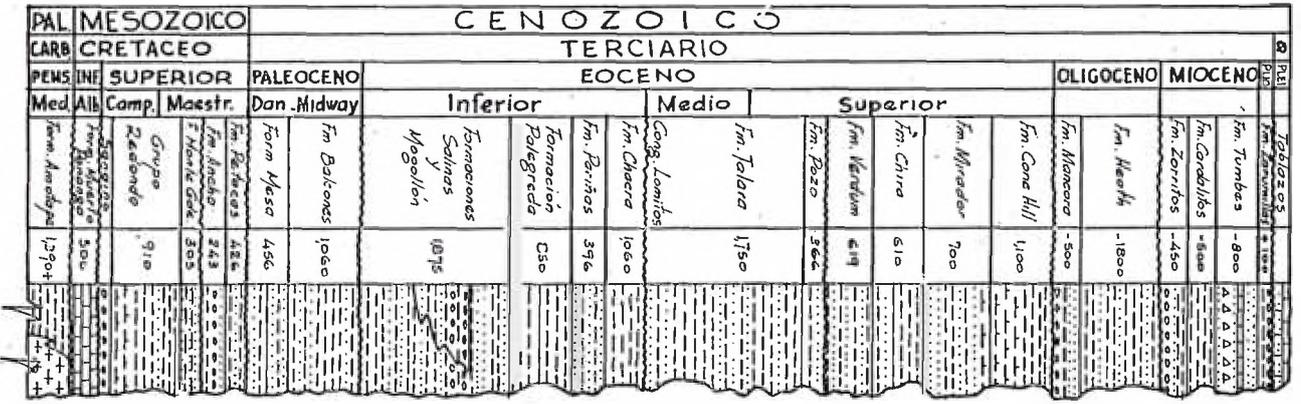


Fig. N° 2.2 : Mapa Índice de la Región de Tarma.
(Petroleos del Perú, 1976)

COLUMNAS ESTRATIGRAFICAS GENERALIZADAS

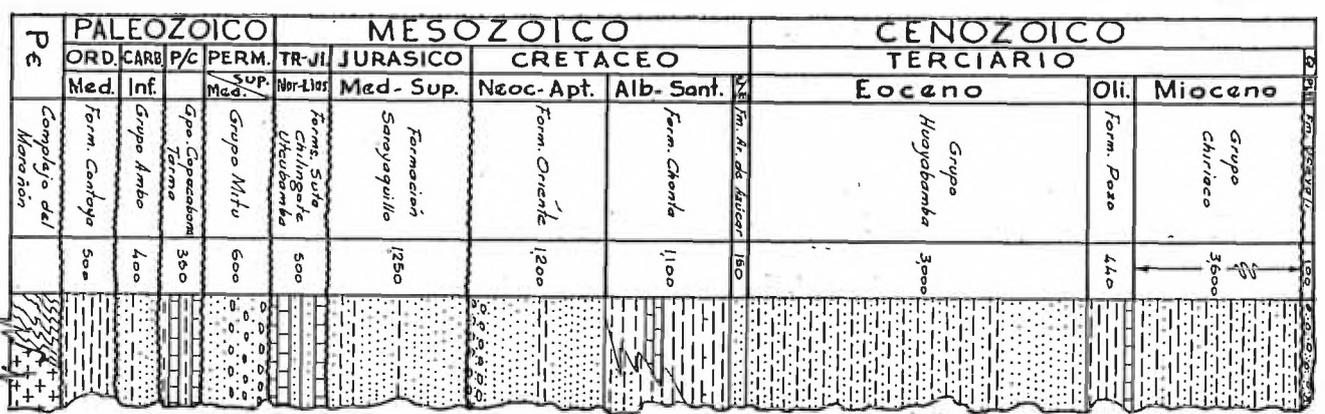
REGION NORTE



COSTA N.W.
 "Compañías Petroleras"



CORDILLERA OCCIDENTAL NORTE
 Fischer (1952), Barandinas (1956), Wilson
 y Reyes (1964), A Cossio (1964), Cossio
 y Jaen (1968)



NOR ORIENTE
 Newell v Tafur (1943), Kummel (1948)

Fig. No 2.4 : Columnas Estratigráficas
 de la Región Norte del
 Perú. (Elaodoro Bellido,
 1969)

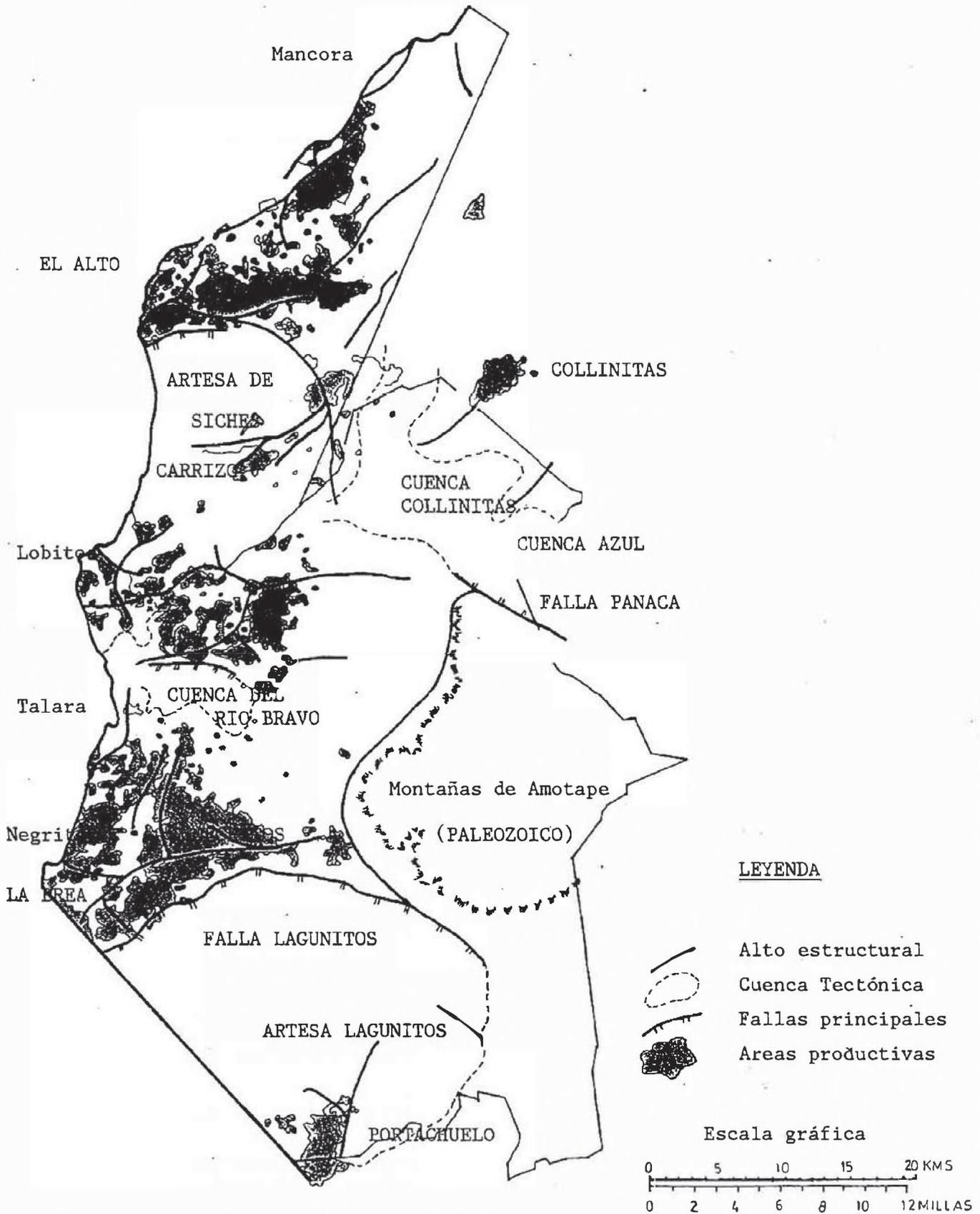


Fig. N° 2.3 : Rasgos Estructurales principales de la Región de Tarma. (Petróleos del Perú, 1976)

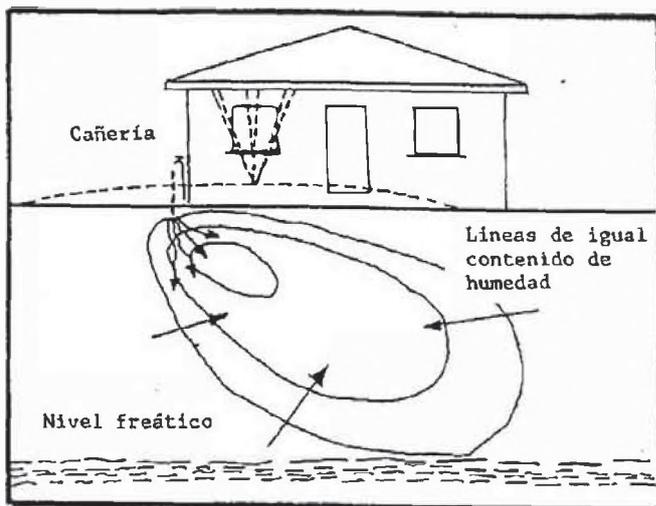


Fig. N° 2.5 : Modelo de la distorsión de expansión. Repetidamente el suelo se expande, lo cual es indicado por la línea punteada. (Basil Kantey, M. Asce, 1980)

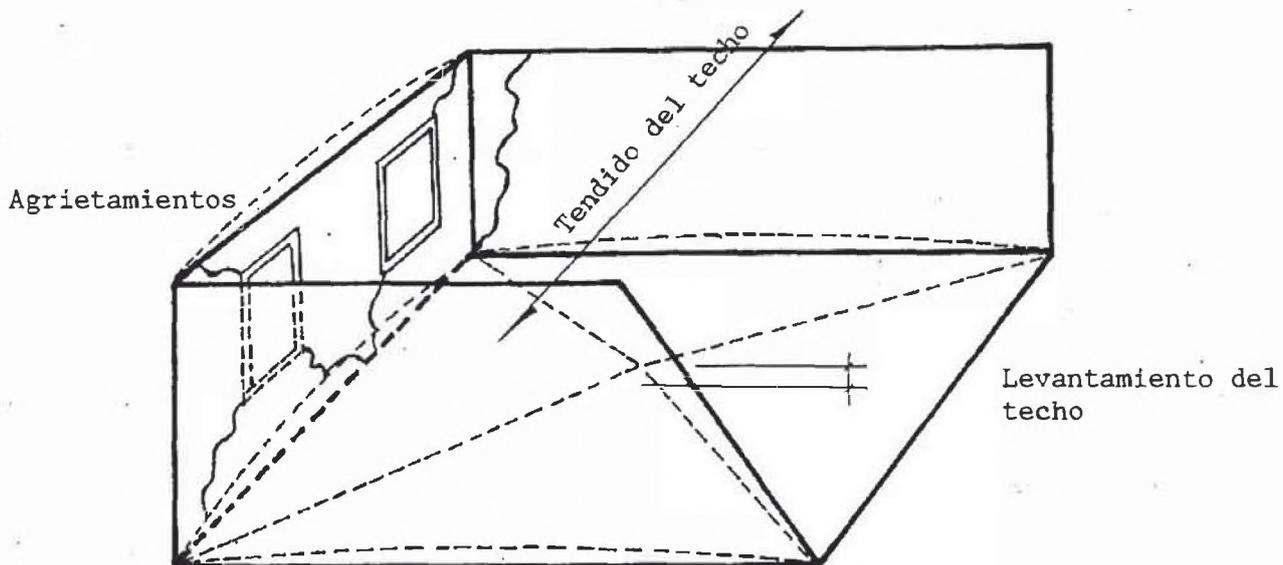


Fig. N° 2.6 : Características de los efectos de expansión de las arcillas en una casa tipo. (Carrillo, 1967)

CAPITULO III

CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE LAS LUTITAS

3.1.- INTRODUCCION.-

Visto en el capítulo anterior la geología y geomorfología de la zona de Talara, podemos concluir que la mayor parte de suelos arcillosos la conforman los sedimentos que se originan de rocas lutáceas y sus alteraciones a sedimentos; las arcillas sobreconsolidadas se denominan lutitas, y cubren las áreas donde se presentan los mayores problemas de expansión.

Por ello, en este capítulo nos abocaremos a presentar las características más importantes de este tipo de roca de lutitas arcillosas expansivas.

3.2.- DEFINICION.-

La lutita es una roca sedimentaria antigua que llevan el sello de la naturaleza tectónica y geomorfológica de su cuenca de acumulación, que se presenta en varias zonas de la corteza terrestre, en el Cretáceo (Africa) y en el caso de Talara - Perú, pertenecen al Terciario y han sufrido transformación por diagénesis avanzada del metamorfismo (Milloc, 1946), por ello es que su clasificación e identificación es muy diversa y su definición como sedimento lutáceo (roca suelta y formada de arcilla) no está estandarizada.

Algunos en la clasificación de argiláceos incluyen a: la arcillita, limonita, lodolita y marga, otros designan al gran grupo como de lodolita y a la lutita la incluyen en este grupo.

Para Terzaghi, un material para denominarse lutita debería poseer dos propiedades:

- a) Cuando al golpearse con un martillo daría un claro sonido metálico.

- b) Cuando al sumergirse en agua su volumen permanecería inalterable.

Nosotros tomaremos a la lutita como roca y su alteración de suelo residual como arcilla lutácea, la primera está con una preconsolidación histórica mayor de 70 Ma y la segunda con signos de alteración "in situ". Ver Tabla N° 3.1.

Desde el punto de vista ingenieril, clasificaremos a las rocas en dos grupos: solubles e insolubles, como vemos en la Tabla N° 3.2.

Rocas solubles : Se dan con condiciones cavernosas, ejm.: calizas, dolomitas y evaporitas.

Rocas Insolubles - No ocurren condiciones cavernosas, ejm.: arenisca, limonita, lutita arcillosa y carbón.

Las lutitas pueden ser subdivididas en dos grupos:

- a) **Lutitas compactas** : semejantes a las rocas pizarrosas, que pueden ser excavadas con equipo de movimiento de tierras.

- b) Lutitas cementadas :** usualmente se remueven con explosivos.

Al sufrir preconsolidación histórica existe transformación metamórfica de la primera génesis a la segunda, por lo que se forman minerales de arcillas expansivas y los sedimentos de fondos marinos pasan a ser rocas metamórficas más duras, como: lutitas, pizarra y esquisto (Ver Tabla N° 3.2).

Se intentará aquí clasificar a las lutitas basándose en sus propiedades ingenieriles, lo cual incluye sus propiedades físicas, su comportamiento como material ingenieril durante y después de la construcción; así como facilidad de excavación, grado de humedecimiento durante la construcción y estabilidad de taludes a largo plazo y resistencia a la erosión después de la construcción.

3.3.- CLASIFICACION GEOLOGICA DE LAS LUTITAS.-

3.3.1.- Consolidación y Cementación:

Med, divide a las lutitas en dos grupos:

- a) Por consolidación.- Semejantes al suelo pizarroso, afectadas por el peso de los

sedimentos suprayacentes y con ausencia significativa de cemento intergranular.

- b) Por cementación.- Semejante a roca cementada, con material: calcáreo, silícico, ferruginoso, yesífero, fosfático, etc., o por recristalización de sus minerales arcillosos (metamorfismo).

Generalmente las lutitas están suficientemente consolidadas y litificadas, manteniendo su carácter esencial al pasar del humedecimiento al secado; en cambio, los suelos arcillosos de origen lutáceo tienden a relajarse rápidamente cuando están sujetos a los mismos cambios o ciclos.

Shrock, llama a las últimas lutitas como sub-lutitas.

3.3.2.- Tamaño de Grano:

Estas son clasificadas como: arcillosas, limosas o arenosas, dependiendo de las determinaciones del tamaño del grano, lo cual es difícil determinar con análisis normales o mecánicos.

Pettijohn (1949) indica que el material del tamaño de limo es un constituyente mayor en las lutitas y que la fracción arcillosa posee hasta una tercera parte del total de la roca.

Tourtelot, en su análisis de la lutita "Pierre" y rocas equivalentes, encontró que el contenido mínimo de arcilla fue aproximadamente 37% y máximo 90% y el contenido promedio 70%; por lo tanto éstas y las lutitas "Bearpaw" son clasificadas como lutitas arcillosas.

Las lutitas limosas y arenosas a menudo consisten de capas delgadas de limonitas o areniscas alternando con capas de lutitas arcillosas, similares a las arcillas varvadas.

3.3.3.- Clasificación Química y Mineralógica:

Tourtelot (1962) indica que la lutita promedio contiene aproximadamente: 60% de SiO_2 , 17% de Al_2O_3 , de 5% a 10% de Fe_2O_3 , 2% de Mg, 2.5% a 3.8% de K_2O y otras sales y elementos en cantidades menores. Las lutitas silíceas pueden contener más de 85% de SiO_2 y

las calcáreas de 25% a 35% de CaCO_3 , pero éstas son excepciones. Debido a ello la composición química no puede ser usada para la clasificación, a pesar que es fácil su determinación en lutitas arcillosas. Sin embargo, la composición mineralógica no es fácilmente determinable, pues incluye:

- a) Pruebas de análisis termo-diferencial.
- b) Pruebas de difracción de Rayos X.
- c) Examen al microscopio electrónico.
- d) Análisis espectrográficos cuantitativos.

En el caso de nuestra zona de estudio, la lutita de Talara contiene: aproximadamente 59% de SiO_2 , 19% de Al_2O_3 , 6% de Fe_2O_3 , 3% de CaO y otros elementos en proporción menor.

Los procedimientos anteriores son complejos, que no se pueden comparar a un procedimiento químico; sin embargo, es importante identificar los minerales que componen a la lutita sobre todo a las compactadas.

Un estudio mineralógico serio de la fracción de arcilla de las lutitas es importante desde el punto de vista ingenieril y puede ser usado como un medio de

clasificación. Las lutitas que tienen una fracción conteniendo altos porcentajes de hijita y montmorillonita, generalmente tienen baja resistencia al corte, grandes aumentos de volumen y otras propiedades indeseables, a diferencia de las lutitas con fracciones de minerales de arcilla común que consisten predominantemente en: caolinita, clorita o bajos porcentajes de hijita, montmorillonita u otros minerales asociados.

Algunas lutitas arcillosas están compuestas de más del 75% de partículas de arcilla, que no son verdaderos minerales de arcilla expansiva. En tales lutitas se esperarían altas resistencias al corte que aquellas cuya fracción menor de arcilla está compuesta de montmorillonita e hijita. El cemento intermolecular relativamente débil de montmorillonita e hijita generalmente resulta en una resistencia baja al corte, con ángulo de fricción bajo en las lutitas que contienen estos minerales arcillosos.

Las lutitas Talara están compuestas de partículas de arcilla entre el 99% y 45% y tienen baja resistencia al corte.

En la identificación y análisis cuantitativo de minerales arcillosos se destacan el trabajo de Grim; viéndose dificultada la relación entre los laboratorios, debido a la ausencia en la estandarización de pruebas y técnicas de identificación mineralógica que no está disponible en la generalidad de los laboratorios encargados de las pruebas de resistencia.

3.3.4.- Fisilidad:

La fisilidad de la lutita es atribuída a la orientación paralela de los contribuyentes arcillosos y micáceos durante la sedimentación y compactación, con la recristalización concomitante.

Las lutitas muestran varios grados de fisilidad o características de ruptura que han sido usadas con propósitos de clasificación e identificación.

Numerosos términos han sido usados; sin embargo, Ingram, en su estudio sobre fisilidad reconoce solamente 3 tipos de rupturas, llamándolas: masiva, lajosa y

escamosa. Las lodolitas masivas no tienen una dirección preferida de clivaje o ruptura. La mayoría de los fragmentos son de tipo bloque.

Las lutitas Talara presentan un tipo de ruptura lajosa, teniendo en su estructura laminas intercaladas de sales blanquecinas paralelas a su estratigrafía, sobre todo en la zona de Vencedores y Sudamérica, y laminillas de óxido en la zona de Punta Arenas.

Las arcillas y algunas lutitas arcillosas muestran estas características de ruptura y a menudo se parten en bloques concoidales irregulares tipo maíz palomita.

La ruptura de nuestras arcillas es irregular (pero sobre todo en láminas), por lo cual se hace difícil el tallado de especímenes para las pruebas respectivas.

Las lutitas lajosas se rompen en fragmentos de espesores variables, pero con el largo y ancho muchas veces mayores que el espesor y con los dos lados lisos aproximadamente paralelos. Las lutitas

escamosas se fracturan a lo largo de la superficies irregulares paralelas a la estratificación de laminillas irregulares, fragmentos o astillas delgadas y fragmentos en forma de cuñas, cuya longitud excede raramente los 7.6 cm.

Ingram recomendó que las características intermedias sean descritas como: predominantemente masiva, lajosa u hojosa; llegando a las siguientes conclusiones:

- 1.- Las características de ruptura pueden ser descritas como: masivas, lajosas, hojosas o algunas combinaciones de estos tres tipos.
- 2.- La fisilidad está asociada con un arreglo paralelo de las partículas de minerales de arcilla, con un arreglo masivo y con una disposición sin orden.
- 3.- La materia orgánica aumenta la tendencia de la disposición paralela de las partículas de minerales de arcilla.
- 4.- El tipo de fisilidad no es concordante con el tipo de minerales arcillosos presentes. (Otros autores discrepan, expresando que el

tipo de mineral arcilloso determina si una lodolita será o no fisible).

5.- Otros factores como la mayoría de los agentes cementantes, causan disminución en la fisibilidad.

6.- La meteorización moderada aumenta la fisibilidad de la lutita por la remoción parcial de los agentes cementantes a lo largo de planos paralelos a la estratificación, o por la expansión causada por la hidratación de las partículas del mineral de arcilla. La alteración intensa produce un suelo blando y masivo semejante a la arcilla.

La fisibilidad de las lutitas meteorizadas es diferente en un afloramiento fresco; sin embargo, las lutitas muestran todos los grados de fisibilidad dentro de los mismos estratos. Faltaría analizar la fisibilidad con relación a la estabilidad de taludes. La fisibilidad parecería estar relacionada al arreglo paralelo de partículas y lo masivo a lo desordenado; luego la resistencia de la lutita con orientación desordenada tiende a

ser más resistente que aquella que tiene las partículas paralelas.

En Talara estaríamos hablando de lutitas con un arreglo paralelo de partículas, lo cual las haría menos resistente.

Debido a la variedad de las lutitas que existen en la corteza terrestre, es ambigua e imprecisa la clasificación para propósitos ingenieriles.

3.4.- PROPIEDADES INGENIERILES SIGNIFICATIVAS.-

El Ingeniero ha considerado a la lutita como un medio difícil para construir estructuras pequeñas, grandes y en taludes, debido a la falla de éstas. Por otro lado, han demostrado ser satisfactorias como rocas de cimentación, siendo así necesario desarrollar un sistema de clasificación para identificar las lutitas problema; desafortunadamente el muestreo y la obtención de datos es difícil. Sin embargo desde 1,920 se vienen perfeccionando métodos y técnicas de ensayo.

3.4.1.- Resistencia:

La resistencia a la compresión varía desde 172.5 N/m² para lutitas debidamente compactadas, hasta más de 103.50 KN/m² para lutitas bien cementadas.

La mayoría de lutitas tienen una capacidad portante (función de la resistencia a la compresión y del módulo de cimentación), para soportar presas de tierras y estructuras similares. Sin embargo, lo ocurrido en gran número de fallas en las mencionadas estructuras cimentadas en lutitas, donde ha sido determinado que la resistencia al corte total de la lutita es aproximadamente igual a la lutita blanda.

La selección del valor de resistencia al corte basada en pruebas de laboratorio es crítica en las consideraciones de diseño.

El diseñador debe escoger un valor para la resistencia al corte que se encuentra entre la resistencia máxima y la resistencia residual del material.

Skempton (1964) ha demostrado que una vez alcanzada la resistencia máxima de una arcilla o lutita, si la prueba es continua (de modo que el desplazamiento aumente), finalmente es alcanzada una resistencia residual que el material retiene, aún cuando estuvo sujeto a grandes desplazamientos. Sin embargo, desde el máximo, la resistencia residual se acerca a cero y el ángulo de fricción disminuye de 5° a 10° , debido quizá al alineamiento de las partículas en el plano de ruptura, que puede orientarse en la dirección del corte.

Además de la baja resistencia, la condición "in situ" es un factor importante, pues la ruptura puede ocurrir a lo largo de planos de movimientos pre-existentes a un esfuerzo que es en grado más bajo que el reflejado por las pruebas de laboratorio.

Es difícil querer clasificar a las lutitas de acuerdo a sus valores de resistencia debido a las variaciones en procedimientos de ensayo.

Pero en general, lutitas con una cohesión menor que 3 psi. (20.7 N/m^2 .) y con un ángulo

de fricción aparente menor de 20° serían considerados como lutitas problema.

Deslizamientos ocurridos en lutitas compactadas revelan valores de cohesión tan bajos como: 2 psi. (13.8 N/m².) y un ángulo de fricción menor que 5°, valores para lutitas del Cretáceo y Terciario del área de las Grandes Llanuras.

Así también tenemos: (L.Underwood, 1967)

Tipo de lutita	Angulo de fricción	Cohesión (N/m ²)
Pensilvánico	18° - 30°	34.5 a 48.3
Dolomitas de Ordovícico	56°	759
Calcáreas y cuarzosas del Cámbrico	45° - 64°	8004 a 23391

Lo cual no quiere decir que las rocas más antiguas sean casi siempre muy resistentes.

3.4.2.- Módulo de Elasticidad:

No tiene mucha significación para el diseño de terraplenes cimentados sobre lutitas, lo mismo que para estructuras de concreto armado.

Un valor veraz del módulo elástico es difícil de obtener en el laboratorio por el tamaño reducido del espécimen, el cual no representaría el defecto de la roca a encontrarse "in situ".

Judd demostró estadísticamente, que los valores de campo han probado ser más altos que los de laboratorio, con el porcentaje de variación aumentando cuando la elasticidad aumenta.

Donde las estructuras de concreto van a ser cimentadas en lutitas y el peso podría ocasionar defectos en las rocas, las pruebas "in situ" deberían ser conducidas hasta obtener una aproximación del módulo de cimentación. Para determinar estos módulos existen varias pruebas como: compresión con gato hidráulico, medidores de presión de fondo de pozos y métodos sísmicos.

Los datos sobre determinaciones de módulos no indican como han sido tomados, por ello es necesario precisar los datos para que puedan ser usados en la clasificación.

3.4.3.- Permeabilidad:

Es difícil de determinar, ya que las lutitas son prácticamente impermeables.

Las lutitas arcillosas generalmente tienen permeabilidades en el orden de 1×10^{-6} a 10^{-10} cm/sg., mientras que las lutitas limosas, arenosas y las lutitas cementadas y fracturadas pueden tener permeabilidades tan altas como: 1×10^{-4} cm/sg., ésta depende de la conexión de sus espacios vacíos, así como de la distribución del tamaño de partículas, textura y composición del material arcilloso.

3.4.4 Expansión Potencial:

Las propiedades de expansión de ciertas lutitas han dañado muchas estructuras de Ingeniería Civil.

La expansión es atribuida a la absorción del agua libre por ciertos minerales de arcilla que forman parte de la fracción arcillosa de la lutita, las partículas de éstas atraen el agua por medio de fuerzas electro-químicas.

En nuestra zona de estudio el grado de expansión es bastante alto y varía entre 45% y 65%, debido a que la lutita de Talara está compuesta de un 75% de montmorillonita.

El grado de expansión está relacionado al porcentaje de mineral arcilloso presente, sobre todo si está compuesto por montmorillonita e illita que por caolinita y clorita.

Casagrande notó que las lutitas sobreconsolidadas y con bastantes espejos pequeños de falla tienen tendencia a la alta expansión, a diferencia de lutitas que tienen pocos espejos de falla. Una explicación podría ser que los espejos de falla aumentan la permeabilidad de la masa lutácea permitiendo el pase del agua. A. Martínez Vargas, es de la opinión que las micro fallas por "slickensides" son signo de mayor transformación por diagénesis de los minerales de arcillas y predominio de la montmorillonita. Un caso en Moyobamba, Carretera Marginal, A. Martínez (1963), de las lutitas con micro fallas, la margen derecha del Río Mayo y entrada del Puente Bolívar Km. 35.

La expansión puede tener lugar sobre un gran período de tiempo debido a la remoción del peso, pero el proceso es lento e indefinido.

La expansión potencial puede ser medida por medio de la consolidación; esfuerzos verticales conocidos son aplicados a la muestra y la cantidad de expansión en la dirección vertical es determinada cuando la expansión ha sido alcanzada. Se puede mostrar en gráficos el porcentaje de expansión y los esfuerzos alcanzados con el contenido natural de agua. En otros casos se considera el volumen constante (porcentaje de expansión igual a cero) y el esfuerzo vertical correspondiente, que es considerado como la presión de expansión, es medido.

3.4.5.- Proporción de Actividad:

Los límites de Atterberg expresan las propiedades de plasticidad de un material en términos de: límite líquido, límite plástico e índice plástico, lo cual es difícil determinar en el caso de las lutitas, debido a la dificultad de romper la muestra en los tamaños de partículas requeridas, por lo que

se requiere de una preparación especial de saturación en cámara de vapor de agua (A.Martínez V, 1971).

Skempton (1954), demostró que en cualquier estrato particular de arcilla, la proporción del índice de plasticidad al contenido de arcilla es aproximadamente constante y puede ser definida como la actividad de la arcilla. Posteriormente demostró que la actividad está relacionada a la mineralogía, a la historia geológica de las arcillas y a la proporción de su resistencia al corte contribuida por la cohesión verdadera. Las arcillas y lutitas que contienen predominantemente illita y montmorillonita poseen las propiedades de actividad más altas. Morton, también ha tabulado la proporción general con el trabajo de Skempton, excepto para valores bajos. Algunos de los bajos valores apreciados en la correlación de Morton son completamente probables debido a las diferencias en los procedimientos usados para determinar los límites de Atterberg para las lutitas respectivas.

3.5.- EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO "IN SITU".-

El estado de esfuerzos en una masa rocosa afecta sobre todo a la resistencia como un material de ingeniería. Algunos investigadores han descubierto que las rocas a menudo retienen energía almacenada substancialmente en exceso, debido a la profundidad existente de sobrecarga. En minas profundas y someras la repentina liberación de esta energía almacenada ha ocasionado el resquebrajamiento de la roca.

Por ejemplo: Peterson en 1,958 encontró que la presión lateral en la lutita dura "Bearpaw" fue aproximadamente el 150% de la presión vertical en un punto donde el espesor combinado de la sobrecarga y de la lutita fue aproximadamente de 25 m. La presión vertical en este punto fue igual a la sobrecarga existente

Smith, reportó esfuerzos residuales horizontales en los estratos de lutitas arcillosas en la represa Garrison, cuando efectuaron cortes de 7.6 cm. de ancho y 213.4 cm. de profundidad en las lutitas, las cuales se cerraron en 24 horas, lo cual se atribuye a la liberación de tremendas presiones laterales ocasionadas por el mineral de arcilla montmorillonita sódica.

La energía conservada en las lutitas tiende a ser liberada más lentamente que en las rocas más duras, donde a menudo se produce el resquebrajamiento.

Aún así, es difícil distinguir entre la expansión causada por el corte a lo largo de un plano de deslizamiento. En las lutitas arcillosas impermeables puede ser que alguno de los grandes esfuerzos "in situ" sea debido a las presiones de poro residuales, fósiles encerrados en los vacíos de la lutita, tanto en las lutitas cementadas como en las compactadas débilmente.

El conocimiento del estado de los esfuerzos puede ser determinado por un estudio completo de la historia geológica de una región. Un estimado de la naturaleza de los esfuerzos que estuvieron activos al desarrollar juntas, fallas y otros rasgos estructurales que se producirían, incluyendo un estimado del peso de la sobrecarga pre-existente que actuó hasta consolidar los estratos de sedimentos arcillosos; así como un estudio de las fuerzas tectónicas que pueden haber actuado en la preconsolidación para transformar los estratos de lutitas que posiblemente indujo grandes esfuerzos residuales.

3.5.1.- Estabilidad de Taludes:

El principal problema de diseño de taludes es la selección de la resistencia al corte, requiriendo por ello una minuciosa evaluación de la masa lutácea. Para ello existen diferentes pruebas; sin embargo, algunos materiales débiles no son detectados en la fase exploratoria; rasgos como juntas, fallas, pueden tener resistencia al corte más baja que la propia lutita. Otros factores que influyen son: las presiones de poro y la dirección del buzamiento.

Considerando lo anterior, un método más seguro aunque sólo aproximado para seleccionar la resistencia al corte es el corte de taludes en campo, el cual toma en cuenta los efectos de la presión de agua en los poros, fuerzas de flujo, juntas, fallas, resistencia al corte de estratos débiles que pueden ser los factores controlantes en determinar la resistencia de toda la masa, esto es: el espaciamiento, continuidad, la resistencia del cementante entre las discontinuidades en la masa lutácea debe ser más significativa que la resistencia del material.

3.5.2.- Resalto de las Superficies Excavadas:

Cuando la sobrecarga suprayacente es removida ocurre el resalto o levantamiento de los lados y del fondo de una excavación en lutitas y rocas débiles; en sedimentos preconsolidados es un fenómeno común.

En las lutitas el resalto es atribuido al incremento de volumen y a la liberación de la energía almacenada debido a la remoción de la sobrecarga. La cantidad más grande de resalto ocurre en lutitas compactadas excesivamente.

Por ejemplo, tenemos que en la represa Garrison localizada en arcilitas y lutitas arcillosas de la formación Frente Unión se midió un resalto mayor de 91.44 cm. En la Presa Pahe (lutita Pierre), a profundidades que variaban entre 30.48 m. y 106.68 m. debajo del terreno original, se registró un máximo resalto de 27.94 cm. Se anticipó que el resalto ocurriría de un modo normal con un máximo al fondo de la excavación y una cantidad menor cerca al pie de los lados de los taludes. En cambio, el movimiento de la expansión diferencial ocurrió a lo largo de

los planos de falla pre-existente, lo que verificó lo establecido por Skempton, que la resistencia al corte a lo largo de los planos de movimiento previo es residual y menor que la resistencia al corte del propio material, aún en un material débil como la lutita Pierre.

3.5.3.- Alterabilidad de las Superficies de las Lutitas:

La velocidad de alteración de las superficies excavadas es otro problema para el diseñador.

Muchas lutitas se relajan en el instante de ser expuestas al medio ambiente, dependiendo por supuesto de la humedad relativa del aire; para evitar esta reacción éstas pueden ser rociadas con revestimientos protectores.

En trabajos subterráneos se prevee el relajamiento controlando la humedad del aire y evitando la pérdida de humedad de la lutita.

El secado y humedecimiento alternado causa alteración. Philbrick, sugiere una prueba de 5 ciclos sucesivos de humedecimiento y secado con agua o con oxalato de aluminio 100 moles; así estas lutitas por compactación son reducidas a agregados incoherentes, las que no son afectadas o son reducidas a lajas, son las lutitas cementadas; sin embargo, esto no es algo fijo pues existen lutitas mixtas, pero da una idea de cuán rápido una lutita se deteriora en una superficie expuesta.

La resistencia de la lutita a la erosión por aguas corrientes es otro tema importante. Debido a las consideraciones económicas, el uso limitado de aliviaderos en lutitas son a menudo diseñados con aliviaderos de descarga no protegidos. Desafortunadamente, un número suficiente de casos históricos de descarga sobre lutitas no se conoce y tal información necesita ser confrontada con la observación en aliviaderos.

3.5.4.- Presión de Poros:

Según Lane, un efecto ulterior del agua es la presión de poros causada por la

sobrecarga de una cimentación. El esfuerzo efectivo contribuye a la resistencia al corte y es considerado como esfuerzo total menos la presión de poros.

Cuando el peso de un terraplén es aplicado a una cimentación en lutita esencialmente saturada, la proporción de vacíos en la lutita disminuye y el agua de poros tiende a migrar lentamente a las regiones de menor carga o peso.

Debido a la naturaleza relativamente impermeable de la lutita, el agua escapa lentamente y en efecto se entrapa en los vacíos.

Con cada aumento en la carga, la proporción de vacíos disminuye, hasta que eventualmente parte del peso del terraplén superimpuesto es transferido al agua de los poros, resultando un aumento en la presión de poros, dependiente en la proporción de carga hidrostática igual al peso del terraplén.

Esta última condición reduce grandemente la resistencia al corte de la lutita y una

sería ruptura puede ocurrir, particularmente en las lutitas compactadas muy débilmente.

Las lutitas tipo roca litificada con sus resistencias a la compresión son menos afectadas por los problemas de presión de poros, ya que ellas pueden aguantar grandes cargas con disminución en grado más bajo en la proporción de vacíos. Sin embargo, en zonas de fractura o de presencia de milonita saturada pueden desarrollarse grandes presiones de poro, dependiendo de la proporción de carga y la permeabilidad relativa de la zona.

Hasta hoy no existe ensayo que con seguridad pueda predecir el comportamiento de la presión de poros en una lutita dada. Sin embargo, a comienzos de 1,950 se inventaron ensayos que daban una aproximación del comportamiento de la presión de poros. Aunque falta realizar mayor investigación en este campo, el diseñador puede guiarse por las medidas de laboratorio y las medidas de campo de las presiones obtenidas concurrentemente con la construcción de la estructura.

3.6.- CLASIFICACION INGENIERIL.-

Las propiedades físicas de la lutitas están relacionadas entre sí, por eso es difícil mencionarlas aisladamente. Resultados de pruebas han sido publicadas por algunos organismos de investigación; sin embargo, las pruebas varían de un laboratorio a otro, variando así también los resultados.

En la Tabla N° 3.3 se enumeran las propiedades más importantes de las lutitas y se relacionan éstas con su probable comportamiento en el lugar de la construcción; estos valores han sido seleccionados de estudios publicados.

A la izquierda de la Tabla N° 3.3 se enumeran las propiedades físicas y se presenta un rango de valores para cada propiedad; debido a lo variado de los procedimientos de las pruebas no se puede dar un valor promedio. También es aparente que algunos valores representan resistencias máximas y otros resistencias residuales; sin embargo, este rango sirve para seleccionar las lutitas "problema" o "activas" de las lutitas "no problema" o "inactivas", se sugiere usar este término por Skempton (1,953); las primeras se expanden, rebotan, se deslizan y

desarrollan altas presiones de poros y las otras son todo lo contrario.

Una clasificación de las lutitas basada en condiciones ingenieriles, debe tomar en cuenta no sólo las propiedades físicas determinadas por pruebas de laboratorio si no también una evaluación de la resistencia "in situ" de la masa lutácea.

En la Tabla N° 3.3 también se muestran propiedades como la orientación en el espacio de los defectos de la roca y el estado de esfuerzos en la masa lutácea. Las columnas 4 a 10 enumeran problemas potenciales de ingeniería que pueden esperarse que ocurran en lutitas, con las propiedades físicas mostradas; estos valores pueden ser estimados de los casos históricos de construcción en lutitas similares.

Al tomar los valores mostrados para una lutita particular que se muestra en la Tabla N° 3.4 y compararlos con la Tabla N° 3.3, se puede determinar si la lutita es "activa" o "inactiva", con datos más precisos se podría definir los grados de actividad tales como: "muy activas", "activas", "ligeramente activas", etc.

TABLA N° 3.1 : CLASIFICACION DE LAS LUTITAS Y SU RELACION CON OTRAS

(Loyd B, Underwood, 1967)

NO CONSOLIDADAS (SEDIMENTOS)	CONSOLIDADAS (ROCAS SEDIMENTARIAS)	DESPUES DEL TECTONISMO (METAMORFISMO INCIPIENTE)	ROCAS EQUIVALENTES (SEDIM. Y METAMORF.)
<p>LIMO + H₂O = LODO ARCILLA</p>	<p>LODOLITA LIMOLITA + FISILIDAD = SUELOS LUTACEOS ARCILLITA</p>	<p>LUTITA Y ARGILITA</p>	<p>PIZARRA (Sediment.) FILITA (Metamórf.) ESQUISTO (Metamórf.)</p>

TABLA N° 3.2 : CLASIFICACION INGENIERIL DE LAS ROCAS SEDIMENTARIAS

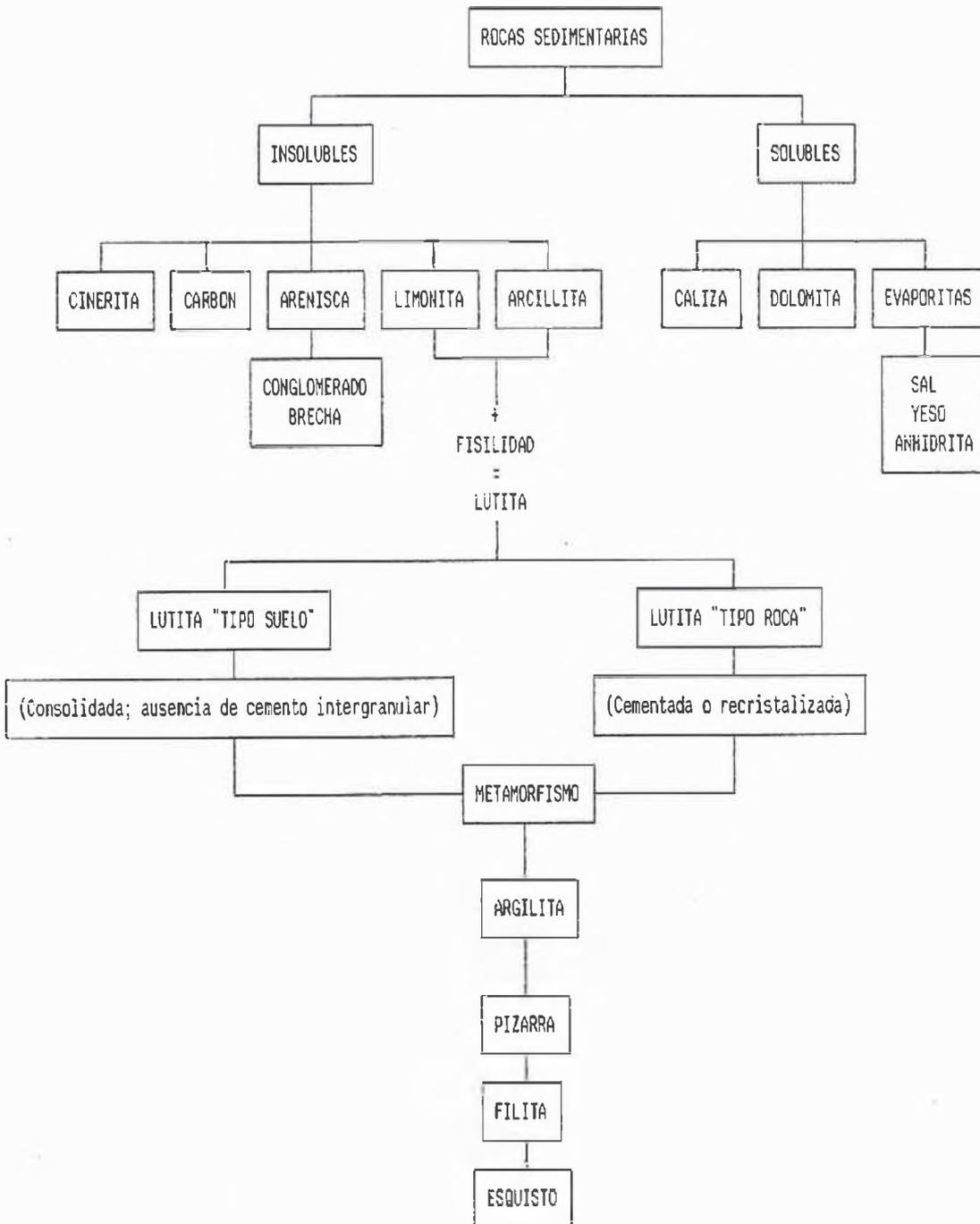


TABLA N° 3.3 : LUTITAS UNA EVALUACION INGENIERIL DE LAS LUTITAS

PROPIEDADES FISICAS		ALTA PRESION DE POROS	BAJA CAPACIDAD DE CARGA	TENDENCIA A RESALTO	PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES	RAPIDO APAGADO	RAPIDA EROSION	PROBLEMA DE SOSTENIMIENTO DE TUNELES
PRUEBAS DE LABORATORIO	RANGO APROXIMADO DE VALORES							
OBSERVACIONES "IN SITU"	NO FAVORABLE	FAVORABLE						
RESISTENCIA DE COMPRESION (σ_c) Lb/pulg ²	50 a 300	300 - 5000	*	*				
MODULO DE ELASTICIDAD (E) Lb/pulg ²	2x104 a 2x105	2x105 a 2x106		*				*
RESIST. A LA COHESION (C) Lb/pulg ²	5 a 100	100 a >1,500			*	*		*
ANGULO DE FRICCION INTERNA EN GRADOS °C (ϕ)	10 a 20	20 a 65			*	*		*
DENSIDAD SECA (γ_d) lb/pie ³	70 a 110	110 a 160	*				*	
POTENCIAL DE HINCHAMIENTO (%)	3 a 15	1 a 3			*	*	*	*
CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD (w) %	20 a 35	5 - 15	*		*			
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k) cm/seg	10-5 a 10-10	> 10-5	*		*	*		
MINERALES DE ARCILLA PREDOMINANTES	Mont.ó Hijita	Caol. y Clor.			*			
RELACION DE ACTIVIDAD (IP) % arcilla < 2 μ	0.75 a > 2	0.35 a 0.75			*			
CICLOS DE HUMEDECIMIENTO SECADO	Se reduce a granos.	Se reduce a la mina.				*	*	
ESPACIAMIENTOS DE LOS DEFECTOS DE LA ROCA	Espacios cerrados.	Espacios anchos.		*	*		*	*
ORIENTACION DE LOS DEFECTOS DE LA ROCA	Adversa	Favorable		*	*			*
ESTADO DE ESFUERZOS	> sobre-carga	= sobre-carga			*	*		*

TABLA N° 3.4 : ALGUNAS PROPIEDADES FISICAS DE LUTITAS TIPICAS

NOMBRE DE LA LUTITA FORMACION, EDAD LOCALIDAD	RESISTENCIA COMPRESION lb/m ² (σc)	MODULO DE ELASTICIDAD lb/pie ² (E)	COHESION lb/pie ² lb/m ² (C)	ANGULO FRICCION GRADOS (Ø)	DENSIDAD SECA lb/pie ³ (γ'd)	POTENCIAL HINCHAM. (%)	HUMEDAD NATURAL (%) (w)	MINERAL ARCILLA PREDOMINANTE	ACTIVIDAD	PROCEDENCIA DATOS
BEARPAW, CRETACEO, CANADA METEORIZADA NO METEORIZADA	7 a 84 154 - 406	7,500 18,000	3 a 6 22	6 a 20 30	85 - 95 95 - 108	0.5 - 2 5 - 20	29 a 36 19 a 27	Montmorillonita Mezcla en capas	0.30 > 1.5	Ringheim, 1964 Morton, 1965 Peterson, 1954 1958 Laboratorio de análisis de taludes
PIERRE, CRET, SO.DAKOTA FUERTE, UNION, TERT, NO DAKOTA	70 - 1,400 70 - 1,050	20,000 - 140,000 11,200 - 56,000	2 a 30 10	8 - 25 20	95 - 110 95 - 115	3 a 5 2	18 a 27 16 - 24	Hijita	0.3 a > 2 ---	U.S.Cuerpo de Ingenieros División Rio Missouri
PEPPER, CRET. TEXAS DEL RIO, CRET. TEXAS TRINITY, CRET. TEXAS	28 - 70 56 - 154 30 - 170	--- --- 2,400 - 33,000	2 - 6 1 - 8 0 - 7	7 - 14 19 - 28 26	110 119 115 - 133	--- --- ---	20 17 11 - 17	Hijita, montmori- llonita, caolinita Hijita, montmori- llonita, caolinita	1.2 1.0 ---	U.S.Cuerpo de Ingenieros División Sur-oeste
TAYLOR, CRET. TEXAS Composición Limo arcilloso Carbónico Lutitas Arcilla Este-Oeste Arcilloso ferruginoso Arenoso	250 - 550 210 4,165 2,084 1,661 3,674	6,000 - 20,000 1'000,000 --- --- --- 486,500	1.5 - 25 56 1,562 931 488 1,600	8 - 30 23 16 7 29 9	112 - 118 138 --- --- --- ---	--- --- --- --- --- ---	15 - 18 9.1 --- --- --- ---	--- --- --- --- --- ---	--- --- --- --- --- ---	U.S.Cuerpo de Ingenieros Distrito Pittsburg
NIOBRARA CALC.SH. CRET. COLO. MOWRY, CRET. COLO. GRANEROS, CRET, COLO. MORRISON, JURA, COLO. LARAMIE, CRET, COLO.								Hijita, Beid, Caolinita Clorita Hijita Caolinita Mezcla hijita. Hijita, Beid.		U.S. Geological Survey Denver Colorado
MAUV, CALC. LUTACEA. CAM, UTAH. QUARTZOSE SH, CAM, UTAH. 1ton/sq.ft.= aprox. 14 lb/m ²	5,220 17,770	2.3 x 10 ⁶ 2.3 x 10 ⁶	1,160 3,390	64 45	164 165	--- ---	2 4	--- ---	--- ---	Bureau of Reclamation Denver (1953)

CAPITULO IV

INVESTIGACION GEOTECNICA

4.1.- INTRODUCCION.-

Para proyectar una obra civil se necesita tener conocimiento sobre la estratigrafía y las propiedades del suelo, lo cual se obtiene mediante exploraciones, obtención de muestras ensayos y pruebas de laboratorio.

La exploración consta de tres partes: el reconocimiento superficial del lugar, la exploración preliminar y la exploración detallada, incluyendo el muestreo, todo lo cual debe llevarse acabo con bajos costos y en poco tiempo.

Los trabajos deben realizarse siguiendo los métodos y normas adecuadas para lograr un estudio confiable.

4.2.- DEFINICIONES.-

4.2.1.- Métodos de exploración indirectos (geofísicos):

Permiten la medición de alguna propiedad física de los suelos, por medio de la cual se define aproximadamente la geometría de la estratigrafía y se extrapolan los resultados obtenidos por métodos directos.

4.2.2.- Métodos de exploración semidirectos.-

Se realizan con pruebas de campo para estimar las propiedades de los suelos a partir de correlaciones empíricas.

Consisten por ejemplo, en hincar un penetrómetro para determinar la resistencia al corte de los suelos y deducir directamente el perfil del suelo, obteniendo también muestras alteradas. Las pruebas de penetración se clasifican según el procedimiento de hincado del penetrómetro en: a presión, dinámicas y de percusión. En las

pruebas a presión hay dos criterios: a velocidad de deformación constante y a presión constante.

Los penetrómetros son esencialmente dispositivos con una punta de forma cónica que se hincan con una columna de tubos, ambos de acero (Ver Fig. N° 4.1). Las resistencias que se oponen al hincado son: la resistencia en la punta (q_c) y la de fricción lateral en los tubos (f_s), en muchos de los diseños se busca eliminar o controlar la influencia de la resistencia a la fricción lateral para simplificar la interpretación de la información que se obtiene.

Así tenemos las siguientes pruebas:

A)- De penetración a presión:

- Penetrómetro de Cono Holandés.

B)- De penetración dinámica:

- Penetración Estándar.

4.2.3.- Métodos de exploración directos.-

Con los ensayos que se obtienen muestras de suelo para someterlas a ensayos de laboratorio. Las muestras pueden ser:

a)- Muestras Alteradas: Aquella cuyo acomodo estructural está afectado significativamente por el muestreo. Se pueden obtener de la siguiente manera:

Métodos manuales: Se obtienen muestras representativas de pozos a cielo abierto, cortes y zanjas con herramientas manuales de perforación, pala posteadora, brocas helicoidales, etc. alcanzando una profundidad de $z = 10$ m.

Métodos a percusión: se utiliza una máquina de perforación alcanzando mayor profundidad $z > 10$ m, se obtienen muestras a percusión. Estos sondeos sirven para: exploración preliminar, correlacionar y confirmar los resultados de estudios geofísicos y pruebas de penetración del cono holandés, respectivamente, para obtener muestras del banco de préstamo, hacer determinaciones índice y para preparar especímenes compactados para pruebas de permeabilidad y mecánicas.

b)- Muestras Inalteradas: Aquellas cuyo acomodo estructural no está afectado en forma significativa por el muestreo, permitiendo interpretar su comportamiento

bajo condiciones de trabajo; se utilizan para clasificar los suelos y hacer determinaciones de las propiedades índice y mecánicas. No obstante que el muestreo se realice con cuidado, las muestras inalteradas sufren cambios volumétricos debido al cambio en el estado de los esfuerzos, pérdida de humedad; en algunos casos es necesario considerar este esfuerzo inicial de campo y conocer el contenido de humedad natural.

Los métodos utilizados son los siguientes:

Métodos manuales: se labran muestras cúbicas.

Tubo de pared delgada (Shelby): se hince a presión para suelos: finos, blandos a semiduros, opera arriba o debajo del nivel freático (Ver Fig. N° 4.2).

Muestreador tipo Denison: su tubo interior es ajustable respecto a la broca (Ver Fig. N° 4.3).

Muestreador tipo Pitcher: similar al Denison, además regula la distancia de la broca al tubo interior. Adecuado en suelos que tienen estratos de diferente dureza.

Muestreador de pistón libre: se clasifica en: pistón fijo, retráctil y libre. Se usa en suelos muy blandos.

Tubo rotatorio dentado: Tubo de pared delgada con dientes de sierra que opera a rotación, funciona para todo tipo de suelo, similar al Pitcher y Denison.

Barriles muestreadores: se clasifican en: barril sencillo, rígido y doble tubo giratorio, se usa para muestreo de suelos muy duros y rocas.

4.2.4.- Pruebas de campo.-

Aquellas realizadas en el sitio para determinar directamente alguna propiedad del suelo.

4.3.- RECONOCIMIENTO.-

4.3.1.- Recopilación de la información disponible:

El estudio geotécnico se inicia con la recopilación de datos topográficos, geológicos y comportamiento de las estructuras construídas en la zona, fotografías aéreas, datos estratigráficos y

edafológicos, etc., no debe dejarse de evaluar cualquier otro dato como el histórico, hasta las condiciones extremas que no se tienen al momento del reconocimiento.

4.3.2.- Reconocimiento geológico:

Un especialista llevará a cabo la identificación de las estructuras geológicas, localización de fallas, fracturas, fisuras y rellenos; clasificar las rocas y suelos, interpretar el proceso de formación de los suelos y obtener información sobre clima y sismología de la región.

También se deberán observar los cortes naturales y artificiales. En algunos casos se abrirán zanjas y pozos, perforaciones con equipo manual; todo ello dependerá de la importancia de la obra y de las características del subsuelo.

Así mismo se debe proporcionar datos sobre la accesibilidad, recursos humanos y materiales del lugar; cuando no hay referencia y la estructura u obra es importante, será necesario hacer un estudio geológico regional y luego uno local para lo

cual se requiere un levantamiento topográfico a escala adecuada.

4.4.- PROTECCION, TRANSPORTE Y CONSERVACION DE MUESTRAS.-

4.4.1.- Muestras alteradas:

Se protegen de la contaminación con otros materiales y de cambios de humedad, usando frascos de vidrio herméticamente sellados con parafina y brea (20% brea), así se conserva por meses el contenido de humedad, o también mediante bolsas de polietileno.

4.4.2.- Muestras inalteradas:

Se debe proteger de la contaminación, cambios de humedad, temperatura, golpes y vibraciones.

Los cubos se cubren y parafinan, colocándolos en cajas de madera con empaque de aserrín húmedo de 5 cm. de espesor en todas las caras, evitando así contracciones menores y agrietamientos.

En las muestras obtenidas en tubos metálicos se eliminan las zonas laterales y se sellan los extremos con parafina, transportándolas en cajas de madera cubiertas con placa de hule espuma de 7.5 cm. de espesor.

4.5.- ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR.-

El valor "N" en el Ensayo de Penetración Estándar, es definido como el número de golpes contados necesarios para que el muestreador de caña partida penetre 30 cm. por el impacto de caída libre de un martillo de 63.2 Kg. de peso, que cae desde una altura de 75 cm.

La resistencia a la penetración estándar es un factor convencionalmente medido usando diferentes clases de martillos, energías de carga, sistemas con diferentes grados de variación de eficiencia y diferentes tubos de muestreo.

Esta prueba proporciona una muestra de suelo para propósito de identificación y para ensayos de laboratorio apropiadas para el suelo obtenido del muestreador que puede producir una muestra disturbada del suelo.

Esta prueba es usada extensivamente en una gran variedad de exploraciones de estudios geotécnicos. Se disponen de muchos datos de correlaciones locales obtenidas y correlaciones publicadas ampliamente, las cuales relacionan el número de golpes del SPT o valor de "N" con el comportamiento Ingenieril del subsuelo de la cimentación.

4.6.- ANALISIS DE ESTUDIOS EFECTUADOS EN TALARA.-

Se han recopilado, analizado y evaluado aproximadamente 30 estudios geotécnicos de cimentación (ver Anexo I), realizados en la ciudad de Talara. Estos estudios están referidos a las edificaciones mas importantes que existen en la ciudad de Talara, es decir: refinería de petroleo, estaciones de telecomunicaciones, líneas de transmisión eléctrica, redes de agua y desagüe, viviendas de PetroPerú, Fuerza Aérea del Perú, urbanizaciones, etc.

De los diversos estudios y con los resultados de campo realizados en el área urbana de Talara producto de: calicatas, ensayos de penetración estándar y de cono holandés, se ha procedido a ordenarlos, ubicarlos (ver Plano N° 1) e identificarlos.

De la misma forma se han evaluado los sondajes y calicatas efectuados por el Laboratorio Geotécnico del CISMID-FIC-UNI, los cuales están incluidos en el Plano N° 1.

El trabajo de evaluación que se ha realizado con la información recopilada ha constado de cuatro partes:

A)- Evaluación de su Potencial de Hinchamiento: En

base a las propiedades físicas (ver Tablas N° 4.1 y Tabla N° 4.2) de los suelos presentadas en los informes y de los ensayos que se han efectuado en el Laboratorio Geotécnico CISMID, hemos evaluado el Potencial de Hinchamiento de cada una de las muestras arcillosas y/o lutáceas, producto de lo cual obtuvimos parámetros cualitativos de sus características expansivas, ver Tablas N° 4.3 y Tabla N° 4.4. Los métodos usados para tal fin, los presentamos a continuación para mayor detalle ver Capítulo I:

- 1.- Potencial de Hinchamiento en función de su Límite Líquido $f(Wl)$: Propuesto por Dakshanamurthy y Raman en 1,973.
- 2.- Potencial de Hinchamiento en función de su Índice Plástico $f(I.P.)$: Propuesto por Holtz y Gibbs en 1,956.

- 3.- Potencial de Hinchamiento en función de su índice de contracción $f(I.C.)$: Propuesto por Holtz y Gibbs 1,956.
- 4.- Potencial de Hinchamiento en función de su relación agua-plasticidad $f(R_w)$: Propuesto por Sower y Kennedy en 1,967. Ellos establecieron que para valores de $R_w > 10\%$, la expansión es despreciable, sin embargo para valores negativos, la expansión será aguda.
- 5.- Potencial de Hinchamiento en función de su porcentaje de partículas de diámetro $< 0.002 \mu$, en base al cual se evalúa la actividad de una arcilla con cuyo dato vamos al Fig. N° 4.4. del gráfico Actividad vs Porcentaje en el tamaño de arcillas ($< 0.002 \mu$).
- 6.- Potencial de Hinchamiento por medio de:
 - La Carta de Plasticidad ver fig. N° 4.5.1 y fig. N° 4.5.2.
 - Carta de Clasificación ver fig. N° 4.6.1 y fig. N° 4.6.2.

B)- Evaluación de sus características de Consolidación y de Resistencia: de las muestras arcillosas consideradas ver Tablas N° 4.5 y Tabla 4.6. Los parámetros evaluados son los siguientes:

- 1.- Índice de Compresión (C_C): evaluado en el Laboratorio.
- 2.- Índice de Expansión (C_S): evaluado en el Laboratorio.
- 3.- Índice de Compresión (C_C^*): evaluado según la fórmula sugerida por Terzaghi y Peck (1967), la cual define a C_C^* como:
$$C_C^* = 0.009 (W_l - 10)$$
para arcillas normalmente consolidadas, sin perturbar de baja a mediana sensibilidad, el cual tiene un intervalo de confiabilidad de 30%.
- 4.- Resistencia a la Compresión no Confinada (q_u): evaluado en función del ensayo del número de golpes/pie, en el Ensayo de SPT. (Ver Tabla N° 4.7)
- 5.- Consistencia Relativa (C.R.): en función del número de golpes/pie, en el Ensayo de SPT. (Ver Tabla N° 4.7)

C)- Evaluación Estadística: En base a a sus propiedades físicas, se obtuvo lo siguiente:

- 1.- Histogramas de las Propiedades Físicas por cada una de las zonas definidas ver fig. N° 4.7.1 y fig. N° 4.7.2.
- 2.- Valores Medios y Desviaciones Estándar de las Propiedades Físicas ver Tabla N° 4.8 y Tabla N° 4.9.

D)- Trazo de los Perfiles Longitudinales: En base a todo la información existente de la ciudad de Talara, hemos trazado perfiles característicos de cada una de las zonas definidas. La zonificación de la ciudad de Talara se puede observar en el Plano N° 2 (Tang, D., 1992).

El trazo en planta de los perfiles se muestra en el Plano N° 3, habiendo seleccionado aquellos en donde la presencia de arcillas expansivas y/o lutitas se presume en base a los ensayos de laboratorio y análisis realizados. A continuación presentamos el número de perfiles efectuados en cada zona, los perfiles a los cuales hacemos referencia se presentan en el Anexo II.

- 1.- Zona "A": Es la zona de Punta Arenas, en donde se han trazado seis perfiles.
- 2.- Zona "B": Corresponde a la zona de las Urbanizaciones: Vencedores, Sudamérica y James Storm. Los perfiles trazados son en número de siete.
- 3.- Zona "C": Comprende la zona de la Refinería y los Tanques de Petróleo. Aquí se tienen cinco perfiles.
- 4.- Zona "D": Abarca el Ministerio de Pesquería, La Belco, Copeco y el Muelle de Pescadores.

Se han trazado en esta zona sólo dos perfiles debido a la poca información que se tiene de esta área.

5.- Zona "E": Comprende la zona del Centro de la ciudad y las Urbanizaciones: Aproziser y FONAVI. El trazo de los perfiles ha sido en número de cuatro.

6.- Zona "F": Corresponde a la zona de Villa F.A.P. y las Urbanizaciones: Popular y Los Pinos. Se han trazado perfiles en número de tres.

4.7.- CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO DE TALARA.-

La descripción Geotécnica que mostraremos en este acápite, es el resultado de la evaluación de todos los estudios de suelos recopilados, los mismos que se hallan ubicados en el Plano N° 4.

En el Anexo I.1 presentamos una relación numerada de los estudios de acuerdo a su ubicación en el Plano N° 4 y en el Anexo I.2 se presenta ubicación que tienen en el Plano N° 4 los estudios antes mencionados.

El Anexo I.3 contiene los sondajes representativos recopilados en las zonas donde se presume la presencia de arcillas y/o lutitas.

El Anexo II muestra los perfiles longitudinales construidos en base a la información antes mencionada sumada a los sondajes y calicatas realizadas por el Laboratorio Geotécnico del CISMID-FIC-UNI.

La descripción de las características geotécnicas de Talara se efectuará por zonas; así tenemos:

4.7.1.- Zona "A":

La zona de Punta Arenas, está ubicada al suroeste de Talara, en este terreno se encuentran las viviendas de los trabajadores de Petroperú.

4.7.1.1.- Características Geomorfológicas: el Area de Punta Arenas corresponde a una morfología de playa, de forma semicircular con poca variación de pendiente y se puede considerar como de topografía plana y está delimitada al sur, este y norte por cerros con taludes abruptos

cubiertos por materiales de derrumbes; constituídos por rocas sedimentarias de las formaciones Pariñas, Chacra y Talara.

En el área de viviendas, el subsuelo se caracteriza por una base rocosa de lutita, la que aflora muy alterada y fracturada en algunas zonas. Por encima de la roca existen depósitos de suelos arenosos y arcillosos (sedimentos recientes). En algunas zonas la roca lutita sirve de base de cimentación de las edificaciones siendo esta roca altamente expansiva.

En algunas áreas de Punta Arenas, el subsuelo está constituido por arenas medianamente densas con nivel freático entre 1.55 m. (ESTUDIO 5 - P-10) a 5.70 m. (ESTUDIO 5 - P-11) y en otras zonas no existe nivel freático hasta la profundidad investigada (ESTUDIO 5 - P-17).

Un problema importante en Punta Arenas es el de la expansión

del suelo en las zonas cercanas a los taludes de las lutitas de Talara y en donde aflora dicha formación y el daño en las edificaciones livianas cimentadas sobre éste, lo cual se trató en el capítulo II, presentando los daños ocasionados. La expansión está relacionada a la acumulación de agua en el subsuelo, producto de lluvias o de rotura de tuberías; como también posibles infiltraciones al subsuelo debido a las cisternas subterráneas existentes.

En cuanto a las características geomorfológicas de las Areas de Expansión Urbana tenemos que:

La zona sur presenta una morfología variada con zonas planas, depresionadas a accidentadas, constituídas por formaciones de lutitas y sobre éstos relleno procedente del mismo material depósitos de arenas y/o acumulación de

materiales de derrumbes, procedentes de las partes altas.

La zona que está al lado Este y en la base inferior de los cerros, corresponde a una topografía moderada; el terreno superficial está constituido por sedimentos aluviales y eólicos. Los derrumbes se delimitan en la parte alta debido a la pendiente moderada que presentan los cerros.

La zona Noreste corresponde a un remanente de la formación de lutitas, de taludes altos y verticales, delimitada por una topografía plana tanto al Norte como al Sur del mismo, las que se aprovecharán para los efectos de expansión urbana.

4.7.1.2.- Características Geológicas Locales:

está representada por depósitos recientes, consistentes en sedimentos aluviales, marinos y eólicos, los que descansan sobre una formación de lutitas.

Superficialmente encontramos depósitos eólicos de arenas sueltas que cubren a suelos aluviales constituídos por arenas, limos, arcillas y en pequeña proporción gravas y cantos rodados, los que presentan alternancias de restos marinos a partir de los 5m. de profundidad en las áreas cercanas al mar. Las arcillas son bastante plásticas y cuya procedencia se le asigna a las lutitas, del mismo modo podemos citar a los limos; en cambio las arenas son de procedencia marina y eólica y mayormente sirven de horizonte de migración del manto acuoso.

Las lutitas se encuentran cubiertas por sedimentos recientes y las que afloran son de color gris claro a ligeramente verdoso, húmedas, muy alteradas por meteorización en las partes expuestas y por hidratación en las cubiertas por sedimentos recientes, fácilmente disgregables, muy fracturadas, se parten siguiendo los planos de estratificación.

A continuación describimos las características geológicas:

En la zona Sur se observan superficialmente depósitos eólicos que ocupan mayormente las partes bajas; en las partes medias y altas se encuentran formaciones de lutitas estratificadas que normalmente tienen una orientación N-E. Además en esta área se observan dos zonas de derrumbes de talud de escombros y cuyos materiales llegan hasta la parte baja.

La zona Este, presenta superficialmente arenas eólicas pobremente graduadas que cubren a suelos aluviales de la misma naturaleza, las que a su vez presentan pequeños lentes de gravas y cantos rodados con intercalaciones de restos marinos y estratos de arcilla de mediana a alta plasticidad.

En la parte central se pueden observar pequeños remanentes de

lutitas a manera de montículos o sinuosidades.

La zona Noreste, está representada en casi la totalidad por formaciones de lutitas color gris verdoso, muy alteradas por meteorización en las partes expuestas. Superficialmente la cubre una capa de limo-arcilla y/o arena en las partes en donde los taludes no son verticales. Los sedimentos finos se localizan en las partes bajas y consisten de arenas pobremente graduadas intercaladas con limos y arcillas.

- El área urbanizada hacia la playa presenta una litología que consiste en una secuencia alternada de arenas y arcillas, cuyo espesor es superior a los 10m. de profundidad.

4.7.1.3.- Geodinámica externa: se manifiesta por la incompetencia de la formación de lutitas, originando

derrumbes de bloques grandes de material de Tablazo en la parte alta, cuya secuencia se puede observar frente a las casas N-16 y N-11, Parque "U", Parque "T" y en menor proporción en casi todo el flanco que bordea Punta Arenas. También se presenta la actividad eólica originada por el fuerte viento reinante en la región, especialmente en horas de la tarde. Debido a su cercanía al mar, los materiales sufren el fenómeno de humectación durante las noches y secado durante el día, produciendo un cambio y/o alteración en las propiedades físicas y dinámicas de las rocas y suelos, tornándolos más incompetentes ó de baja capacidad portante.

4.7.2.- Zona "B":

Es la zona de la Refinería; el subsuelo consiste de un relleno superficial de composición y espesor variable (Ver ESTUDIO N° 9 - C1, C4, C5), que tiene hasta 5.70 m. de espesor; así como arcilla de poca a mediana plasticidad (Ver ESTUDIO N° 2 - C1),

o arcilla orgánica (Ver ESTUDIO N° 2 - PS-1). Por debajo del relleno existe arena fina limosa con lentes de arena fina pobremente graduada (Ver ESTUDIO N° 1 PS1), cuya densidad en algunos casos va de densa a muy densa. A los 15 m. de profundidad aparece una capa de arcilla de alta plasticidad, con granulometría muy fina y límites de consistencia elevados (Ver ESTUDIO N° 15 - PS1). El nivel freático se encuentra de 0.9 (Ver ESTUDIO N° 15 PS2) a 2.00 m (Ver ESTUDIO N° 1 - PS2) de profundidad.

Se observa que los valores de "N" aumentan con la profundidad, siendo relativamente bajos superficialmente (Ver ESTUDIO N° 1 PS2). En esta zona el problema importante es la susceptibilidad, de los suelos arenosos finos a la licuación ante la acción sísmica. Los depósitos superficiales son arenosos finos, medianamente sueltos y con nivel freático superficial (Ver ESTUDIO N° 2 - PS-2)

4.7.3.- Sector sur de la ciudad:

Donde se localizan las urbanizaciones: Vencedores, Sudamérica y Aproviser, existen

problemas de expansión de suelos, ya que esta área está en contacto con las lutitas Talara. Principalmente en Vencedores se presentan problemas notorios de expansión de suelos.

No se ha podido recopilar suficientes estudios de la parte norte y sur-este de la ciudad de Talara. Se recomienda realizar trabajos adicionales de exploración en estos lugares.

4.7.4.- Extremo oeste de la ciudad:

Donde se ubica la Estación Terrena, aparece la roca Arenisca Talara, así como en la Quebrada Yale, en donde también aparece la misma lutita del Terciario en el fondo del cauce debajo de 8 a 10 m de arenas (SP) eólicas, donde se ha medido un metro de erosión en la lutita por el paso del Huayco de las lluvias de 1,983 (comunicación verbal, A. Martínez V.).

4.7.5.- Centro de la Ciudad de Talara:

En la zona del antiguo cementerio, existe un depósito de arena fina mal graduada limosa, que está medianamente densa. En las

ubicaciones de las escuelas existen arenas finas limosas medianamente sueltas, con nivel freático variable de 2.00 m. a 5.00 m.

4.7.6.- Zona Alta de Talara:

Corresponde al Tablazo, es allí donde se ubica la Villa FAP, el Aeropuerto de Talara, así como diversos pueblos jóvenes. El subsuelo está constituido por arenas arcillosas y limosas, con lentes de conglomerados con matriz arenosa. Existen carbonatos de calcio y diversos porcentajes de sales y sulfatos que actúan como cementantes del subsuelo. En esta zona se han producido agrietamientos en viviendas, producto del ingreso de agua al subsuelo, que es de naturaleza colapsable.

Se puede concluir que la ciudad de Talara tiene características geotécnicas especiales. Existen problemas de suelos expansivos, suelos colapsables y de licuación de suelos bajo acción sísmica.

Estos problemas se presentan en suelos que tienen un origen geológico distinto y que fueron presentadas anteriormente. Las

futuras construcciones en Talara deberán diseñarse para prevenir los fenómenos indicados.

4.8.- ZONIFICACION GEOTECNICA DE TALARA.-

De la descripción geotécnica realizada en los acápite: 4.7 , se ha dividido a la ciudad en zonas de acuerdo a sus características similares, en relación a la estratigrafía y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos. La ubicación de estas zonas y su extensión puede apreciarse en el Plano N° 3 y pueden definirse como sigue:

4.8.1.- Zona "A":

Esta zona comprende toda el área de Punta Arenas. La estratigrafía generalizada conformada por un relleno aluvial marino (arenas y limos), tal como observamos en los perfiles 1 y 2, siendo éste no mayor de 8 mts. perfil 6; en otros casos el relleno está conformado por fragmentos de lutitas; su potencia varía de acuerdo a su cercanía a los cerros circundantes cuya formación pertenece al Terciario, de ellos los que se encuentran al este de Punta Arenas, pertenecen al grupo

Talara - lutitas Talara y los ubicados al sur pertenecen al grupo Chacra formación Chacra.

Debajo de este relleno se encuentra un estrato de arcilla limosa (CL) y/o lutita que tiene en algunos casos un espesor superior a 10 m.

En la zona cercana a los cerros la lutita aflora y en otros casos está a poca profundidad; siendo su capacidad de carga admisible de 325 KN/m^2 (3.25 Kg/cm^2), presentando un volumen de expansión del orden del 5% y una expansión lineal de 10 cm, así mismo tiene presiones efectivas de expansión que van de 800 KN/m^2 (0.80 Kg/cm^2) hasta 360 KN/m^2 (3.6 Kg/cm^2), (CPS de Ingeniería, 1980).

Los lentes erráticos de arcilla de mediana y alta plasticidad tienen una baja capacidad de carga admisible que está en el orden de: 0.20 a 1.00 Kg/cm^2 .

Las arenas investigadas contienen arcilla y/o limos en menor proporción cuya compacidad va de suelta a media, siendo su

capacidad de carga admisible variable entre 50 y 150 KN/m² (0.50 y 1.50 Kg/cm²).

Los contenidos de sulfatos en los suelos analizados no señalan problemas de ataque químico al concreto en forma significativa (CPS de Ingeniería, 1980). El nivel freático se encuentra entre 1.50 y 2.00 mts.

La evaluación de los estudios recopilados nos proporciona, para la humedad natural, un promedio de 27.75% con un valor máximo de 65.40% para el límite líquido, un promedio de 49.54 con un máximo valor de 77.00; para el límite plástico un promedio de 23.32 con un valor máximo de 31.00 y para el índice de plasticidad obtuvimos un promedio de 25.86 con un valor máximo de 50.00, los cuales podemos ver en la Tabla N° 4.8.

4.8.2.- Zona "B".-

Esta zona estaría comprendida por los sectores de Vencedores , Sudamérica, James Storm y Aproviser. Se trata de suelos pertenecientes al Cuaternario, un relleno aluvional marino (arenas y limos) y en las

zonas circundantes a los cerros y ellos mismos son de la formación del Terciario - lutitas Talara.

En los sondeos efectuados se encuentra una estratigrafía muy errática (ver Anexo II, perfiles del N° 7 al N° 13) en algunos sectores el estrato superior es una arena fina mal graduada (SP), que va de suelta a medianamente densa con espesor variable, otras intercalado con algunos lentes y bolsones de gravilla, también hay estratos superficiales compuestos por arena limosa (SM), con un estrato subyacente de arena pobremente graduada (SP), con cierta consolidación en algunos casos. También tenemos estratos de arcilla a profundidades variables, desde la superficie a mayor profundidad, las cuales presentan características de expansión de baja a media, así mismo aflora lutita meteorizada subyacente a depósitos de arena marina. El nivel freático se encuentra entre 1.00 (ESTUDIO N° 22 - C-9) y 5.50 m. (ESTUDIO N° 25 - P-6).

Según el estudio N° 25, el suelo arenoso (SP) acepta una capacidad admisible

aceptable de 1.40 Kg/cm^2 ; la capacidad portante admisible según el estudio N° 24 es 73 KN/m^2 (0.73 Kg/cm^2) para la zona Oeste del terreno de Asociación Pro-Vivienda James Storm el cual es un suelo arcilloso (CL) y para la zona Sur-este del terreno este valor varía entre 94 y 84 KN/m^2 (0.94 y 0.84 Kg/cm^2) para un suelo arenoso limpio (SP).

Los suelos expansivos tienen una presión de hinchamiento de 100 KN/m^2 (1.00 Kg/cm^2) y un porcentaje de hinchamiento de 28.35% para una carga aplicada de 50 KN/m^2 (0.50 Kg/cm^2) y una presión admisible por asentamiento de 150 KN/m^2 (1.50 Kg/cm^2), (Estudio N° 21).

La evaluación de los estudios recopilados nos proporciona para la humedad natural un promedio de 17.46% con un valor máximo de 24.30% , para el límite líquido un promedio de 45.29 con un máximo valor de 75.00 ; para el límite plástico un promedio de 26.14 con un valor máximo de 34.00 y para el índice de plasticidad obtuvimos un promedio de 19.14 con un valor máximo de 42.00 , los cuales podemos ver en la Tabla N° 4.8.

4.8.3.- Zona "C"._-

En ésta área se encuentran los tanques de Petroperú. Su estratigrafía presenta una franja cercana a la playa donde se encuentra ubicado el Faro, cuya formación pertenece al Terciario correspondiendo a la arenisca del Talara. El resto del área está formada por relleno aluvial marino (arenas y limos).

El estrato superficial tiene variada composición llegando hasta una profundidad de 2.90 m. en algunos sectores y en otros tenemos arena fina limosa cuya densidad relativa va aumentando con la profundidad, su potencia es variada y está alternada con estratos de arenisca y arcilla, con plasticidad de media a alta en algunos casos esta se encuentra pasados los 16.00 m. (ESTUDIO N° 25 - PS-1).

La presión admisible recomendada para la roca arenisca (ver Anexo II, perfil N° 16) es de 600 KN/m² (6.00 Kg/cm²) y para relleno es de 100 KN/m² (1.00 Kg/cm²) (Estudio N° 9). Para suelos granulares (ver Anexo II, perfil N° 17) la presión admisible es de 30 KN/m² (0.30 Kg/cm²), para suelos cohesivos es de 70

KN/m² (0.70 Kg/cm²) y consideran como presión admisible de diseño 30 KN/m² (0.30 Kg/cm²) (Estudio N° 10).

El estudio N° 15 nos da una presión admisible que varía entre 25 y 310 KN/m² (0.25 y 3.1 Kg/cm²), para una profundidad que varía entre 1.00 y 5.00 m. por debajo el piso terminado. El nivel freático se encuentra entre 0.90 y 2.00 m.

La evaluación de los estudios recopilados nos proporciona para la humedad natural un promedio de 23.86% con un valor máximo de 37.20%, para el límite líquido un promedio de 52.00 con un máximo valor de 79.00, para el límite plástico un promedio de 23.39 con un valor máximo de 28.00 y para el índice de plasticidad obtuvimos un promedio de 28.61 con un valor máximo de 56.00, los cuales se presentan en la Tabla N° 4.8.

4.8.4.- Zona "D".-

En esta zona están ubicados: el Ministerio de Pesquería, la Belco, Copeco y el Muelle de Pescadores. La zona está comprendida por una franja que sigue la línea

de playa. Se trata de suelos de relleno aluvional (arenas y limos, ver Anexo II, perfil N° 19 y perfil N° 20). La zona del este está conformada por lutitas Talara, en la zona noreste tenemos las areniscas Talara y mas al este tenemos depósitos del Cuaternario Pleistocénico - Tablazo.

Superficialmente tenemos un material gravo-areno limoso, bien graduado con una potencia de hasta 0.70 m. (ESTUDIO N° 20, SPT1) y también tenemos un relleno superficial orgánico afirmado con espesor hasta de 1.30 m. (ESTUDIO N° 18); debajo de lo cual tenemos una arena pobremente graduada (SP) eólica en su mayor parte suelta.

En la zona de Belco tenemos que la capacidad portante última del terreno presenta un incremento inicial con la profundidad hasta 1.50 m., luego disminuye hasta los 2.50 m., incrementándose nuevamente a partir de los 3.00 m.

El nivel freático se encontró a 3.80 m. (ESTUDIO N° 20 - SPT2), sujeto a variaciones debido a su cercanía al mar. El análisis

químico indica un contenido de cloruros y sulfatos moderadamente elevados.

En el estudio N° 18 presentan una capacidad portante para la zona de la Gallera de 94 KN/m² (0.94 Kg/cm²) y por asentamiento de 87 KN/m² (0.87 Kg/cm²).

El estudio N° 19 presenta valores de capacidad última portante de 404 KN/m² y una capacidad admisible de 400 KN/m², para una cimentación corrida de 0.70 de ancho y nivel de base a 1.00 mts. de profundidad.

La evaluación de los estudios recopilados nos proporciona para la humedad natural un promedio de 12.80% con un valor máximo de 26.60%, para el límite líquido un promedio de 58.00 con un máximo valor de 84.00, para el límite plástico un promedio de 25.40 con un valor máximo de 32.00 y para el índice de plasticidad obtuvimos un promedio de 32.60 con un valor máximo de 52.00, los cuales podemos ver en la Tabla N° 4.8.

4.8.5.- Zona "E":

Esta zona está constituida por el centro de la ciudad, involucra el área de mayor actividad comercial, localizándose en ella la Plaza de Armas, el Centro Cívico, el Palacio Municipal, Iglesias, Colegios y Mercados. También forman parte de ella las Urbanizaciones: Aroviser y Fonavi, las cuales se ubican hacia el Oeste del área delimitada. La información obtenida de esta zona indica la presencia de depósitos de arena fina limosa de granulometría uniforme y de baja compacidad (ver Anexo II, perfiles del N°21 al N°25) , con un nivel freático de 1.50 m. bajo la superficie del terreno, lo cual sugiere la posibilidad del fenómeno de licuación. Se presenta un estrato arcilloso de baja plasticidad (CL), de consistencia blanda a media, la cual se encuentra a mayor profundidad. Este estrato se ubicó a 4.30 m. en el Sondaje S-4.

En las Urbanizaciones Aroviser y Fonavi encontramos que el subsuelo está conformado por arenas limpias de finas a medias, que van de sueltas a medianamente densas; presentando así un perfil bastante

homogéneo (Ver Perfil 4-4 Zona "E"). A raíz de los daños observados en algunas viviendas de la Urb. Arovíser se hizo una calicata de 4.00 m. de profundidad, encontrando estratos formados por arcillas expansivas; con ayuda del Plano Geológico se pudo observar que en la zona existe un contacto de la formación de las Lutitas Talara, el cual tiende a hacerse más profundo a medida que se aleja de los cerros de lutita.

El nivel freático en el área varia entre 1.50 m. y 8.00 m. con respecto a la superficie.

La evaluación de los estudios recopilados nos proporciona para la humedad natural un promedio de 32% con un valor máximo de 32%, para el límite líquido un promedio de 39 con un máximo valor de 42, para el límite plástico un promedio de 19.5 con un valor máximo de 22 y para el índice de plasticidad obtuvimos un promedio de 19.5 con un valor máximo de 20, los cuales podemos ver en la Tabla N° 4.8.

4.8.6.- Zona "F".-

Está área en su mayor parte la cubre la formación del Tablazo (ver Anexo II, perfil N° 26). El estrato superficial está formado por un horizonte de material arcilloso-arenoso empacado en grava y algunos cantos de 10" (Villa F.A.P.- Talara) o en otras zonas se puede encontrar superficialmente de material de arena fina con gravilla de espesor variable (ESTUDIO N° 4 P-1). Continúa un horizonte de arena limosa medianamente densa con lentes de material calcáreo.

El estudio de CPS de Ingeniería (1979), indica que se ubicó en áreas cercanas a los tanques de crudo ruso el contacto con la formación Lutitas Chacra, de color verde grisáceo con alteración de arenisca. El estudio de UDEP "Villa F.A.P." encontró a partir de 2.60 m. roca de tipo arenisca muy dura y resistente al corte, en estado saturado y sometida a esfuerzos de compresión tiene una resistencia de corte capaz de resistir 137.5 Kg/cm². El nivel freático no se detectó en los sondajes realizados.

La evaluación de los estudios recopilados nos proporciona para la humedad natural un promedio de 12% con un valor máximo de 13.6%, para el límite líquido un promedio de 33.2 con un máximo valor de 35, para el límite plástico un promedio de 20.2 con un valor máximo de 22.00 y para el índice de plasticidad obtuvimos un promedio de 14.5% con un valor máximo de 18%, los cuales podemos ver en la Tabla N° 4.8.

En la Tabla N° 4.10 presentamos los valores máximos y los promedios obtenidos parcialmente de cada uno de los informes recopilados.

TABLA N° 4.1

RELACION DE LAS PROPIEDADES FISICAS DE LOS SONDAJES RECOPIADOS EN LA CIUDAD DE TALARA

ZONA "A"

ESTUD N°	CALIC	UBICACION	MUEST	PROF. (m)	W (%)	W.I.	W.p.	I.P.	P.E.	(%) Finas	Clas. SUCS
E-5	P-1	Parque "T".	M-4	4.10- 6.20	25.70	--	--	--	--	--	CH
	P-2	Parque "U".	M-2	0.50- 1.70	---	--	--	--	--	--	CH
	P-3	Parque "CH".	M-3	1.70- 3.00	---	--	--	--	--	--	CH
			M-1	0.30- 2.00	---	--	--	--	--	--	CH
			M-2	2.00- 3.50	---	--	--	--	--	--	CH
	P-4	Parque "V".	M-3	3.50- 5.00	---	--	--	--	--	--	CH
			M-1	1.00- 5.00	---	--	--	--	--	--	CH
			M-3	4.20- 6.00	65.40	50	28	22	--	87	CH
	P-5	Casa "E-4".	M-6	8.50-10.00	54.60	50	24	26	2.71	78	CH
	P-7	Casa "K-6".	M-2	1.70- 2.30	45.60	55	27	28	--	80	CH
	P-8	Casa "K-10".	M-2	1.40- 2.10	35.60	47	23	24	2.75	70	CH
	P-9	Casa "J-10".	M-1	0.90- 2.00	47.10	57	27	30	2.74	80	CH
	P-10	Casa "Y-4".	M-1	0.30- 1.30	8.70	41	21	20	--	53	CL
			M-4	3.60- 5.45	33.10	47	25	22	--	82	CL
	P-11	Casa "X-1".	M-5	5.45- 5.70	27.80	55	26	29	--	66	CH
			M-1	0.86- 2.00	---	--	--	--	--	--	CL
	P-12	Area "C", cercana a "X-4", "W-5" y "W-4".	M-1	0.86- 2.00	---	--	--	--	--	--	CL
	P-14	Area Sur.	M-4	3.45- 4.15	11.60	--	--	--	--	--	CH
	P-15	Parque "I".	M-6	8.00- 8.20	22.20	48	24	24	--	96	CH
	P-16	Parque "I".	M-2	1.10- 3.00	14.60	--	--	--	--	--	CH
	P-17	Area "B".	M-1	0.80- 1.70	5.50	37	21	16	--	53	CL
			M-4	6.35- 7.50	21.30	42	17	25	--	83	CL
M-5			7.50- 9.00	24.20	49	22	27	--	91	CL	
M-6			9.00-10.00	33.10	54	24	20	--	91	CH	
P-18	Area "B".	M-1	0.00- 0.50	6.80	50	25	25	--	81	CL	
		M-2	0.50- 2.50	33.90	73	31	42	--	90	CH	
		M-6	6.40- 7.20	17.90	40	20	20	--	65	CL	
P-20	Parque "U".	M-3	4.40- 5.50	15.60	--	--	--	--	--	CH	
P-22	Club Punta Arenas.	M-2	1.60- 3.00	25.80	37	22	15	--	63	CL	
		M-3	3.00- 5.00	34.30	44	25	17	2.72	78	CL	
E-7	P-3	Parque "T". Edif. T-3.	M-2	1.25- 1.35	---	43	18	25	--	88	CL
			M-2	0.60- 2.00	---	77	27	50	--	99	CH
			M-3	2.00- 3.50	---	77	27	50	--	99	CH
			M-4	3.50- 5.00	---	77	27	50	--	99	CH
	P-6	Parque "T". Edif. T-2.	M-1	0.00- 0.30	---	--	--	--	--	--	CL
			M-3	0.60- 1.00	---	36	17	19	--	86	CL
	P-7	Parque "T".	M-6	2.45- 2.50	---	50	17	33	--	46	CH
			M-9	3.00- 5.00	---	--	--	--	--	--	CH
			M-3	0.40- 0.45	---	--	--	--	--	--	CL
E-11	D-2A	Parque "D".	M-5	1.86- 2.50	---	34	20	14	--	55	CL
	D-6A	Parque "D".	M-4	1.75- 2.50	---	--	--	--	--	CL	
	J-9A	Parque "J".	M-4	0.65- 1.40	---	--	--	--	--	CL	
	J-10B	Parque "J".	M-5	1.40- 2.10	---	42	23	19	--	84.98	CL
			M-6	2.10- 2.50	---	45	22	23	2.73	66.48	CL
			M-5	2.00- 2.50	---	--	--	--	--	--	CL
	J-10A	Parque "J".	M-3	1.20- 2.50	---	--	--	--	--	CL	
	K-7A	Parque "K".	M-4	1.05- 1.60	---	30	21	9	--	61.58	CL
	K-10A	Parque "K".	M-4	1.05- 1.60	---	30	21	9	--	61.58	CL

ZONA "B"

ESTUD N°	CALIC	UBICACION	MUEST.	PROF. (m)	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	P.E.	(%) Finos	Clasif SUCS
E-25	P-1	Cercano a la quebrada Yale.	M-3	4.50- 6.00	10.00	41	30	11	--	--	CL
	P-2	Cercano a los cerros.	M-5	1.40- 6.00	19.70	42	33	9	--	--	CL
	P-3		M-5	3.30- 6.00	13.20	44	33	11	--	--	CL
	P-4	Cercano a los cerros.	M-5	2.40- 6.00	22.60	41	32	9	--	--	CL
	P-5	Entre la vía a Negritos y los cerros.	M-5	3.95- 6.00	22.50	44	34	10	--	--	CL
	P-6	Cercano a la vía a Talará.	M-5	5.20- 6.00	---	42	33	9	--	--	CL
	C-3	Al costado de los cerros.	M-2	1.00- 1.50	22.82	49	31	18	--	--	CL
E-24	PS-2	Distantes 80 mts. de los cerros adyacentes.	M-1	0.50- 3.00	---	--	--	--	--	--	CL
	C-1	En el área de la urbanización.	M-1	0.40- 0.45	---	--	--	--	--	--	CH
			M-3	0.85- 1.00	20.40	35	18	17	--	73	CL
	C-3	Cercano a la perforación PS-2.	M-3	1.00- 1.55	12.50	48	25	23	--	--	CL
			M-4	1.55- 2.00	18.00	46	22	24	--	--	CL
	C-4	En el área de la urbanización.	M-2	0.10- 1.45	3.10	56	28	28	--	--	CL
			M-3	1.45- 1.95	17.10	28	17	11	--	73	CL
	C-5	En el área de la urbanización.	M-1	0.00- 0.18	12.30	37	24	13	--	--	CL
			M-5	1.32- 1.50	20.80	58	25	33	--	55	CL
			M-6	1.50- 1.80	24.30	45	21	24	--	83	CL
M-7	1.80- 2.00	22.60	49	26	23	--	--	CL			
E-22	A-6	Dentro de la Urbanización.	M-2	0.50- 0.70	---	50	26	24	2.67	96.50	CH
			M-3	1.20	---	75	33	42	--	99.70	CH
	B-6	M-2	0.20- 2.30	---	--	--	--	--	--	CH	
	C-7	M-2	0.25- 2.00	---	69	27	42	2.69	96.50	CH	
	C-9		M-1	0.00- 1.30	---	24	15	9	--	53.70	CL
			M-2	1.30- 3.00	---	--	--	--	--	--	CH
A-11	M-1	0.00- 1.30	---	28	16	12	--	64.40	CL		
E-21	C-4	Manzana "C".	M-2	1.15- 1.70	---	--	--	--	--	--	CH
	C-15	Manzana "A".	M-1	0.00- 0.40	---	--	--	--	--	--	CH

ZONA "C"

ESTUD	CALIC	UBICACION	MUEST.	PROF. (m)	w (%)	w.l.	w.p.	I.P.	P.E.	(%) Finos	Clasif SUCS
E-2	C-1	Entre los tanques N° 601 y 602.	M-1	0.00- 1.00	13.00	35	23	12	--	97	CL
			M-2	1.00- 1.70	34.80	49	25	24	--	79	CL
	PS-1	Tanque N° 603.	M-1	0.50	24.90	32	20	12	--	66	CL
	PS-2	Tanque N° 604.	M-1	0.50	37.20	38	22	16	--	72	CL
E-9	C-2	Estación Terrena.	M-4	2.00- 2.60	---	--	--	--	--	--	CH
			M-5	2.70- 2.90	---	56	26	30	--	--	CH
	C-3	Estación Terrena.	M-2	1.00- 1.35	---	51	28	23	--	--	CH
			M-4	1.65- 1.80	---	--	--	--	--	--	CH
	C-4	Cercana al muro de contención	M-6	2.20- 2.50	---	--	--	--	--	--	CH
			M-1	0.20- 1.00	---	--	--	--	--	--	CH
	C-7	Entre oficina y depósito.	M-2	1.60- 1.70	9.40	79	23	56	--	--	CH
			M-4	2.40- 3.20	---	--	--	--	--	--	CH
M-6	3.50- 3.70	---	--	--	--	--	--	--	CH		
E-10	C-1	Zona Sur del futuro caldero.	M-1	0.20- 0.40	---	44	22	22	--	--	CL
			M-5	3.10- 3.60	---	--	--	--	--	--	CH
			M-5	3.10- 3.60	---	--	--	--	--	--	CH
	C-2	Zona Norte del futuro caldero.	M-1	0.10- 0.50	---	--	--	--	--	--	CL
M-6			1.60- 1.80	---	67	23	44	--	--	CH	
E-15	PS-1	Dentro de la refinería	M-8	12.00-16.00	---	66	20	46	--	69	CH
			M-9	16.00-20.00	---	73	26	47	--	98	CH
	PS-2	Dentro de la refinería	M-9	16.00-20.00	---	53	25	28	--	94	CH
	PS-3	Dentro de la refinería	M-8	12.00-16.00	---	61	27	34	--	99	CH
			M-9	16.00-20.00	---	48	21	27	--	61	CL
E-1	PS-1	Area de proceso.	M-1	0.00- 2.50	---	46	24	22	--	87	CL
			M-2	2.50- 5.70	---	45	25	20	--	85	CL
	PS-2	Zona de recipientes.	M-1	0.00- 2.80	---	47	25	22	--	63	CL
			M-1	0.00- 1.60	---	46	16	30	--	65	CL

ZONA "D"

ESTUD N°	CALIC	UBICACION	MUEST.	PROF. (m)	w (%)	w.l.	w.p.	I.P.	P.E.	(%) Finos	Clasif SUCS
E-18	C-4	Zona baja..	M-2	1.25- 1.40	4.20	84	32	52	--	--	CH
E-20	C-1	Cerca al Oceano Pacifico.	M-2	0.80- 1.10	7.60	62	30	32	--	--	CH
			M-6	2.35- 2.85	26.60	67	27	40	--	--	CH
	SPT-1	Dentro del Terreno.	M-3	0.95- 1.12	---	--	--	--	--	--	CH
			M-7	2.72- 2.77	---	--	--	--	--	--	CH
SPT-2	Al extremo sur.	M-5	2.64- 3.08	---	--	--	--	--	--	CH	
E-8	T-13	Cerca a Qbda. PARIÑAS.	M-2	0.20- 3.00	---	40	20	20	2.74	85	CL
	T-19	Cerca a Qbda. Honda.	M-2	0.30- 0.40	---	--	--	--	--	--	CL
	TM-5	Cerca a Qbda. PARIÑAS.	M-2	0.20- 1.50	---	37	18	19	2.66	87.90	CL

ZONA "E"

ESTUD	CALIC	UBICACION	MUEST.	PROF. (m)	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	P.E.	(%) Finos	Clasif SUCS
E-16	P-1	Frente a la Iglesia.	M-3	4.70- 5.20	32.00	42	22	20	--	--	CL
E-13	C-3	A 14m. del Municipio.	M-4	3.55- 3.65	---	36	17	19	--	--	CL

ZONA "F"

ESTUD N°	CALIC	UBICACION	MUEST.	PROF. (m)	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	L.C.	P.E.	(%) Finos	Clasif SUCS
E-29	PC-2	Cerca a la vía.	M-1	0.00- 0.80	11.00	29	16	13	--	--	52	CL
	PC-3	Cerca a la vía.	M-2	1.20- 1.90	12.00	32	18	14	--	--	72	CL
	PC-5		M-2	1.80- 3.00	11.00	33	15	18	--	--	51	CL
E-28	X-4	Villa FAP.	M-6	1.55- 1.85	13.60	35	20	15	18.3	--	--	CL
	X-7	Cerca al Casino de Of.	M-1	0.00- 1.60	11.80	35	22	13	17.0	--	53.80	CL

TABLA N° 4.2

RELACION DE PROPIEDADES FISICAS DE LAS MUESTRAS LUTACEAS ANALIZADAS EN EL LABORATORIO

GEOTECNICO DEL CISMID-FIC-UNI

LUGAR	MUEST.	w (%)	W.l	W.p.	I.P.	L.C.	I.C.	Gs	(%) Finos	Clasif SUCS
Sud.	MI-1		62.5	24.6	37.9	19.0	43.5	2.84	62.2	MH
			67.0	28.6	38.0	19.0	48.0	2.75	62.2	MH
Venc.	MI-2		63.0	22.9	40.1	17.0	46.0	2.76	69.1	MH
			67.0	25.3	41.7	17.0	50.0	2.76	69.1	MH
			64.0	24.6	39.5	17.0	47.0	2.76	69.1	MH
P.A.	MI-3		50.4	20.0	30.4	17.0	33.4	2.71	65.2	CH
		5.62	60.0	28.2	31.8	17.0	43.0	2.73	65.2	CH
			88.8	32.7	56.1	17.0	71.8	2.75	65.2	CH
Chira	MI-4		34.5	20.0	14.5	18.0	16.5	2.75	36.6	CL
			36.5	19.6	16.9	18.0	18.5	2.72	36.6	CL
			36.0	20.2	15.8	18.0	18.0	2.70	36.6	CL
P.A.	MI-5		50.0	19.5	30.5	17.0	33.0	2.72	65.2	CH
			50.2	20.4	29.8	17.0	17.2	2.69	65.2	CH
Venc.	MI-6		38.8	18.8	20.0	17.0	21.8	2.72	68.8	MH
			35.0	22.5	12.5	17.0	18.0	2.72	68.8	MH
P.A.	MI-7	3.82	65.2	31.3	33.9	20.6	44.6	2.68	65.2	CH
		3.82	63.9	29.7	34.5	20.6	43.3	2.68	65.2	CH
Venc.	MI-8	5.65	66.8	35.5	31.3	22.4	44.4	2.69	68.8	MH
		5.65	69.1	34.8	34.3	21.4	47.7	2.69	68.8	MH
Sud.	MI-9	6.35	61.7	33.4	28.3	19.9	41.8	2.70	62.2	MH
		6.35	62.2	33.1	29.1	21.9	40.3	2.70	62.2	MH
Aprov	MI-10		87.5	33.4	54.1	15.1	72.4	2.70	87.5	CH
			88.2	33.1	55.1	19.8	68.4	2.70	87.5	CH
Chira	MI-11	4.35	36.6	23.1	13.5	19.4	17.2	2.67	36.6	CL
	MI-12	4.35	38.4	15.9	22.5	19.4	19.0	2.66	36.6	CL
P.A.	MI-13		54.5	23.9	30.6	21.5	33.0	2.72	65.2	CH

TABLA N° 4.3

EVALUACION CUALITATIVA DEL POTENCIAL DE HINCHAMIENTO DE

LAS MUESTRAS ARCILLOSAS Y/O LUTACEAS

SONDAJES RECOPIRADOS

ZONA "A"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	(%) <2μ	Activ (%)	R w.	P.H.1 f(W.l.)	P.H.2 f(I.P.)	P.H.4 f(Act)	P.H.5 f(Rw)	
E-5	P-5	M-3	65.40	50	28	22	---	---	170.0	Medio a alto.	Medio a alto	----	Despreciable.	
	P-7	M-6	54.60	50	24	26	---	---	177.6	Medio a alto.	Medio a alto	----	Despreciable.	
	P-8	M-2	45.60	55	27	28	---	---	66.4	Alto.	Medio a alto	----	Despreciable.	
	P-9	M-2	35.60	47	23	24	---	---	52.5	Medio.	Medio a alto	----	Despreciable.	
	P-10	M-1	47.10	57	27	30	---	---	67.0	Alto.	Medio a alto	----	Despreciable.	
	P-11	M-1	8.70	41	21	20	---	---	-61.5	Medio.	Medio a alto	----	Agudo.	
		M-4	33.10	47	25	22	---	---	36.8	Medio.	Medio a alto	----	Despreciable	
		M-5	27.80	55	26	29	---	---	6.21	Alto.	Medio a alto	----	Agudo.	
	P-15	M-6	22.20	48	24	24	---	---	-7.5	Medio.	Medio a alto	----	Agudo.	
	P-17	M-1	5.50	37	21	16	---	---	-96.88	Medio.	Medio	----	Agudo.	
		M-4	21.30	42	17	25	---	---	17.2	Medio.	Medio a alto	----	Despreciable.	
		M-5	24.20	49	22	27	---	---	8.15	Medio.	Medio a alto	----	Agudo.	
		M-6	33.10	54	24	20	---	---	45.5	Alto.	Medio a alto	----	Despreciable.	
		P-18	M-1	6.80	50	25	25	---	---	-72.8	Medio a alto.	Medio a alto	----	Agudo.
			M-2	33.90	73	31	42	---	---	69.1	Muy alto.	Alto a muy alto.	----	Despreciable.
	M-6		17.90	40	20	20	---	---	-10.5	Medio.	Medio a alto.	----	Agudo.	
	P-22	M-2	25.80	37	22	15	---	---	25.3	Medio.	Bajo a medio.	----	Despreciable.	
M-3		34.30	44	27	17	---	---	42.9	Medio.	Bajo a medio.	----	Despreciable.		
E-7	P-3	M-2	---	43	18	25	---	---	---	Medio.	Medio a alto.	----	---	
	P-4	M-2	---	77	27	50	---	---	---	Muy alto.	Alto a muy alto.	----	---	
		M-3	---	77	27	50	---	---	---	Muy alto.	Alto a muy alto.	----	---	
		M-4	---	77	27	50	---	---	---	Muy alto.	Alto a muy alto.	----	---	
	P-7	M-3	---	36	17	19	---	---	---	Medio.	Bajo a medio.	----	---	
M-6		---	50	17	33	---	---	---	Medio a alto.	Medio a alto.	----	---		
E-11	D-6A	M-5	---	34	20	14	3.80	-2.26	---	Bajo.	Bajo a medio.	Bajo.	---	
	J-10B	M-5	---	42	23	19	4.41	-3.40	---	Medio.	Medio.	Bajo.	---	
		M-6	---	45	22	23	6.62	-2.66	---	Medio.	Medio a alto.	Bajo.	---	
	K-10A	M-4	---	30	21	9	1.27	-1.03	---	Bajo.	Bajo.	Bajo.	---	

ZONA "B"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	(%) < 2μ	Activ (%)	R w.	P.H.1 f(W.l.)	P.H.2 f(I.P.)	P.H.4 f(Act)	P.H.5 f(Rw)
E-22	A-6	M-2	---	50	26	24	19.96	2.41	---	Medio a alto.	Medio a alto.	Alto.	----
		M-3	---	75	33	42	---	---	---	Muy alto.	Medio a alto.	---	----
	C-7	M-2	---	69	27	42	23.58	3.09	---	Alto.	Medio a alto.	Alto.	----
	C-9	M-1	---	24	15	9	---	---	---	Bajo.	Bajo.	---	----
	A-11	M-1	---	26	16	12	---	---	---	Bajo.	Bajo a medio.	---	----
E-24	C-1	M-3	20.40	35	18	17	---	---	14.1	Bajo a medio.	Medio.	---	Despreciable.
	C-3	M-3	12.50	48	25	23	---	---	-54.4	Medio.	Medio a alto.	---	Agudo.
		M-4	18.00	46	22	24	---	---	-16.7	Medio.	Medio a alto.	---	Agudo.
	C-4	M-2	3.10	56	28	28	---	---	-66.9	Alto.	Medio a alto.	---	Agudo.
		M-3	17.10	28	17	11	---	---	0.9	Bajo.	Bajo a medio.	---	Agudo.
	C-5	M-1	12.30	37	24	13	---	---	-90.0	Medio.	Bajo a medio.	---	Agudo.
		M-5	20.80	58	25	33	---	---	-12.7	Alto.	Medio a alto.	---	Agudo.
M-6		24.30	45	21	24	---	---	13.8	Medio.	Medio a alto.	---	Despreciable.	
	M-7	22.60	49	26	23	---	---	-14.8	Medio.	Medio a alto.	---	Agudo.	
E-25	P-1	M-3	10.00	41	30	11	---	---	-181.8	Medio.	Bajo a medio.	---	Agudo.
	P-2	M-5	19.70	42	33	9	---	---	-147.8	Medio.	Bajo.	---	Agudo.
	P-3	M-5	13.20	44	33	11	---	---	-180.0	Medio.	Bajo a medio.	---	Agudo.
	P-4	M-5	22.60	41	32	9	---	---	-104.0	Medio.	Bajo.	---	Agudo.
	P-5	M-5	22.50	44	34	10	---	---	-115.0	Medio.	Bajo a medio.	---	Agudo.
	P-6	M-5	---	42	33	9	---	---	---	Medio.	Bajo.	---	----
	C-3	M-2	22.82	49	31	18	---	---	-45.6	Medio	Medio.	---	Agudo.

ZONA "C"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	R w.	P.H.1 f(W.l.)	P.H.2 f(I.P.)	P.H.5 f(Rw)
E-1	PS-1	M-1	---	46	24	22	---	Medio.	Medio a alto.	---
		M-2	---	45	25	20	---	Medio.	Medio a alto.	---
	PS-2	M-1	---	47	25	22	---	Medio.	Medio a alto.	---
	PS-3	M-1	---	46	16	30	---	Medio.	Medio a alto.	---
E-2	C-1	M-1	13.00	35	23	12	-83.3	Bajo a medio.	Bajo.	Agudo.
		M-2	34.80	49	25	24	40.8	Medio.	Medio a alto.	Despreciable.
	PS-1	M-1	24.90	32	20	12	40.8	Bajo.	Bajo.	Despreciable.
	PS-2	M-1	37.20	38	22	16	95.0	Medio.	Bajo a medio.	Despreciable.
E-9	C-2	M-5	---	56	26	30	- 83.3	Alto.	Medio a alto.	Agudo.
	C-3	M-2	---	51	28	23	-117.4	Alto.	Medio a alto.	Agudo.
	C-4	M-2	9.40	79	23	56	- 24.3	Muy alto.	Muy alto.	Agudo.
E-10	C-1	M-1	---	44	22	22	-95.5	Medio.	Medio a alto.	Agudo.
	C-2	M-6	---	67	23	44	-50.0	Alto.	Alto a muy alto.	Agudo.
E-15	PS-1	M-8	---	66	20	46	---	Alto.	Alto a muy alto.	---
		M-9	---	73	26	47	---	Muy alto.	Alto a muy alto.	---
	PS-2	M-9	---	53	25	28	---	Alto.	Medio a alto.	---
	PS-3	M-8	---	61	27	34	---	Alto.	Medio a alto.	---
		M-9	---	48	21	27	---	Medio.	Medio a alto.	---

ZONA "D"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	(%) < 2μ	Activ (%)	R w.	P.H.1 f(W.l.)	P.H.2 f(I.P.)	P.H.4 f(Act)	P.H.5 f(Rw)
E-8	T-13	M-2	---	40	20	20	6.56	-5.81	---	Medio.	Medio a alto.	Bajo.	---
	TM-5	M-2	---	37	18	19	14.14	4.59	---	Medio.	Medio a alto.	Medio.	---
E-18	C-4	M-2	4.20	84	32	52	---	---	-53.5	Muy alto.	Alto a muy alto.	---	Agudo.
E-20	C-1	M-2	7.60	62	30	32	---	---	-70.0	Medio a alto.	Alto.	---	Agudo.
		M-6	26.60	67	27	40	---	---	- 1.0	Alto a muy alto.	Alto.	---	Agudo.

ZONA "E"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	w (%)	W.l.	W.p.	I.P.	Rw	P.H.1 f(W.l.)	P.H.2 f(I.P.)	P.H.4 f(Act)	P.H.5 f(Rw)
E-13	C-3	M-4	---	36	17	19	-84.2	Medio.	Medio.	---	Agudo.
E-16	P-1	M-3	32.00	42	22	20	50.0	Medio.	Medio a alto.	Bajo.	Despreciable.

TABLA N° 4.4

EVALUACION CUALITATIVA DEL POTENCIAL DE HINCHAMIENTO
DE LAS MUESTRAS LUTACEAS ANALIZADAS EN EL LABORATORIO GEOTECNICO DEL CIMID-FIC-UNI

LUGAR	MUEST.	w (%)	W.l	W.p.	I.P.	L.C.	I.C.	%<2 _u (c)	A Lambe	A Seed	R _w	P.H.1 f(W.l.)	P.H.2 f(I.P.)	P.H.3 f(I.C.)	P.H.4 f(A)	P.H.5 f(R _w)
Sud.	MI-1	---	62.5	24.6	37.9	19.0	43.5	39	0.97	1.31	---	Alto.	Muy alto.	Alto.	Alto.	---
		---	67.0	28.6	38.0	19.0	48.0	37	0.97	1.31	---	Alto.	Muy alto.	Alto.	Alto.	---
Venc.	MI-2	---	63.0	22.9	40.1	17.0	46.0	37	1.08	1.49	---	Alto.	Muy alto.	Alto.	Alto.	---
		---	67.0	25.3	41.7	17.0	50.0	37	1.13	1.54	---	Alto.	Muy alto.	Alto.	Muy alto.	---
		---	64.0	24.6	39.5	17.0	47.0	37	1.07	1.46	---	Alto.	Muy alto.	Alto.	Alto.	---
P.A.	MI-3	---	50.4	20.0	30.4	17.0	33.4	33	0.92	1.32	---	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	---
		5.62	60.0	28.2	31.8	17.0	43.0	33	0.96	1.38	-71.0	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	Agudo.
		---	88.8	32.7	56.1	17.0	71.8	33	1.70	2.44	---	Muy alto.	Muy alto.	Muy alto.	Muy alto.	---
Chira	MI-4	---	34.5	20.0	14.5	18.0	16.5	16	0.91	2.42	---	Bajo a medio.	Bajo.	Bajo.	Medio.	---
		---	36.5	19.6	16.9	18.0	18.5	16	1.06	2.82	---	Medio.	Bajo a medio.	Bajo.	Alto.	---
		---	36.0	20.2	15.8	18.0	18.0	16	0.99	2.63	---	Medio.	Bajo a medio.	Bajo.	Alto.	---
P.A.	MI-5	---	50.0	19.5	30.5	17.0	33.0	33	0.92	1.33	---	Medio a alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	---
		---	50.2	20.4	29.8	17.0	17.2	33	0.90	1.30	---	Alto.	Medio a alto.	Bajo.	Alto.	---
Venc.	MI-6	---	38.8	18.8	20.0	17.0	21.8	37	0.54	0.74	---	Medio.	Medio a alto.	Medio.	Medio.	---
		---	35.0	22.5	12.5	17.0	18.0	37	0.34	0.46	---	Bajo a medio.	Bajo a medio.	Bajo.	Bajo.	---
P.A.	MI-7	3.82	65.2	31.3	33.9	20.6	44.6	23	1.47	2.61	-81.1	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	Agudo.
		3.82	63.9	29.7	34.5	20.6	43.3	23	1.50	2.65	-75.0	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	Agudo.
Venc.	MI-8	5.65	66.8	35.5	31.3	22.4	44.4	43	0.72	0.95	-95.4	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	Agudo.
		5.65	69.1	34.8	34.3	21.4	47.7	43	0.79	1.04	-85.0	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	Agudo.
Sud.	MI-9	6.35	61.7	33.4	28.3	19.9	41.8	36	0.79	1.09	-95.6	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	Agudo.
		6.35	62.2	33.1	29.1	21.9	40.3	36	0.81	1.12	-91.9	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	Agudo.
Aprov	MI-10	---	87.5	33.4	54.1	15.1	72.4	37	1.45	2.00	---	Muy alto.	Muy alto.	Muy alto.	Muy alto.	---
		---	88.2	33.1	55.1	19.8	68.4	37	1.48	2.04	---	Muy alto.	Muy alto.	Muy alto.	Muy alto.	---
Chira	MI-11	---	36.6	23.1	13.5	19.4	17.2	29	0.46	0.71	---	Medio.	Bajo a medio.	Bajo.	Bajo.	---
	MI-12	---	38.4	15.9	22.5	19.4	19.0	29	0.77	1.18	---	Medio.	Medio a alto.	Bajo.	Alto.	---
P.A.	MI-13	---	54.5	23.9	30.6	21.5	33.0	33	0.93	1.33	---	Alto.	Medio a alto.	Alto.	Alto.	---

A = IP/c (Según Lambe)

A = IP/(c-10) (Según Seed)

R_w = ((w - Wl)/IP)*100

Donde:

A = Actividad.

IP = Índice plástico.

c = Porcentaje < 2 μ.

R_w = Índice agua-plasticidad.

w = Contenido de humedad.

Wl = Límite líquido.

TABLA N° 4.5

EVALUACION DE LAS CARACTERISTICAS DE CONSOLIDACION Y
RESISTENCIA DE LAS MUESTRAS ARCILLOSAS Y/O LUTACEAS
SONDAJES RECOPIRADOS

ZONA "A"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	W.1.	N gl/p	Cc	Cc*	Cs	C.R.	R.C.C. kg/cm2	
E-5	P-5	M-3	50	14	--	0.41	--	Rígida.	1.00-2.00	
	P-7	M-6	50	4	0.66	0.41	0.11	Blanda.	0.25-0.50	
	P-8	M-2	55	--	--	0.45	--	-----	-----	
	P-9	M-2	47	--	0.49	0.38	0.05	-----	-----	
	P-10	M-1	57	7	0.52	0.46	0.10	Media.	0.50-1.00	
	P-11	M-1	M-1	41	--	--	0.33	--	-----	-----
			M-4	47	--	--	0.38	--	-----	-----
			M-5	55	--	--	0.45	--	-----	-----
	P-15	M-6	48	10	--	0.39	--	Rígida.	1.00-2.00	
	P-17	M-1	M-1	37	--	--	0.30	--	-----	-----
			M-4	42	--	--	0.34	--	-----	-----
			M-5	49	--	--	0.40	--	-----	-----
			M-6	54	--	--	0.44	--	-----	-----
	P-18	M-1	M-1	50	--	--	0.41	--	-----	-----
			M-2	73	--	--	0.59	--	-----	-----
			M-6	40	9	9	0.32	9	Rígida.	1.00-2.00
P-22	M-2	M-2	37	2	2	0.30	2	Muy blanda.	0.00-0.25	
		M-3	44	6	0.13	0.36		Media.	0.50-1.00	
E-7	P-3	M-2	43	--	--	0.35	--	-----	-----	
	P-4	M-2	77	36	--	0.62	--	Dura.	> 4	
		M-3	77	34	--	0.62	--	Dura.	> 4	
		M-4	77	40	--	0.62	--	Dura.	> 4	
	P-6	M-3	36	--	--	0.29	--	-----	-----	
	P-7	M-6	50	--	--	0.41	--	-----	-----	
E-11	D-6A	M-5	34	6	--	0.28	--	Media..	0.50-1.00	
	J-10B	M-5	42	11	--	0.34	--	Rígida.	1.00-2.00	
		M-6	45	4	--	0.37	--	Blanda.	0.25-0.50	
	K-10A	M-4	30	12	--	0.24	--	Rígida.	1.00-2.00	

ZONA "B"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	W.1.	Cc*
E-22	A-6	M-2	50	0.41
		M-3	75	0.61
	C-7	M-2	69	0.56
	C-9	M-1	24	0.19
	A-11	M-1	28	0.23
E-24	C-1	M-3	35	0.26
		M-3	46	0.39
	C-3	M-4	46	0.37
		M-2	56	0.45
	C-4	M-3	28	0.23
		M-1	37	0.30
	C-5	M-5	56	0.47
		M-6	45	0.37
M-7		49	0.40	
E-25	P-1	M-3	41	0.33
	P-2	M-5	42	0.34
	P-3	M-5	44	0.36
	P-4	M-5	41	0.33
	P-5	M-5	44	0.36
	P-6	M-5	42	0.34
	C-3	M-2	49	0.40

ZONA "C"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	W.L.	N gl/p	Cc*	C.R.	R.C.C. Kg/cm2
E-1	PS-1	M-1	46	—	0.37	—	—
		M-2	45	36	0.37	Dura.	> 4
	PS-2	M-1	47	9	0.38	Rígida.	1.00-2.00
	PS-3	M-1	46	9	0.37	Rígida.	1.00-2.00
E-2	C-1	M-1	35	—	0.28	—	—
		M-2	49	—	0.40	—	—
	PS-1	M-1	32	3	0.26	Blanda.	0.25-0.50
	PS-2	M-1	38	3	0.31	Blanda.	0.25-0.50
E-9	C-2	M-5	56	—	0.45	—	—
	C-3	M-2	51	—	0.41	—	—
	C-4	M-2	79	—	0.64	—	—
E-10	C-1	M-1	44	—	0.36	—	—
	C-2	M-6	67	—	0.54	—	—
E-15	PS-1	M-8	66	54	0.54	Dura.	> 4
		M-9	73	—	0.59	—	—
	PS-2	M-9	53	—	0.43	—	—
	PS-3	M-8	61	29	0.49	Dura.	> 4
		M-9	48	—	0.39	—	—

ZONA "D"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	W.1.	Cc*
E-8	T-13	M-2	40	0.32
	TM-5	M-2	37	0.30
E-18	C-4	M-2	64	0.68
E-20	C-1	M-2	62	0.50
		M-6	67	0.54

ZONA "E"

ESTUD N°	CALIC	MUEST	W.1.	N gl/p	Cc*	C.R.	R.C.C. Kg/cm2
E-13	C-3	M-4	36	8	---		
E-16	P-1	M-3	42	8	0.34	Media.	0.50-1.00

TABLA N° 4.6

EVALUACION DE LAS CARACTERISTICAS DE
 CONSOLIDACION Y RESISTENCIA
 LABORATORIO GEOTECNICO CISMID-FIC-UNI

LUGAR	MUEST.	W.L.	Cc*
Sud.	MI-1	62.5	0.506
		67.0	0.503
Venc.	MI-2	63.0	0.510
		67.0	0.543
		64.0	0.518
P.A.	MI-3	50.4	0.408
		60.0	0.486
		88.8	0.719
Chira	MI-4	34.5	0.280
		36.5	0.296
		36.0	0.292
P.A.	MI-5	50.0	0.405
		50.2	0.407
Venc.	MI-6	38.8	0.314
		35.0	0.284
P.A.	MI-7	65.2	0.528
		63.9	0.518
Venc.	MI-8	66.8	0.541
		69.1	0.560
Sud.	MI-9	61.7	0.500
		62.2	0.504
Aprov	MI-10	87.5	0.709
Chira	MI-11	88.2	0.714
		36.6	0.297
P.A.	MI-12	38.4	0.311
		MI-13	54.5

TABLA N° 4.7

CONSISTENCIA RELATIVA EN FUNCION AL
NUMERO DE GOLPES DEL SPT

N gol/pie	qu Kg/cm ²	C.R.
0 - 2	0.00 - 0.25	Muy blanda.
2 - 4	0.25 - 0.50	Blanda.
4 - 8	0.50 - 1.00	Media.
8 - 15	1.00 - 2.00	Rígida.
15 - 30	2.00 - 4.00	Muy rígida.
> 30	> 4.00	Dura.

TABLA N° 4.8

VALORES PROMEDIOS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE LAS
PROPIEDADES FISICAS DE LAS ARCILLAS DE TALARA
ESTUDIOS RECOPIRADOS

PARAMETROS ESTADISTICOS	w_n	w_l	w_p	IP
ZONA "A"				
\bar{x}	27.75	49.54	23.32	25.86
σ	15.23	12.62	3.63	10.45
x_{\min}	5.50	30.00	17.00	9.00
x_{\max}	65.40	77.00	31.00	50.00
ZONA "B"				
\bar{x}	17.46	45.29	26.14	19.14
σ	7.29	12.08	5.99	10.25
x_{\min}	28.00	24.00	15.00	9.00
x_{\max}	24.30	75.00	34.00	42.00
ZONA "C"				
\bar{x}	23.86	52.00	23.39	28.61
σ	11.19	12.49	2.85	12.09
x_{\min}	9.40	3.20	16.00	12.00
x_{\max}	37.20	79.00	28.00	56.00
ZONA "D"				
\bar{x}	12.80	58.00	25.40	32.60
σ	9.86	17.54	5.50	12.45
x_{\min}	4.20	37.00	18.00	19.00
x_{\max}	26.60	84.00	32.00	52.00

TABLA N° 4.9

VALORES MEDIOS Y DESVIACIONES ESTANDAR DE LAS PROPIEDADES FISICAS DE LAS LUTITAS.

PROPIEDAD	\bar{x}	σ	$x_{\text{mín}}$	$x_{\text{máx}}$
HUMEDAD NATURAL	5.11	0.97	3.82	6.35
LIMITE LIQUIDO	57.61	16.08	34.50	88.80
LIMITE PLASTICO	25.95	5.84	15.90	35.50
INDICE PLASTICO	31.64	11.91	12.50	56.10
LIMITE DE CONTRACCION	18.62	1.89	15.10	22.40
INDICE DE CONTRACCION	38.38	16.55	16.50	72.40
PESO ESPECIFICO DE SOLIDOS	2.71	0.04	2.66	2.84

TABLA N° 4.10

VALORES MAXIMOS Y PROMEDIOS DE LAS CARACTERISTICAS FISICAS

COMPOSICION DE VALORES	ZONA "A"			ZONA "B"			ZONA "C"					ZONA "D"			ZONA "E"		ZONA "F"	
	E-5	E-7	E-11	E-25	E-24	E-22	E-2	E-9	E-10	E-15	E-1	E-18	E-20	E-8	E-16	E-13	E-29	E-28
w máx.	65.40	---	---	22.82	24.30	---	37.20	9.40	---	---	---	4.20	26.60	---	32.00	---	12.00	13.60
w prom.	27.75	---	---	18.47	16.79	---	27.50	9.40	---	18.47	16.79	4.20	34.20	---	32.00	---	11.33	12.70
Wl máx.	73.00	77.00	45.00	49.00	58.00	75.00	49.00	79.00	67.00	73.00	47.00	84.00	67.00	40.00	42.00	36.00	33.00	35.00
Wl prom.	48.67	60.00	37.75	43.29	44.67	49.20	38.50	62.00	55.55	60.20	46.00	84.00	64.50	38.50	42.00	36.00	31.33	35.00
Wp máx.	31.00	27.00	23.00	34.00	28.00	33.00	25.00	28.00	23.00	27.00	25.00	32.00	30.00	20.00	22.00	17.00	18.00	22.00
Wp prom.	24.00	22.17	21.50	32.29	22.89	23.40	22.50	25.70	22.50	23.80	22.50	32.00	28.50	19.00	22.00	17.00	16.33	24.00
IP máx.	42.00	50.00	23.00	18.00	33.00	42.00	24.00	56.00	44.00	47.00	30.00	52.00	40.00	20.00	20.00	19.00	18.00	15.00
IP prom.	24.00	37.83	16.25	11.00	21.78	25.80	16.00	36.30	33.00	36.40	23.50	52.00	36.00	19.50	20.00	19.00	15.00	14.00
Pe máx.	2.75	---	2.73	---	---	2.69	---	---	---	---	---	---	---	2.74	---	---	---	---
Pe prom.	2.73	---	2.73	---	---	2.68	---	---	---	---	---	---	---	2.70	---	---	---	---
C* máx.	0.59	0.62	0.37	0.40	0.47	0.61	0.40	0.64	0.54	0.59	0.38	0.68	0.54	0.32	0.34	0.29		
C* prom.	0.40	0.49	0.31	0.35	0.36	0.40	0.31	0.50	0.45	0.49	0.37	0.68	0.52	0.31	0.34	0.29		
% finos máx.	96.00	99.00	84.98	---	83.00	99.70	97.00	---	---	99.00	87.00	---	---	87.90	---	---	72.00	53.80
% finos prom.	77.06	86.17	67.01	---	71.00	82.20	78.50	---	---	84.20	75.00	---	---	86.45	---	---	58.33	53.80
Activ. máx.	---	---	-3.40	---	---	---												
Activ. prom.	---	---	-2.34	---	---	---												
Clasificación																		
CH (%)	65.52	62.50	100.00	---	9.01	71.43	---	100.00	60.00	80.00	---	100.00	100.00	---	---	---	---	---
CL (%)	34.48	37.50	---	100.00	90.91	28.57	100.00	---	40.00	20.00	100.00	---	---	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00

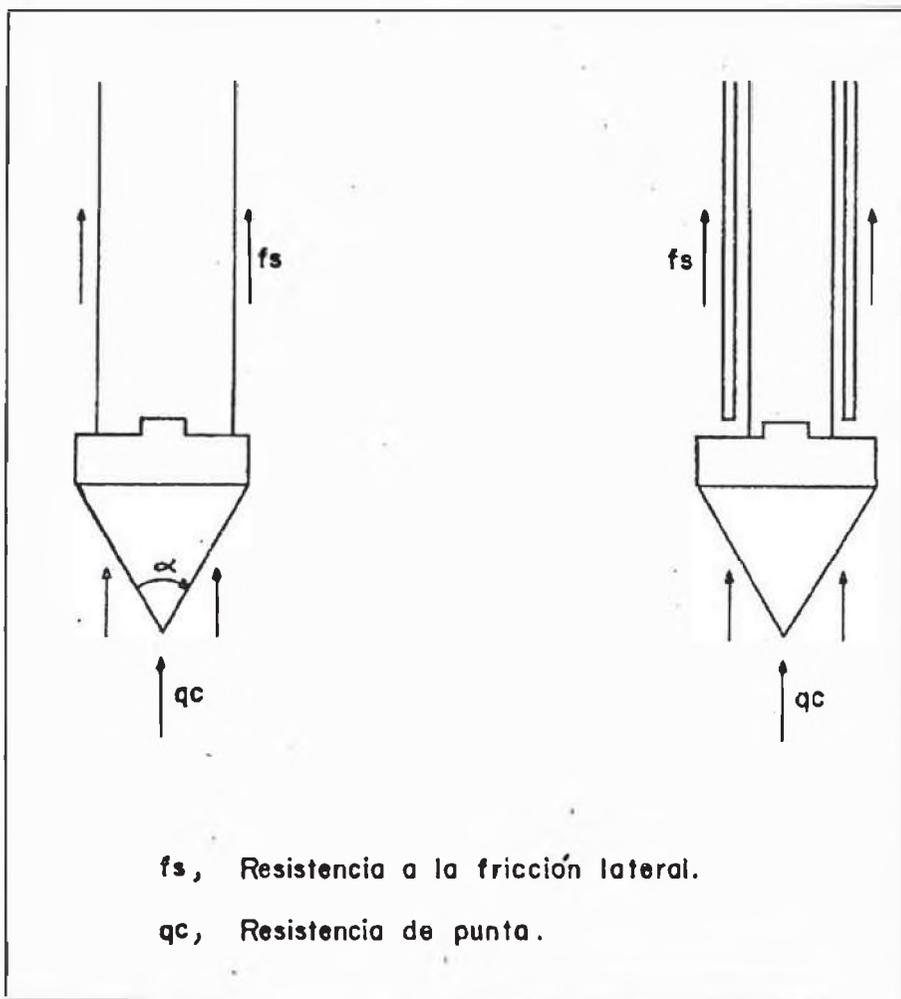


Fig. N° 4.1: Penetrómetros de presión.

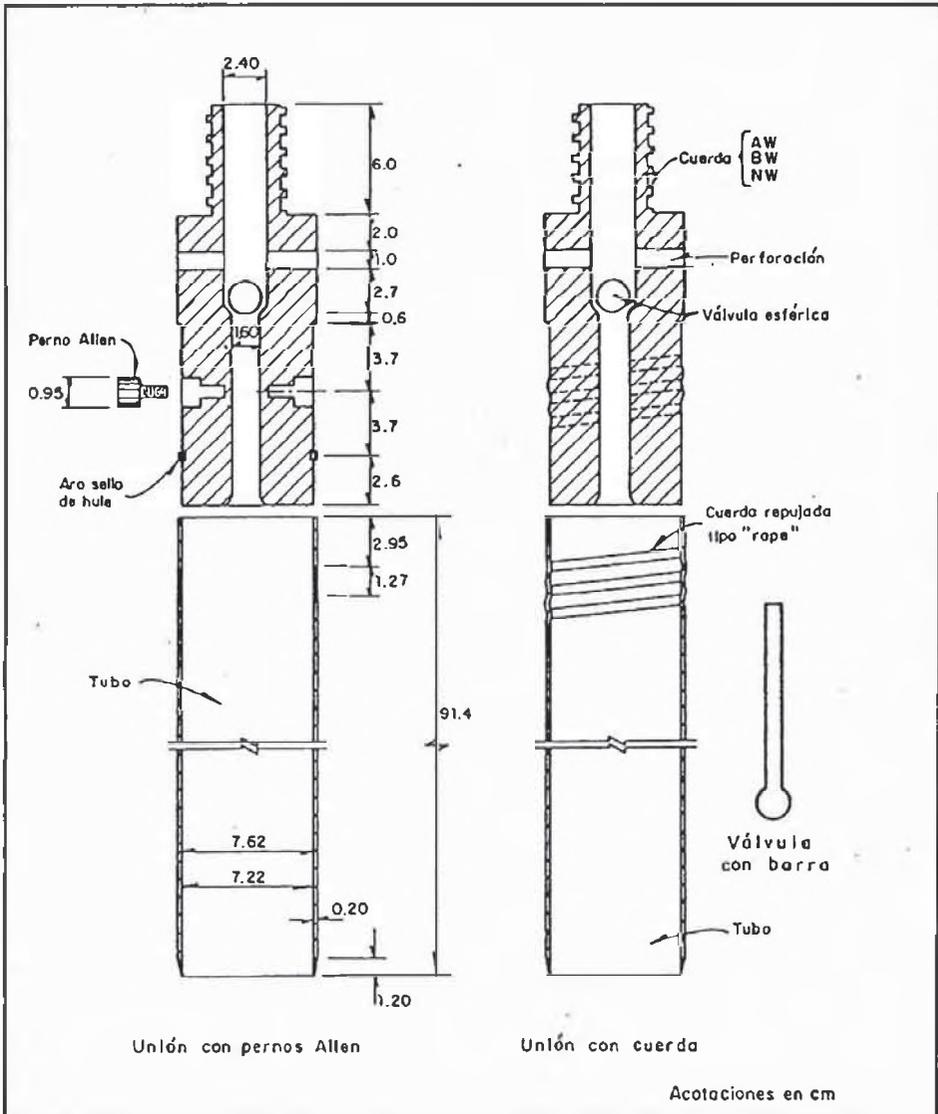


Fig. N° 4.2: Tubo de pared delgada.

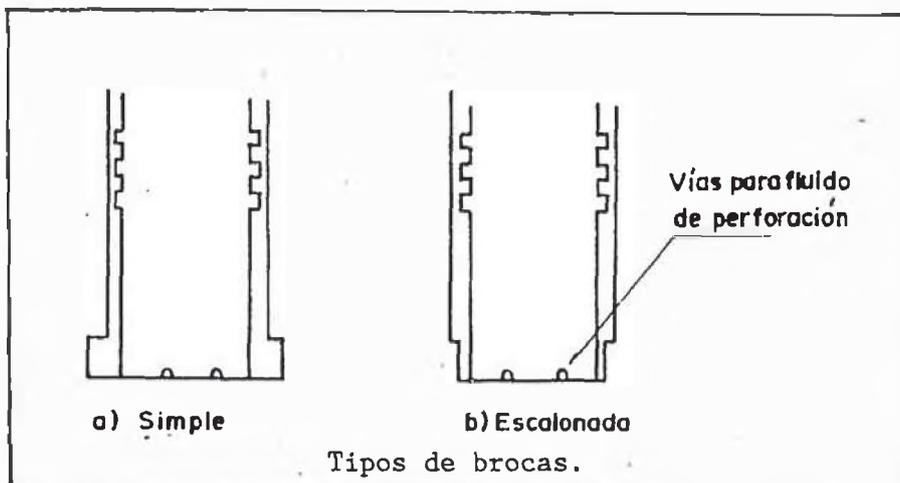
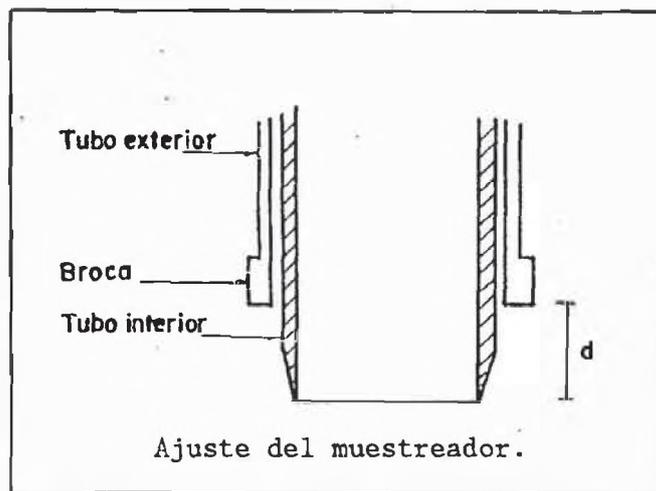
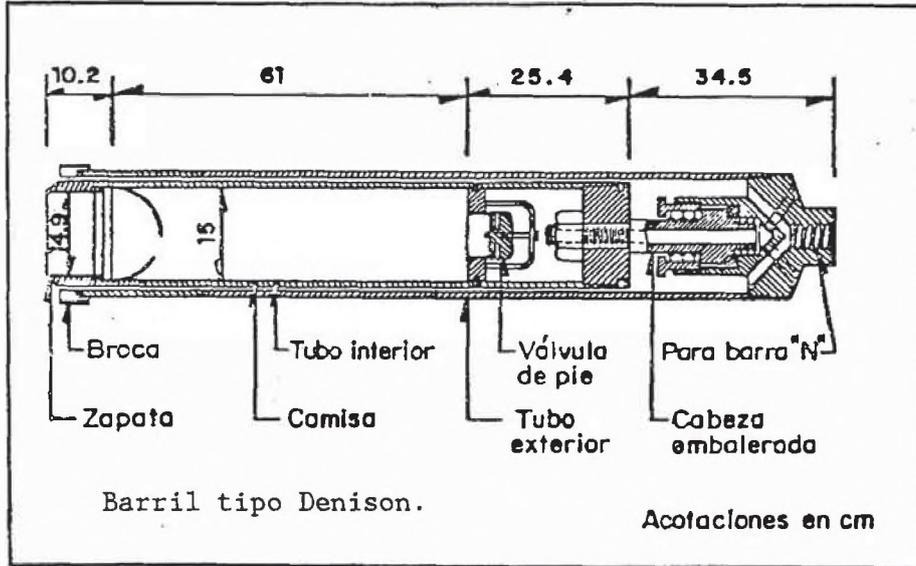


Fig. N° 4.3 : Muestreador tipo Denison.

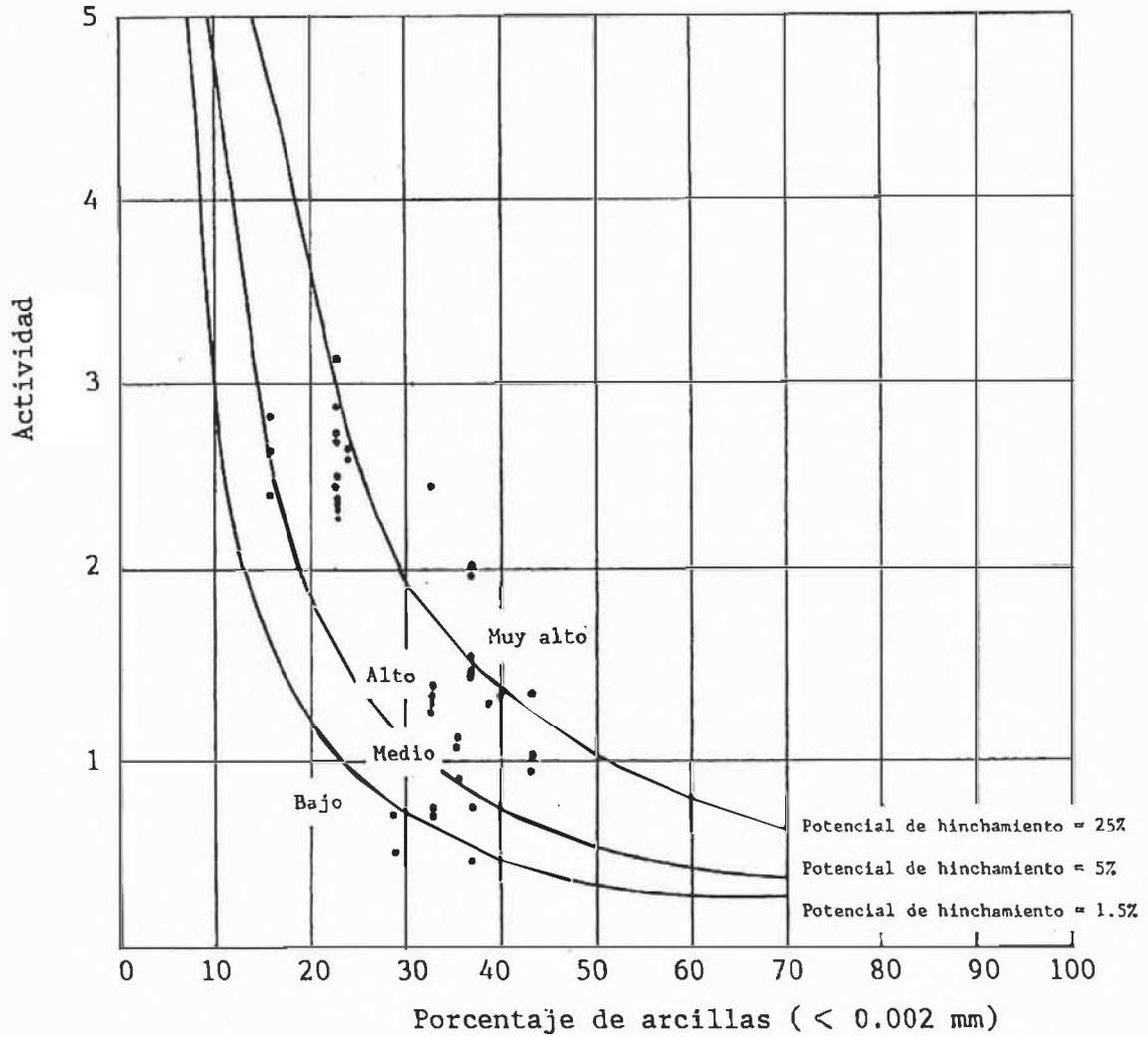


Fig. N° 4.4 : Carta de clasificación para el Potencial de Hinchamiento.

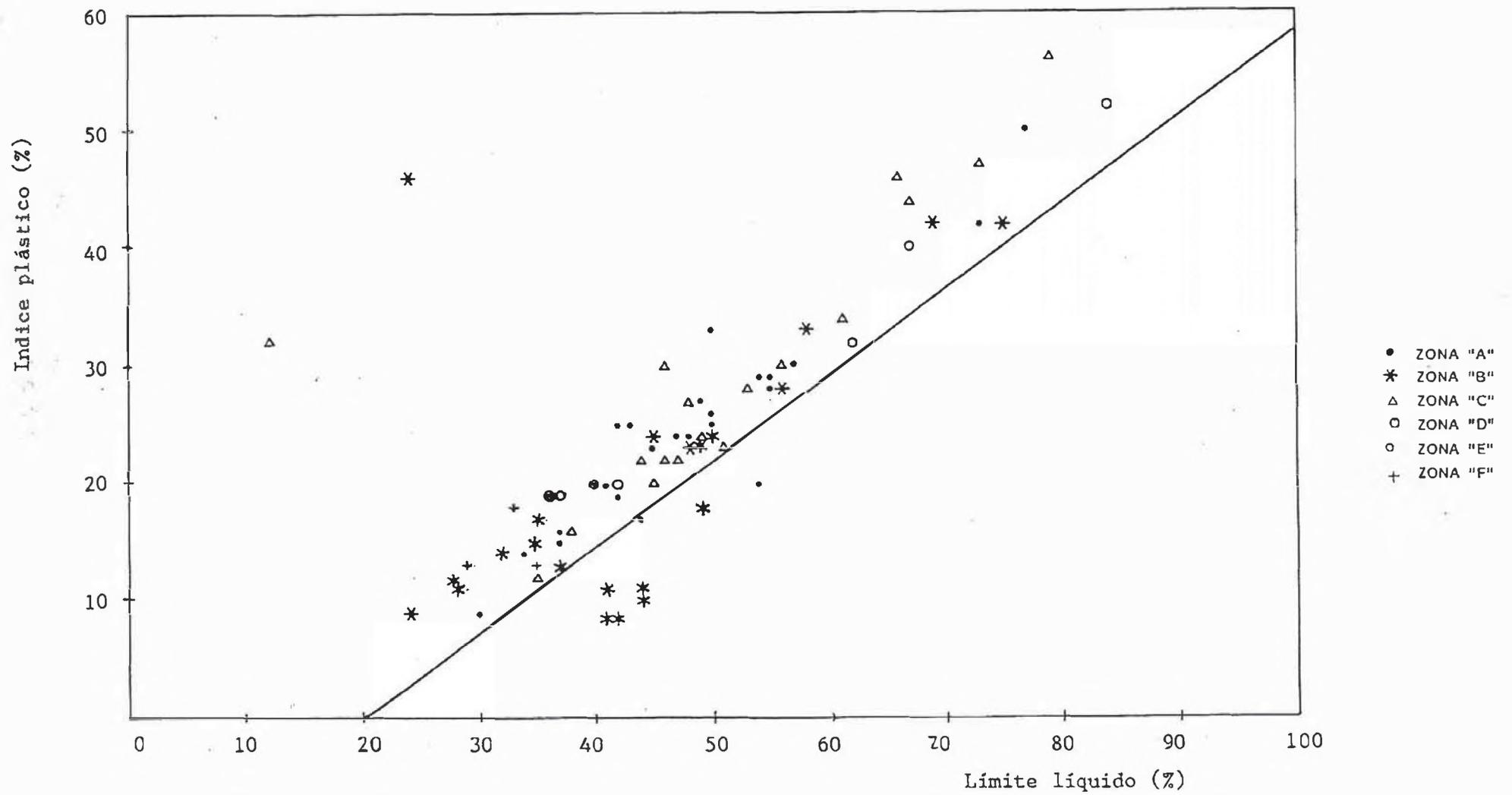


Fig. N° 4.5.1 : Carta de Plasticidad de los Sondajes Recopilados.

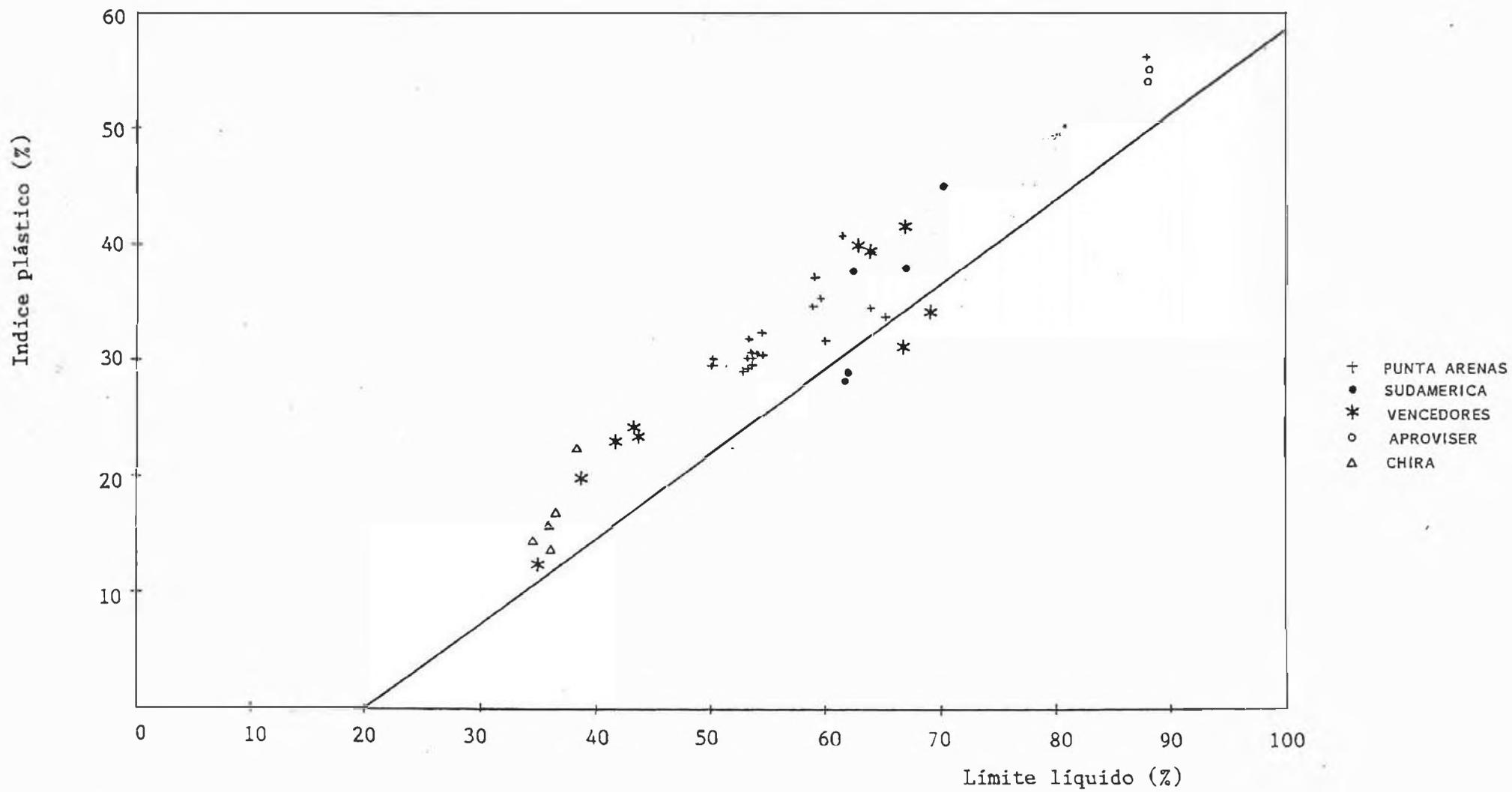


Fig. N° 4.5.2 : Carta de Plasticidad de Muestras Analizadas.

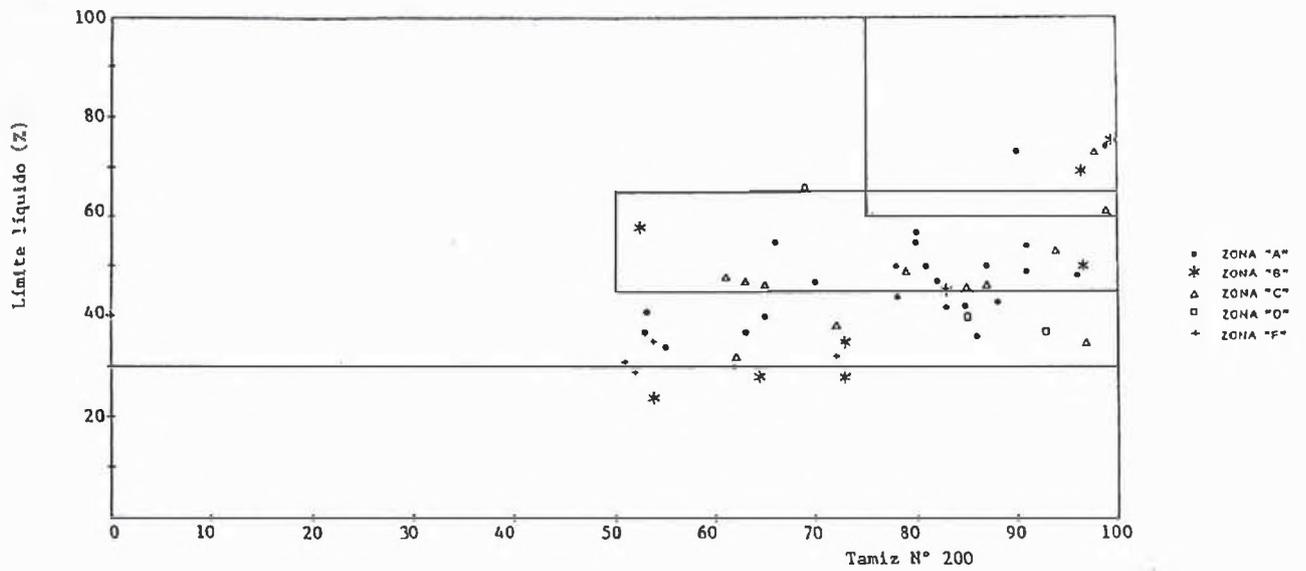


Fig. N° 4.6.1 : Carta de Clasificación de Sondajes Recopilados.

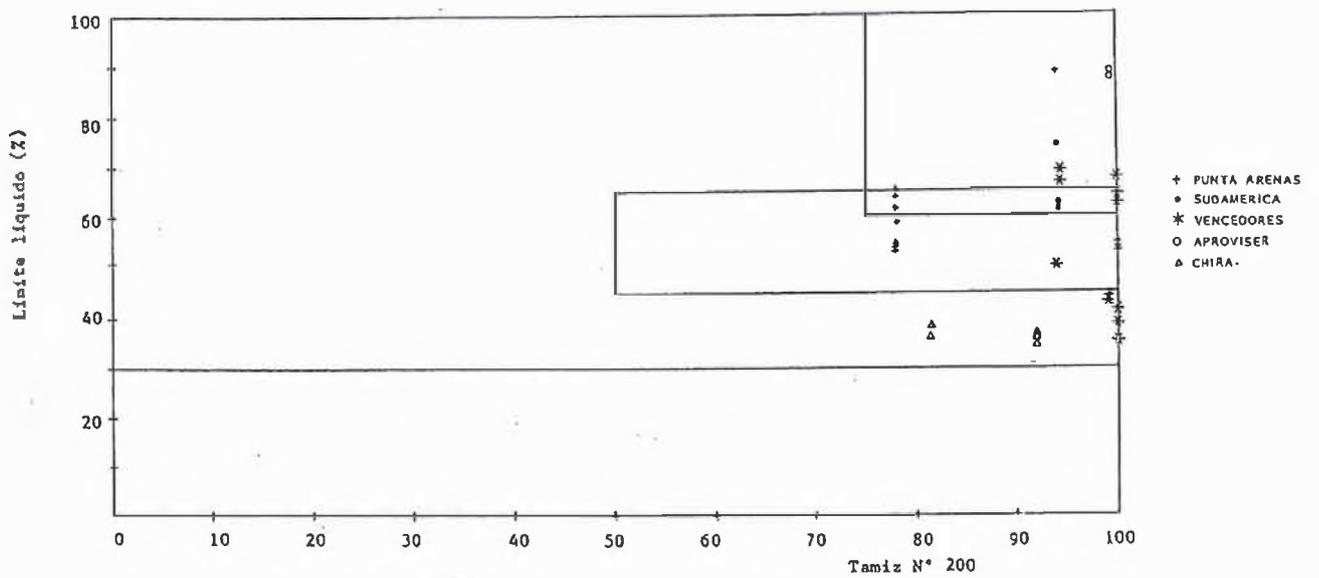


Fig. N° 4.6.2 : Carta de Clasificación de Muestras Analizadas. Laboratorio Geotécnico. CISMID - UNI.

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

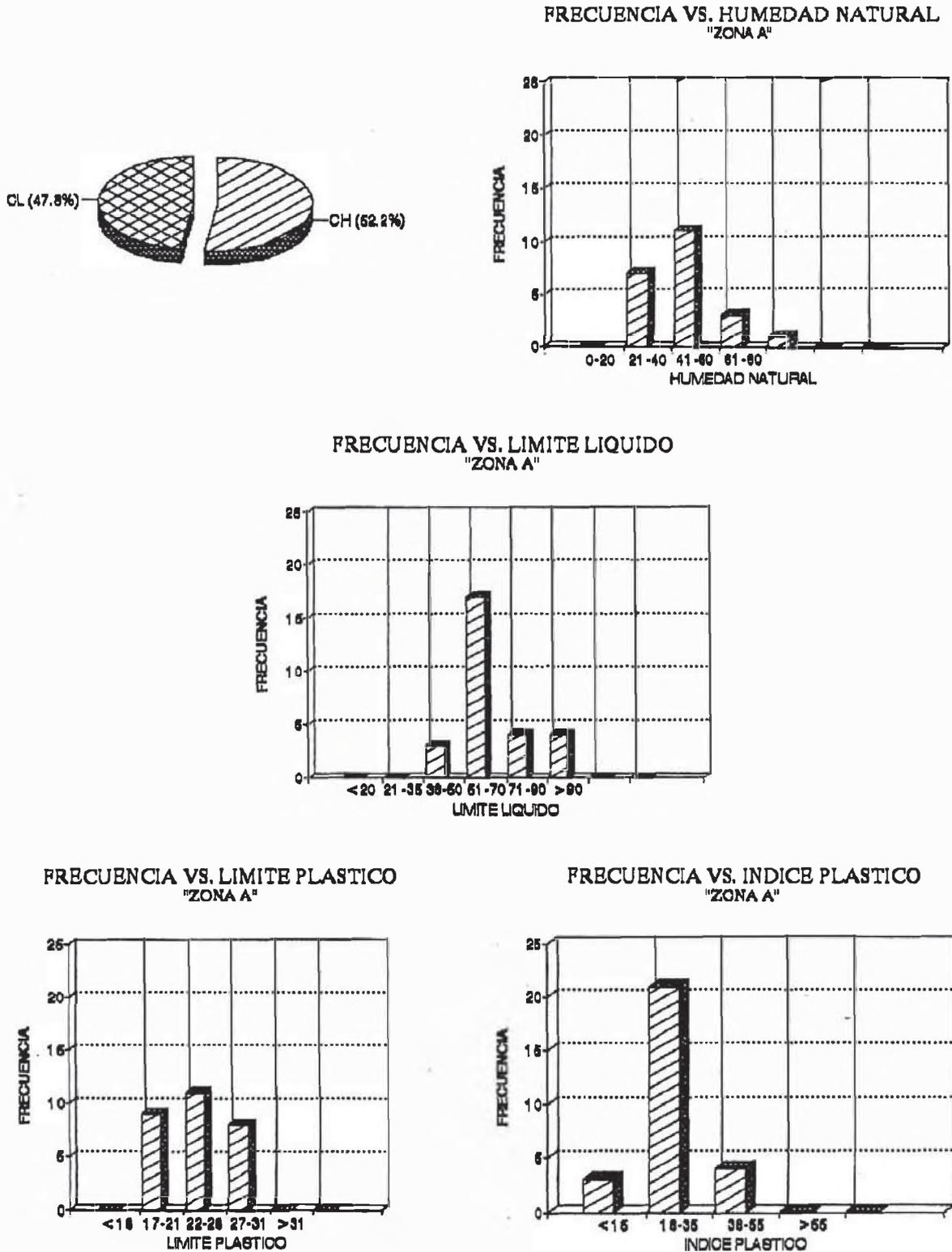
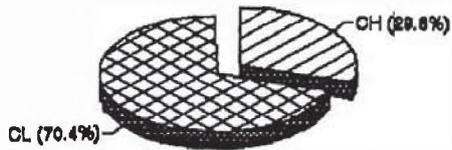
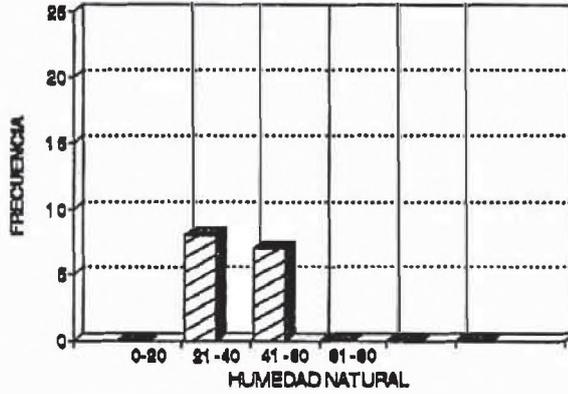


Fig. N° 4.7.1a

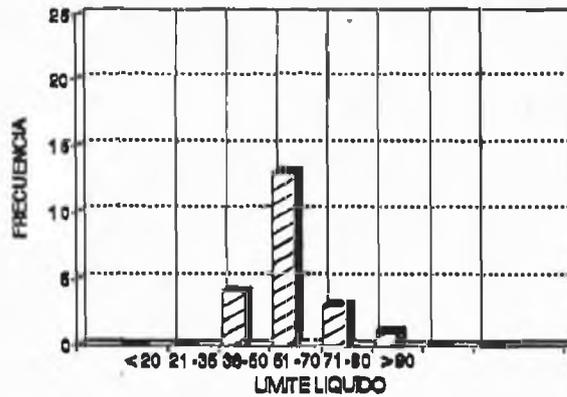
HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS



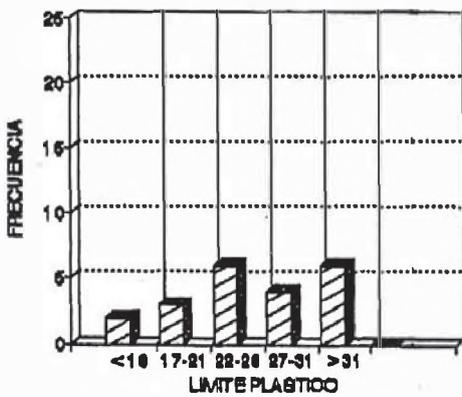
FRECUENCIA VS. HUMEDAD NATURAL
"ZONA B"



FRECUENCIA VS. LIMITE LIQUIDO
"ZONA B"



FRECUENCIA VS. LIMITE PLASTICO
"ZONA B"



FRECUENCIA VS. INDICE PLASTICO
"ZONA B"

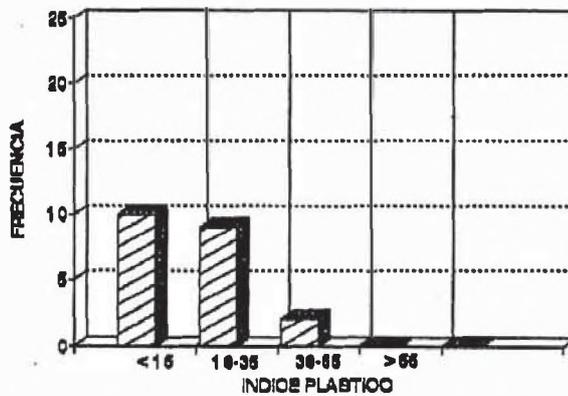
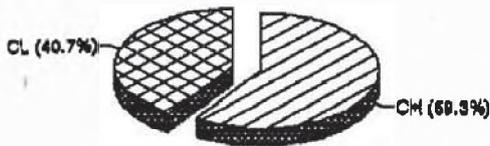
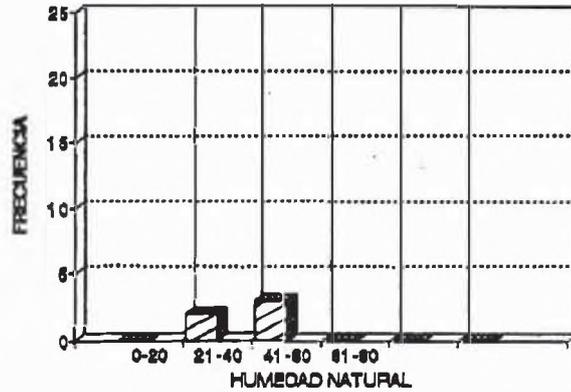


Fig. N° 4.7.1b

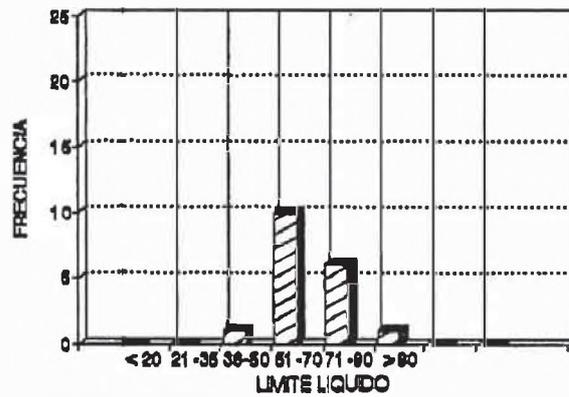
HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS



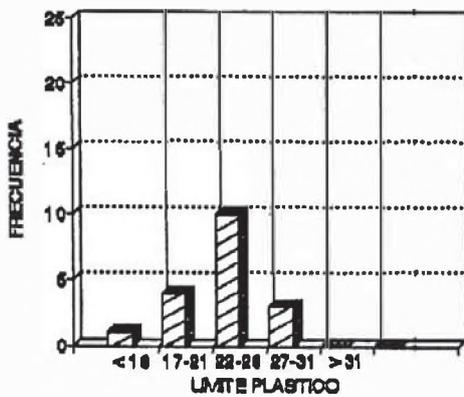
FRECUENCIA VS. HUMEDAD NATURAL
ZONA "C"



FRECUENCIA VS. LIMITE LIQUIDO
"ZONA C"



FRECUENCIA VS. LIMITE PLASTICO
ZONA "C"



FRECUENCIA VS. INDICE PLASTICO
ZONA "C"

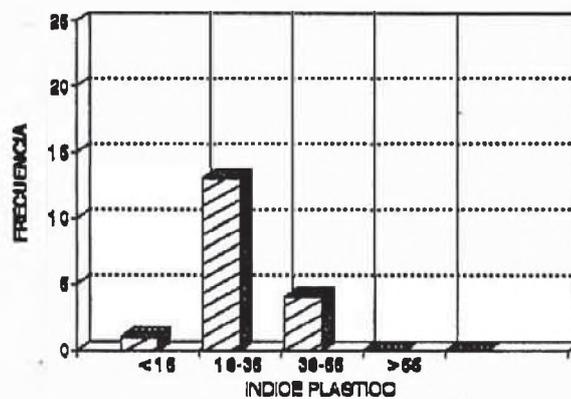
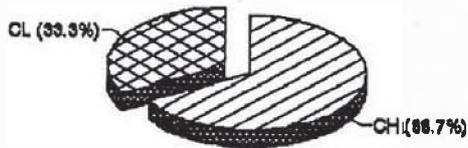
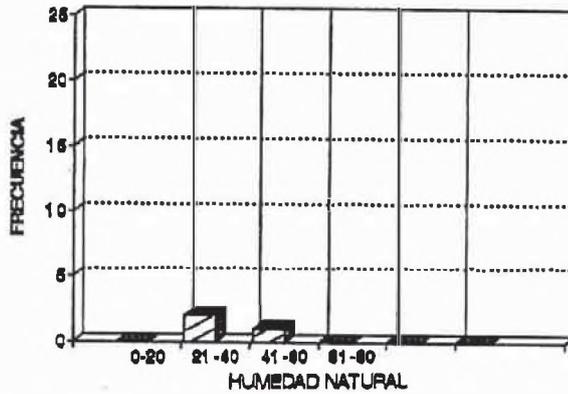


Fig. N° 4.7.1c

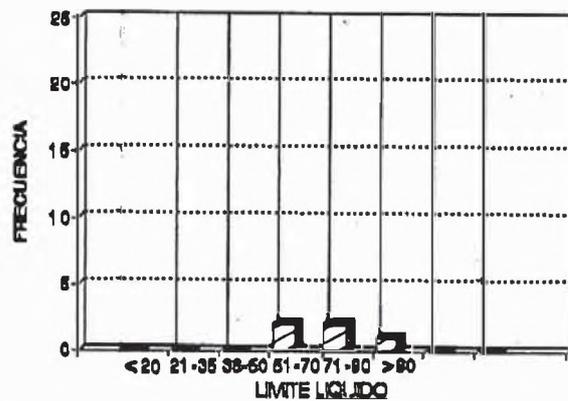
HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS



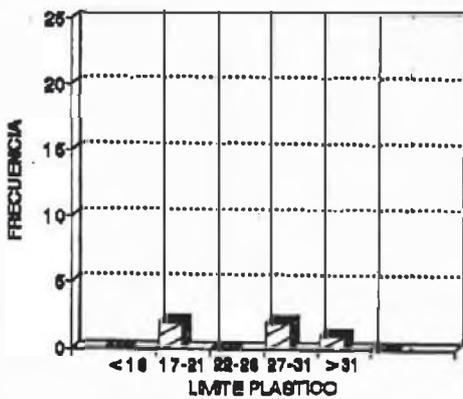
FRECUENCIA VS. HUMEDAD NATURAL ZONA "D"



FRECUENCIA VS. LIMITE LIQUIDO "ZONA D"



FRECUENCIA VS. LIMITE PLASTICO ZONA "D"



FRECUENCIA VS. INDICE PLASTICO ZONA "D"

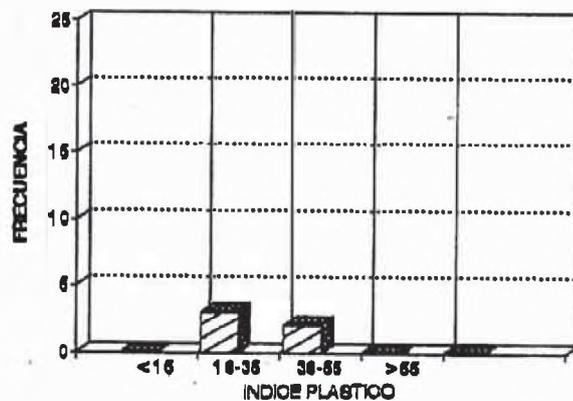
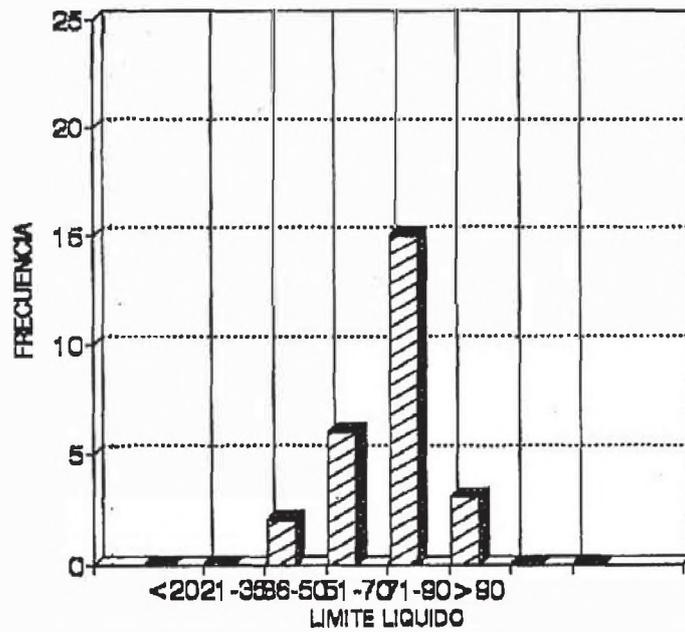


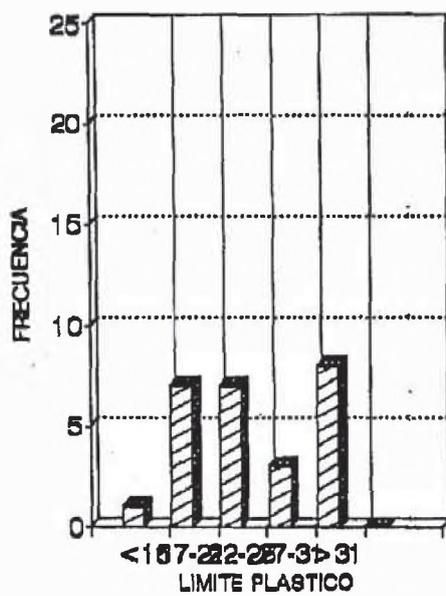
Fig. N° 4.7.1d

HISTOGRAMA DE PROPIEDADES FISICAS

FRECUENCIA VS. LIMITE LIQUIDO LUTITAS TALARA



FRECUENCIA VS. LIMITE PLASTICO LUTITAS TALARA



FRECUENCIA VS. INDICE PLASTICO LUTITAS TALARA

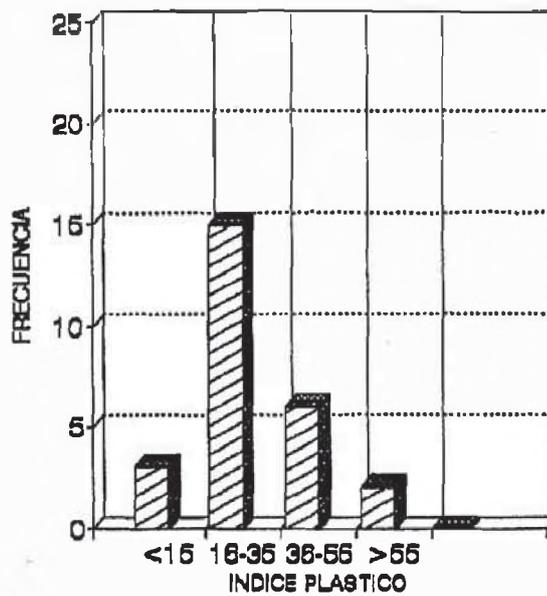


Fig. N° 4.7.2

CAPITULO V

ENSAYOS DE LABORATORIO

5.1.- INTRODUCCION.-

Con las muestras inalteradas de las arcillas lutáceas de Talara se ejecutaron ensayos de clasificación de suelos. Estos consistieron en: ensayos de límites líquidos, plástico y de contracción. Para cada muestra se realizaron por lo menos 15 ensayos de límites de consistencia. También se realizaron ensayos de sedimentación con hidrómetro, para determinar la actividad de las arcillas.

En el laboratorio de Química de la UNI se ensayaron las muestras de Punta Arenas (W-9 edificios reparados). Se realizaron también ensayos de Difracción de Rayos X, en el Laboratorio de Espectrometría de la UNI.

Se ejecutaron 20 ensayos de expansión libre, con un equipo especialmente fabricado para este

propósito en el Laboratorio Geotécnico del CISMID-FIC-UNI. Los ensayos de expansión libre se ejecutaron para las siguientes muestras de: Punta Arenas (W-9 edificios reparados) Vencedores, Sudamérica y Arovíser. Así mismo se han realizado ensayos de expansión libre con cargas axiales variables, para cada una de las zonas antes especificadas.

También se ejecutaron 15 ensayos de consolidación unidimensional para determinar los índices de compresión y expansión. Así mismo haciendo uso de este equipo se realizaron ensayos de expansión con carga en las muestras antes mencionadas.

Otro grupo de ensayos realizado en el consolidómetro consistió en ir cargando la muestra hasta compensar su hinchamiento.

5.2.- POTENCIAL DE HINCHAMIENTO.-

Siendo el punto mas interesante para la aplicación el hinchamiento probable, aún no se ha definido un método para ello; sin embargo tenemos varias teorías.

Seed en 1962 definió el potencial de hinchamiento como un porcentaje del mismo en una muestra confinada lateralmente y saturada bajo una sobrecarga de 6.9 KPa., después de ser compactado a la máxima densidad seca y el óptimo contenido de humedad, según la prueba de compactación estándar AASHTO.

Lambe (1959) usa el índice de hinchamiento para medir las características de expansión de las arcillas, definiéndolo como la inclinación de la curva $e - \log p$. El incremento de presión usado fue de 100 a 10 KPa.

Ambas definiciones tienen sus limitaciones, la definición de Seed es restringida para suelos remoldeados, mientras la pendiente de la curva $e - \log p$ depende del contenido de humedad inicial y de la presión de sobrecarga. Difícil es proporcionar un criterio adecuado habiendo tantas variables involucradas.

W.G.Holtz en 1970 (F.W.Chen, 1975), propuso un método convencional de anillo fijo para conducir las pruebas, tanto de muestras disturbadas como de muestras inalteradas.

5.2.1.- Fatiga por Hinchamiento:

En el consolidómetro una arcilla está sujeta a un hinchamiento pleno, permitiéndosele desecar a su contenido de humedad inicial para luego ser saturada nuevamente. Esto es repetido por un número de ciclos, observándose que el suelo muestra signos de fatiga después de cada ciclo de drenaje y humedecimiento; sin embargo, este fenómeno no está siendo plenamente investigado. Se conoce que cimentaciones de pavimentos sobre arcillas expansivas, las cuales tienen movimientos estacionales suministrados debido al humedecimiento y desecación, tienden a alcanzar un punto de estabilización después de un número de años. La fatiga de hinchamiento probable puede ser la respuesta. La Fig. 5.1 muestra una curva típica de fatiga por hinchamiento.

La fatiga por hinchamiento fué también observada por Chu (1973), en su investigación sobre el control de prueba de succión. Chu cree que si los ciclos de desecación y humedecimiento son repetidos, el hinchamiento durante el primer ciclo puede ser apreciado más alto que los ciclos subsecuentes.

5.2.2.- Presión de Hinchamiento:

En investigaciones realizadas en un número de muestras no disturbadas, saturadas en el consolidómetro bajo una sobrecarga de 6.9 KPa., por 24 horas se concluyó lo siguiente:

- 1.- La presión de hinchamiento de una arcilla es independiente de: la presión de sobrecarga inicial, el contenido de humedad inicial, el grado de saturación y el espesor del estrato.
- 2.- Para un suelo no disturbado, la presión de hinchamiento puede ser definida como la presión requerida para mantener el volumen de un suelo constante en su densidad seca natural.
- 3.- La presión de hinchamiento se incrementa con el incremento de la densidad inicial seca.
- 4.- Para suelos remoldeados, la presión de hinchamiento puede ser definida como la presión requerida para mantener el volumen de un suelo constante en su Máxima Densidad Proctor.
- 5.- La presión de hinchamiento, puede ser usada como una norma para medir el hinchamiento del suelo. La presión de

hinchamiento refleja solamente las características de un suelo y no puede ser cambiada por condiciones de colocación o condiciones del medio ambiente.

5.2.3.- Principio del Esfuerzo Efectivo:

El desarrollo de este principio lo llevó a cabo Terzaghi, en el año 1920, sobre el cual la mecánica de suelos se estába construyendo.

El llamado esfuerzo efectivo consiste en dos principios:

1.- El comportamiento de una masa de suelo no depende del esfuerzo total aplicado al elemento, pero si de la diferencia entre su esfuerzo total y el esfuerzo presente en el fluido del poro. Para suelos saturados, el esfuerzo efectivo es definido como sigue:

$$\bar{\sigma} = \sigma - \mu \quad (5.5)$$

donde:

$\bar{\sigma}$ = esfuerzo efectivo.

σ = esfuerzo normal total.

μ = presión de poros.

y graficando los esfuerzos o presiones tenemos la Fig. N° 5.2.

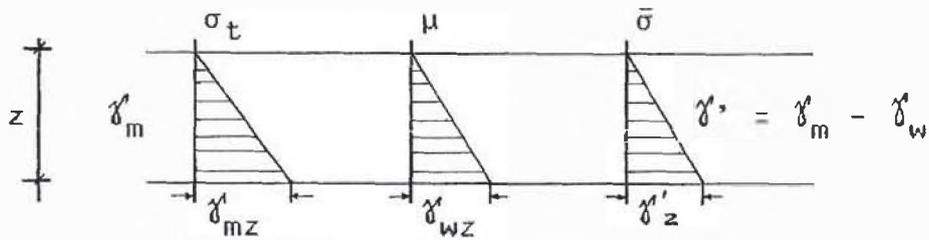


Fig. N° 5.2.

La ecuación anterior está basada en suelos saturados.

Para suelos parcialmente saturados debe considerarse que la presión de poros actúa sólo en parte del área de cualquier plano a través del suelo. Además, una fuerza electroquímica de atracción y una fuerza de repulsión pueden actuar a través de los espacios no llenados de agua.

- 2.- El esfuerzo efectivo definido, controla ciertos aspectos del medio ambiente del suelo, notablemente compresibilidad y fuerza de corte.

En lo relacionado a la incidencia del esfuerzo efectivo en las arcillas expansivas existen diversos criterios:

* El principio de presión efectiva puede en el campo teórico mostrarse significativo para suelos granulares como: arenas y sedimentos friccionantes. No pudiendo ser este principio significativo para suelos con importante contenido de partículas de arcilla, debido a:

Desconocimiento de áreas de contacto.

- Posible adhesión entre partículas.

Incertidumbre en cuanto el significado de presión de poros.

* Investigadores tales como: Hilf y Aichison (1956) han realizado estudios y dan ligeras consideraciones adicionales, las cuales son requeridas cuando las burbujas de aire están presentes en la fase líquida; según A. Martínez Vargas (1980), debe tratarse sus propiedades como un suelo de 4 fases.

* Aichison y Richards (1969), manifestaron: "no es posible, sino esencial que el principio de los esfuerzos efectivos sea usado en la cuantificación del comportamiento del suelo expansivo".

Lambe (1959), expresó: "Uno se pregunta , si por ejemplo estamos entorpeciendo nuestro entendimiento de la naturaleza de los suelos extremadamente plásticos que se hinchan al forzarlos a concordar con el concepto del esfuerzo efectivo".

F.W.Chen (1975), comparte el pensamiento de Lambe y cree que la mecánica del suelo expansivo es totalmente diferente a la teoría de consolidación y resistencia al corte y manifiesta lo que debería ser considerado como una nueva fase de la mecánica de suelos.

5.3.- FACTORES QUE INFLUYEN EN EL CAMBIO DE VOLUMEN EN LABORATORIO.-

Anteriormente hemos discutido la importancia del contenido de humedad inicial y la densidad seca inicial. Aquellas y otras condiciones del medio ambiente son extremadamente importantes en la determinación del valor del hinchamiento.

Los siguientes factores influyen en los resultados obtenidos en las pruebas de carga de

hinchamiento en suelos de alguna composición mineralógica:

5.3.1.- Contenido de humedad inicial:

En una prueba de muestra no disturbada, podría tenerse cuidado en seleccionar la muestra con el contenido de humedad más crítico. Usualmente, las pruebas pueden ser ejecutadas sobre la muestra seca. La frecuencia de ensayos es importante tanto como que cubra todas las posibles condiciones.

Para muestras remoldeadas es obvio que el contenido de humedad inicial puede controlar el cambio de volumen. Condiciones de campo y especificaciones de construcción dictan la humedad requerida. En adición, una gran parte de atención directa podría ser el elemento tiempo - el tiempo pasado entre muestras y pruebas y el tiempo pasado cuando la muestra es colocada en el consolidómetro y cuando tiene lugar la humedad o cuando la carga es aplicada.

5.3.2.- Densidad seca inicial:

El único factor mas importante que afecta las características de hinchamiento de un suelo expansivo, es la densidad. En pruebas remoldeadas, la condición de compactación inicial es crítica. Pruebas de hinchamiento pueden decidir el grado de compactación requerida en el lugar del terraplén. Mientras el contenido de humedad y densidad seca son fuertemente relacionados, ellos podrían ser examinados corrientemente.

5.3.3.- Sobrecarga de presión:

Una pequeña sobrecarga en el rango de 2.4 KPa. a 6.9 KPa. ha sido sugerida para una prueba de hinchamiento. Mientras el hinchamiento es muy sensible a cambios en la presión, en los rangos bajos de presión (menor que alrededor de 6.9 KPa.), el uso de sobrecarga baja de presión puede encauzar a erráticos y erróneos resultados. Mientras más el estado de cimentación puede ejercer una presión de alrededor 6.9 KPa. en el suelo, se recomienda que el valor sea usado para sobrecarga.

5.3.4.- Tiempo admitido para el hinchamiento:

El tiempo requerido para que el suelo alcance su máximo potencial de hinchamiento puede variar considerablemente dependiendo esencialmente de: la densidad seca inicial, la permeabilidad y el espesor de la muestra. Para una muestra remoldeada, generalmente 24 horas es suficiente para obtener 95 % del total de hinchamiento aprovechable.

Al mismo tiempo, para una arcilla esquistosa de alta densidad no disturbada, esto puede requerir muchos días o dejar una semana antes de que la saturación completa pueda ser lograda. Para muestras remoldeadas, el agua adicional inicial puede ser igualmente distribuída. Esto requiere un curado de 6 horas para reproducir resultados.

5.3.5.- Tamaño y espesor:

El espesor de la muestra afecta el tiempo requerido para la saturación total. Para acelerar el tiempo de prueba, el espesor usado de la muestra debe ser menor que 2.54 cm. (1"). Un gran espesor puede producir excesiva fricción a los lados. Al

mismo tiempo, un curado para una muestra no disturbada de pequeños espesores pueden producir desorden y excluir el posible efecto de partículas granulares, fisuras y grietas en el suelo.

El diámetro de una muestra es también significativo, aún cuando solo es medido en el consolidómetro su ascenso vertical. El diámetro pequeño alarga el efecto de fricción lateral. En general, el diámetro de la muestra no puede ser menor que 5 cm. (2"); la estandarización de ambos diámetros y alturas de la muestra es aparentemente necesario para comparar resultados.

Desde el procedimiento de análisis, es obvio que para una cierta arcilla con propiedades conocidas las características de hinchamiento podrían variar grandemente con la variación del medio ambiente o condiciones de colocación. Esto podría ser erróneo al comparar las características de hinchamiento de diferentes suelos sin definir primero claramente las condiciones de colocación.

Una prueba confiable y reproducible, la cual es considerada como base de la

clasificación del potencial expansivo de un suelo, puede ser estandarizada por lo menos para las siguientes condiciones del medio ambiente:

a) Para una muestra no disturbada:

- Sobrecarga de presión.
- Tamaño y altura.
- Tiempo requerido para la prueba.
- Contenido de humedad inicial y densidad.

b) Para una muestra remodelada:

- Contenido de humedad inicial.
- Densidad seca inicial.
- Método de compactación.
- Sobrecarga de presión.
- Tamaño y altura.
- Tiempo requerido para la prueba.
- Tiempo de curado admitido.

Claramente, uno de los estándares establecidos pueden difícilmente cubrir las muchas variables involucradas. Con la introducción del concepto de presión de hinchamiento, la condición sobre el medio ambiente puede ser simplificada.

5.4.- ENSAYO DE CONSOLIDACION.-

La compresibilidad de los suelos, tal como se determina en este ensayo, es una de las propiedades más útiles que pueden ser obtenidas de los ensayos de laboratorio. Los datos del ensayo de consolidación pueden ser utilizados para desarrollar un estimado de la velocidad y la cantidad de los asentamientos totales y diferenciales de una estructura ó de un terraplén. Siendo estos valores de importancia clave, en primer lugar en la selección del tipo de cimentación y en segundo lugar en la evaluación de su competencia.

El equipo usado para tal fin se muestra en la Foto N° 5.1. Las celdas de consolidación son de dos tipos: anillo rígido y anillo flotante.

La principal ventaja de la celda de consolidación de anillo flotante es que el error resultante de la fricción entre el suelo y el anillo es la mitad del error asociado con celdas de consolidación de anillo rígido.

En la celda de consolidación de anillo rígido, es posible medir las presiones de poro a través de la base y al mismo tiempo que la consolidación tiene lugar, desde la parte superior de la muestra; así como es posible ejecutar ensayos de permeabilidad.

Pórticos de carga: la mayoría de aparatos de carga que se utilizan hoy en día, consisten en un pórtico de carga en donde se aplica la presión a la muestra por un peso estático que actúa a través de un sistema de brazo de palanca. También se han usado unidades operadas con sistemas hidráulicos y neumáticos pero son más costosas.

La muestra que se coloca en el consolidómetro deberá tener una altura mínima de 13 mm. y una relación diámetro-altura de 2.5.

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano grueso completamente seco, parcial o completamente saturado, o cuando la carga se aplica a suelo seco, el proceso de deformación plástica con reducción en la relación de vacíos tiene lugar en un período de tiempo tan corto que es posible considerar instantáneo todo el proceso.

Las muestras a usar son relativamente inalteradas debido a que el significado de los resultados disminuye grandemente con la alteración de la muestra.

Las piedras porosas al igual que los aparatos de contacto son preparados para prevenir cambios en el contenido de humedad de la muestra.

Los asentamientos de las estructuras cimentadas sobre depósitos de suelos se deben a 3 razones:

- 1) Deformación elástica del subsuelo.
- 2) Cambios del volúmen del subsuelo.
- 3) Deformaciones constantes.

Si las deformaciones laterales asociadas con la carga son pequeñas se investiga su cambio de volúmen con el aparato de consolidación unidimensional, en donde toda deformación ocurre paralela al eje de la muestra.

Siendo el coeficiente de permeabilidad del suelo generalmente mayor en el flujo paralelo a los planos de estratificación (K_h) que a ángulos rectos (K_v). En los problemas que involucran deformaciones verticales con flujo horizontal de fluido de poros se investigan usando tapas de carga impermeables y anillo metálico poroso.

Cuando se aplica una carga a un suelo de grano fino saturado parcial o totalmente, el tiempo para lograr la deformación plástica y la reducción en la relación de vacíos es mucho mayor, y este proceso

dependerá de varios factores, entre los cuales los principales son:

- 1.- El grado de saturación.
- 2.- El coeficiente de permeabilidad del suelo.
- 3.- Las propiedades del fluido en los poros.
- 4.- La longitud de la trayectoria que debe recorrer el fluido expulsado de la muestra para encontrar equilibrio.

Los ensayos se efectuaron siguiendo la norma ASTM-D2435-80 y en el Anexo III-2, se presentan los registros de los ensayos realizados.

Valiéndonos del ensayo de consolidación realizamos la evaluación de la Presión de Hinchamiento, cargando sucesivamente la muestra hasta compensar su expansión, posterior a lo cual se inició el proceso de consolidación, los registros de dichos ensayos se muestran en la Anexo III-2.

5.5.- ENSAYO DE EXPANSION LIBRE.-

El objetivo de este ensayo es calcular el volúmen de hinchamiento de una arcilla expansiva.

El equipo usado para este propósito, fué del tipo del consolidómetro de anillo rígido (ver Foto N°

5.2). Los especímenes tienen un diámetro de 6.00 cm. y una altura de 2.15 cm. El ensayo de expansión libre consiste en situar una muestra de suelo de volúmen conocido de suelo seco dentro de una celda, con ambas caras de la muestra en contacto con la piedra porosa, previa colocación de papel filtro. Se agrega agua hasta el ras de la celda y se deja expandir sin carga alguna. La diferencia entre el volúmen inicial y final de la muestra, expresado como un porcentaje del volúmen inicial, es el valor de la expansión libre. Esta diferencia es controlada por las lecturas que se toman del extensómetro, las que son muy continuas al inicio de la prueba y luego más espaciadas.

Holtz (1956) sugirió que suelos que tienen valores de expansión libre bajo el 100 %, pueden causar considerables daños a estructuras de cargas livianas y suelos que tienen valores de expansión libre debajo del 50 %, rara vez exhiben apreciables cambios de volúmen bajo cargas planas livianas.

Los registros de los ensayos de expansión libre realizados se encuentran en el Anexo III-3.

5.6.- EXPANSION LIBRE CON CARGA.-

El objetivo de este ensayo es calcular el porcentaje de hinchamiento de una arcilla expansiva bajo una carga puntual determinada.

Este ensayo se realizó en las celdas del consolidómetro de anillo rígido. Las dimensiones de los especímenes a ensayar fueron de: 6 cm. de diámetro y 2 cm. de altura.

El ensayo antes mencionado consiste en situar una muestra de suelo de volumen conocido, dentro de una celda, con ambas caras de la muestra en contacto con la piedra porosa, previa colocación de papel filtro. La muestra es sometida a una carga puntual que en nuestro caso ha sido variable, aplicando cargas de: 100 KN/m^2 , 150 KN/m^2 y de 200 KN/m^2 , para cada una de las muestras.

Los datos y registros de los ensayos efectuados se encuentran en el Anexo III-4.

5.7.- RESULTADOS OBTENIDOS.-

En el Anexo III-1, presentamos los registros respectivos y las curvas granulométricas de los ensayos de granulometría y clasificación de las

lutitas. Dado que tenemos alto porcentaje de finos en nuestras lutitas se procedió a realizar un análisis granulométrico por el Método del Hidrómetro con la finalidad de obtener un estimado de la distribución granulométrica de las partículas que se encuentran entre el rango de 0.075 mm. y 0.001 mm., presentando dichos resultados en la Tabla N° 5.1.

Juntamente con los ensayos de granulometría efectuados se llevaron a cabo los límites de consistencia (ver Tabla N° 5.2), de cuyos resultados podemos afirmar que nuestras lutitas de Talara se clasifican como arcillas de alta plasticidad, mientras que las lutitas Chacra se muestran como arcillas de mediana plasticidad.

A las muestras provenientes de Punta Arenas se les realizaron Análisis Químicos (ver Tabla N° 5.3) y también ensayos de Difracción de Rayos "X", mostrando los resultados obtenidos en la Tabla N° 5.4, en la cual se observa cuan alto es el contenido de montmorillonita; en el Anexo III-5 se muestra los difractogramas tomados en primer lugar para una muestra sin orientación preferida y la otra por sedimentación y glicolación.

En los ensayos de Expansión Libre hemos obtenido porcentajes de expansión que varían entre 39% y 64%, para lapsos de tiempo de 19 a 126 días respectivamente; las muestras ensayadas presentan las siguientes características:

SIMBOLOS	PROPIEDADES	MENOR	MAYOR
e_0	Relación de vacíos inicial.	0.35	0.43
γ_d	Densidad seca.	1.92	2.04
w_0	Humedad inicial.	5.30	8.70

En la Tabla N° 5.5 se presenta un resumen de los parámetros que nos proporcionan los ensayos de expansión libre.

Un resumen de los resultados obtenidos de los ensayos de consolidación se presentan en la Tabla N° 5.6; cuyas muestras presentan las siguientes características:

SIMBOLOS	PROPIEDADES	MENOR	MAYOR
C_c	Indice de compresión.	0.084	0.168
C_s	Indice de expansión.	0.044	0.072

La duración de cada ensayo de consolidación fué variable. Las cargas de expansión tienen un rango de 250 a 780 KN/m^2 .

En la Tabla N° 5.7 se presentan los resultados de los ensayos de expansión libre con carga.

De igual manera en el ensayo realizado como una variante no reglamentada del ensayo de consolidación fue realizado con la finalidad de poder evaluar la presión de hinchamiento de las lutitas, datos que presentamos en la Tabla N° 5.8.

En resumen, los ensayos de expansión indican valores elevados del porcentaje de hinchamiento y de las cargas de expansión, lo cual explica los daños ocurridos a las edificaciones por expansión del subsuelo y su bajo contenido de humedad inicial, que en contacto con el agua da lugar al fenómeno de expansión.

TABLA N° 5.1

ENSAYO DE SEDIMENTACION POR EL METODO DEL HIDROMETRO

PUNTA ARENAS		VENCEDORES		SUDAMERICA		CHIRA		APROVISER	
Gs = 2.68		Gs = 2.69		Gs = 2.70		Gs = 2.67		Gs = 2.70	
0.0611	76.79	0.0561	98.59	0.0563	92.76	0.0612	80.06	0.0548	98.29
0.0432	76.20	0.0397	98.13	0.0399	91.86	0.0436	75.72	0.0388	97.86
0.0306	75.61	0.0281	97.66	0.0283	90.97	0.0313	67.65	0.0275	97.43
0.0194	75.02	0.0178	97.19	0.0180	89.63	0.0202	55.87	0.0174	96.58
0.0110	69.12	0.0103	96.26	0.0097	80.67	0.0117	51.53	0.0103	89.71
0.0081	63.20	0.0074	91.62	0.0075	74.84	0.0083	48.42	0.0075	78.56
0.0058	50.21	0.0051	83.25	0.0055	68.12	0.0058	43.46	0.0054	73.40
0.0040	41.35	0.0039	74.87	0.0040	58.26	0.0042	39.11	0.0028	57.09
0.0030	35.45	0.0028	64.65	0.0029	52.44	0.0030	33.52	0.0014	37.34
0.0014	23.03	0.0014	43.25	0.0014	30.47	0.0014	29.18	0.0013	32.20
0.0012	21.85	0.0012	37.20	0.0012	30.47	0.0011	23.59	0.0012	30.05
0.0010	19.50	0.0011	34.41	0.0011	27.79	0.0010	16.76	0.0009	25.33
		0.0009	27.90	0.0010	14.34				

TABLA N° 5.2

LIMITES DE CONSISTENCIA

LUGAR	MUEST.	w (%)	W.l	W.p.	I.P.	L.C.
Sud.	MI-1		62.5	24.6	37.9	19.0
			67.0	28.6	38.0	19.0
Venc.	MI-2		63.0	22.9	40.1	17.0
			67.0	25.3	41.7	17.0
P.A.	MI-3		64.0	24.6	39.5	17.0
		5.62	50.4	20.0	30.4	17.0
			60.0	28.2	31.8	17.0
Chira	MI-4		68.8	32.7	56.1	17.0
			34.5	20.0	14.5	18.0
			36.5	19.6	16.9	18.0
P.A.	MI-5		36.0	20.2	15.8	18.0
			50.0	19.5	30.5	17.0
			50.2	20.4	29.8	17.0
Venc.	MI-6		38.8	18.8	20.0	17.0
			35.0	22.5	12.5	17.0
P.A.	MI-7	3.82	65.2	31.3	33.9	20.6
		3.82	63.9	29.7	34.5	20.6
Venc.	MI-8	5.65	66.8	35.5	31.3	22.4
		5.65	69.1	34.8	34.3	21.4
Sud.	MI-9	6.35	61.7	33.4	28.3	19.9
		6.35	62.2	33.1	29.1	21.9
Aprov	MI-10		87.5	33.4	54.1	15.1
			88.2	33.1	55.1	19.8
Chira	MI-11	4.35	36.6	23.1	13.5	19.4
	MI-12	4.35	36.4	15.9	22.5	19.4
P.A.	MI-13		54.5	23.9	30.6	21.5

TABLA N° 5.3

RESULTADO DE ANALISIS QUIMICO

MUESTRA MI-3 - PUNTA ARENAS

Sílice	(Si O ₂)	59.41 %
Oxido de aluminio	(Al ₂ O ₃)	19.35 %
Oxido férrico	(Fe ₂ O ₃)	6.49 %
Oxido de calcio	(Ca O)	2.68 %
Oxido de magnesio	(Mg O)	0.13 %
Oxido de sodio	(Na ₂ O)	0.62 %
Oxido de potasio	(K ₂ O)	0.05 %
Trióxido de azufre	(SO ₃)	0.34 %
Pérdida por calcinación		10.86 %

TABLA N° 5.4

RESULTADO DEL ENSAYO DE DIFRACCION DE "RAYOS X"

MUESTRA MI-3 - PUNTA ARENAS

Montmorillonita	75 %
Cuarzo	10 %
Ortosa	5 %
Muscovita	5 %
Caolinita	3 %
Calcita	2 %

TABLA N° 5.5

ENSAYOS DE EXPANSION LIBRE

MUEST.	DESCRIPCION	ei	ef	d1 gr/cm ³	df gr/cm ³	wl (%)	wf (%)	Ga gr/cm ³	T dias	Exp. (%)
EL-1	Horizontal	0.42	1.24	1.94	1.22	5.30	45.11	2.55	21	58
EL-4	Horizontal	0.30	0.45	2.11	1.89	6.24	21.20	2.74	.7	12
EL-7		0.43	0.63	1.92	1.68	11.92	33.42	2.74	.9	14
EL-8	Lig. inclinado en 0.39%.	0.41	0.65	1.94	1.66	12.17	31.45	2.74	2	16
EL-11	Lig. inclinado con óxidos.	0.41	1.06	1.94	1.33	8.66	37.57	2.74	19	45
EL-16	Horizontal amarillento	0.35	1.02	2.04	1.36	7.09	36.40	2.74	85	50
EL-17	Horizontal con óxido.	0.43	1.05	1.92	1.34	7.25	36.40	2.74	126	44
EL-22		0.40	0.94	1.97	1.42	5.62	32.09	2.75	36	39
EL-23	Horizontal	0.40	1.05	1.95	1.34	5.78	38.42	2.74	69	46
EL-24	Horizontal	0.38	1.27	1.98	1.20	4.80	47.68	2.74	62	64
EL-25	Horizontal	0.38	1.07	1.99	1.32	4.06	40.27	2.74	78	50
EL-26	Horizontal	0.40	1.15	1.96	1.28	7.07	42.73	2.74	42	54
EL-27	Horizontal	0.41	1.08	1.94	1.31	7.53	41.40	2.74	63	48
EL-28	Horizontal	0.37	1.00	1.99	1.37	6.20	39.84	2.74	63	46
CRA-1	Horizontal	0.48	0.94	1.81	1.38	6.68	38.39	2.67	79	31
CRA-2	Horizontal	0.56	0.94	1.71	1.37	4.15	37.01	2.67	75	24
SUD-1	Lig. inclinado con óxidos.	0.37	1.17	1.96	1.24	7.03	41.99	2.70	101	58
C-8A	Horizontal	0.71	0.79	1.58	1.51	23.79	28.98	2.70	88	5
C-8B	Horizontal	0.63	0.74	1.66	1.55	23.22	27.27	2.70	87	7

TABLA N° 5.6

ENSAYOS DE CONSOLIDACION

MUEST.	DESCRIPCION	ei	ef	wi (%)	wf (%)	Gi	Gf	Gs	Cc	Cs	CARGA MAX	Pc Kg/cm ²	T (d)	CONS. (%)
C-3	Horizontal	0.36	0.34	8.08	22.32	61.61	100	2.74	0.140	0.055	25.60	2.27	22	9.43
C-6	Horizontal	0.42	0.53	8.09	26.47	53.23	100	2.74	0.104	0.090	12.80	-----	3	3.10
C-10	Horizontal	0.47	0.55	7.82	23.86	45.30	100	2.74	0.152	0.073	12.80	-----	3	5.37
C-13	Horizontal	0.37	0.42	7.33	21.74	54.47	100	2.74	0.132	0.063	25.60	-----	4	5.79
C-14	Lig. inclinado con óxido.	0.37	0.43	7.27	25.95	54.09	100	2.74	0.120	0.062	25.60	2.17	20	5.28
C-15	Horizontal con pocos óxidos.	0.46	0.48	6.42	20.60	43.60	100	2.74	0.120	0.052	25.60	2.25	19	3.55
C-18	Horizontal	0.50	0.59	7.21	22.20	39.75	100	2.74	0.136	0.051	25.60	3.11	27	0.78
C-19	Horizontal	0.43	0.62	7.37	29.83	48.31	100	2.74	0.129	0.087	25.60	2.00	25	-----
C-20	Horizontal	0.45	0.62	7.73	28.26	47.08	100	2.74	0.158	0.076	25.60	2.92	27	1.10

TABLA N° 5.7

ENSAYOS DE EXPANSION CON CARGA

MUEST.	CARGA Kg/cm ²	ei	ef	di gr/cm ³	df gr/cm ³	wi (%)	wf (%)	G _s gr/cm ³	T días	Exp. (%)
W9-1	1.00	0.26	0.27	2.13	2.10	1.95	11.15	2.74	31	1.3
W9-2	1.50	0.26	0.28	2.11	2.09	3.23	11.57	2.74	31	1.0
W9-3	2.00	0.26	0.27	2.12	2.10	3.77	5.38	2.74	31	0.9
V-1	1.00	0.25	0.39	2.15	1.94	3.18	12.05	2.69	72	10.6
V-2	1.50	0.37	0.45	1.97	1.85	7.99	16.71	2.69	64	6.3
V-3	1.00	0.37	0.48	1.97	1.81	6.51	16.82	2.69	65	8.5
VE-1	1.00	0.32	0.33	2.04	2.03	4.91	12.06	2.69	69	0.5
VE-2	1.50	0.31	0.31	2.06	2.05	4.94	11.59	2.69	69	0.5
PA-1	1.00	0.33	0.41	2.01	1.90	4.70	15.10	2.68	57	5.6
PA-2	1.50	0.28	0.29	2.09	2.08	3.61	10.82	2.68	55	0.7
PA-3	2.00	0.27	0.28	2.11	2.09	3.57	10.63	2.68	56	1.3

TABLA N° 5.8

ENSAYOS DE EXPANSION CONTROLADA

MUESTR.	DESCRIPCION	CARGA MAX.	T (d)
EC-4	Horizontal	6.40	7
EC-5	Horizontal	3.00	17
EC-7	Lig. inclinado	7.80	6
EC-8	Lig. inclinado	4.10	3
EC-9	Horizontal	2.60	17
EC-12	Horizontal	2.50	6

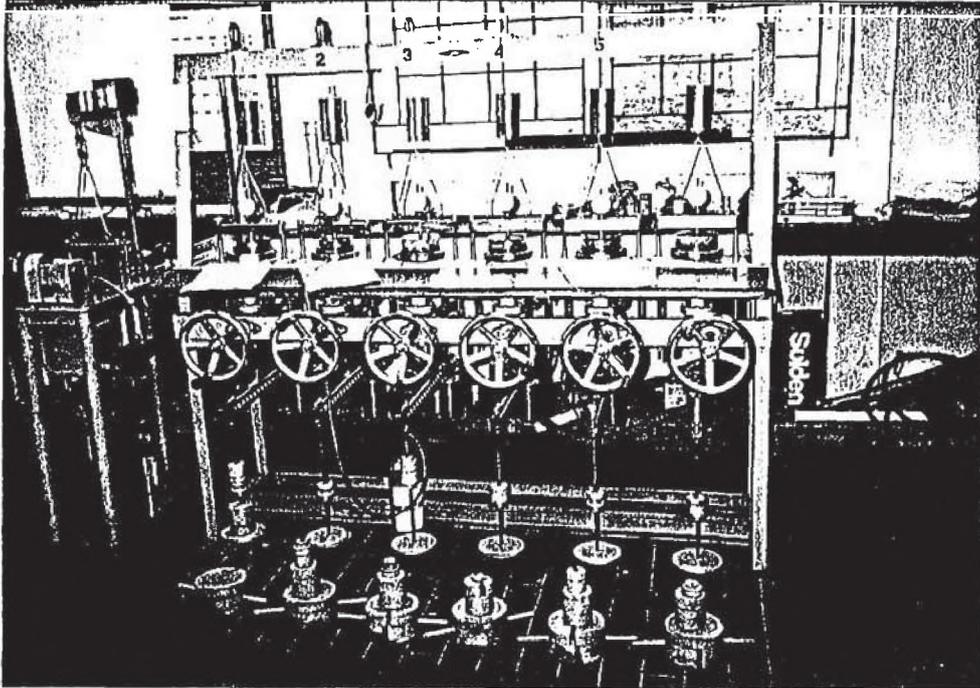


Foto N° 5.1 : Equipo utilizado en el ensayo de Consolidación

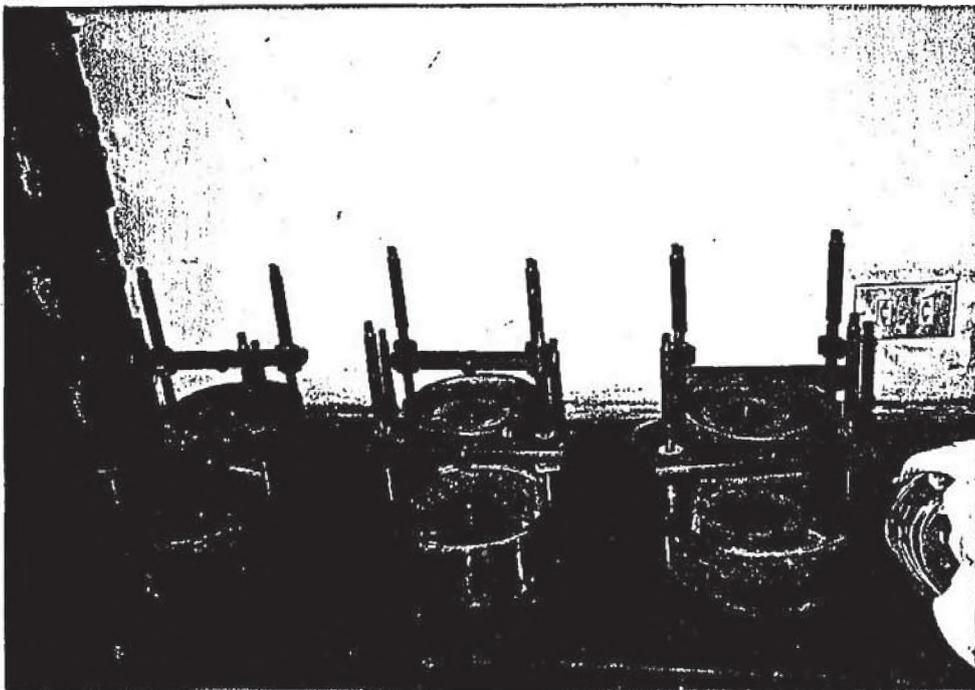


Foto N° 5.2 : Equipo utilizado en el ensayo de Expansión Libre

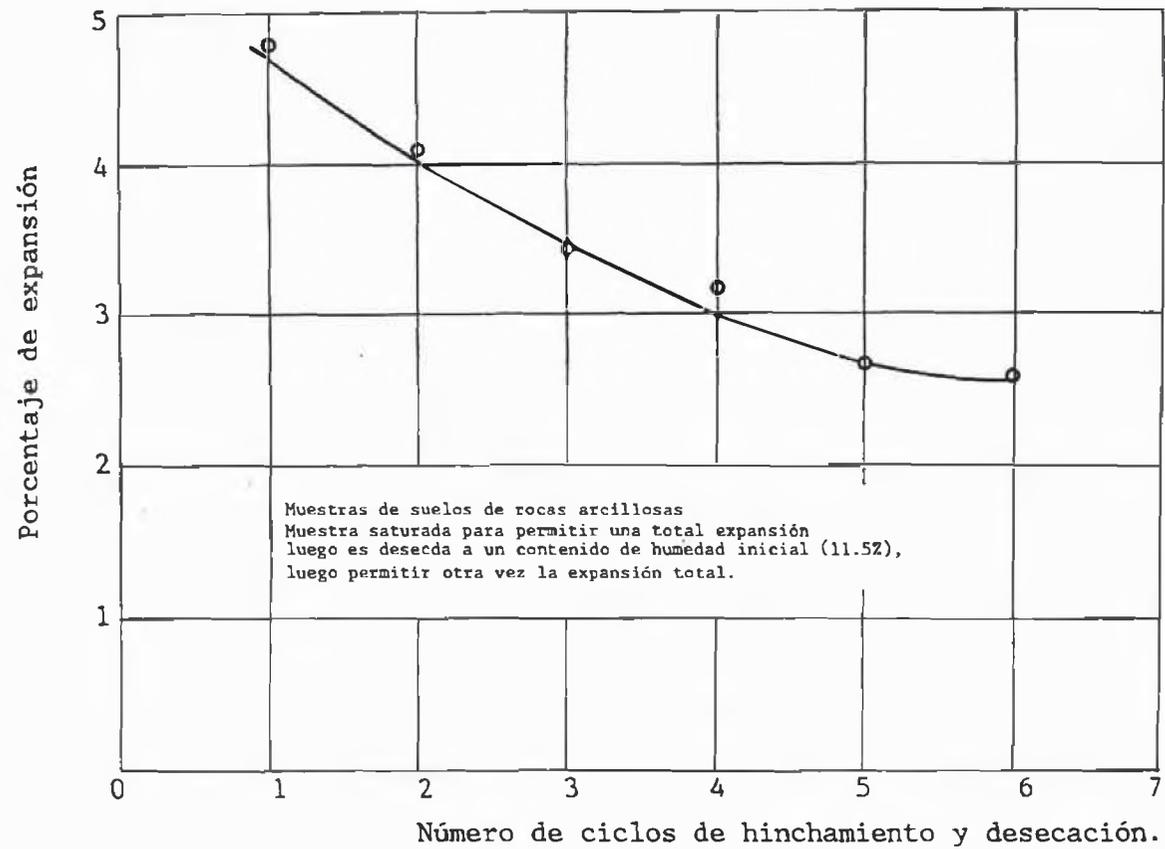


Fig. N° 5.1 : Fatiga de Hinchamiento (Después de Chen, 1965)

CAPITULO VI

CIMENTACIONES EN TERRENOS EXPANSIVOS

6.1.- INTRODUCCION.-

Se verá la forma de cimentar sobre terrenos que presentan variaciones de volumen no dependientes directamente de las cargas aplicadas, lo cual afecta grandes áreas constituyendo cuantitativamente el principal problema de cimentación.

Jones y Holtz en 1,973, en un artículo "el desastre oculto", estimaron que los daños producidos por suelos expansivos superan anualmente a la suma de los causados por: inundaciones, huracanes, terremotos y tornados. Si pesan menos en la opinión pública, se debe a la falta de víctimas y en segundo lugar a que se producen distribuidos en el tiempo y en el espacio.

Las arcillas expansivas son un fenómeno que se origina en la conjugación de un terreno arcilloso con

condiciones ambientales que induzcan cambios apreciables de humedad. Esto se da en zonas monzónicas en donde las estaciones son muy marcadas, con períodos secos prolongados, también en zonas desérticas o sahelianas situadas entre las monzónicas y las tropicales y semiáridas como las del Norte del Perú que se acelera por las lluvias ligadas al fenómeno del "Niño" y/o contaminación por irrigaciones, fugas de agua de las tuberías y riegos de jardines, etc.

6.2.- PROBLEMA GENERAL DE LA CIMENTACION.-

Todos los suelos arcillosos presentan variaciones de volumen según el grado de humedad, correlativas con variaciones de la tensión capilar y de la presión efectiva. Estas variaciones serán tanto más importantes cuanto mayor sea la proporción de partículas inferiores a 2μ y también cuanto más activa sea la especie mineralógica componente de esta fracción (montmorillonita, atapulgita, etc.); lo cual se da en las arcillas del Norte del Perú, cuyo porcentaje de montmorillonita es del orden hasta del 75% (Punta Arenas-Talara). Dependerán también del clima y equilibrio que induzca la estructura entre el suelo y el ambiente.

Así tenemos dos tipos de clima:

A)- Monzónico : se presenta en la Península Ibérica (excepto la orla de predominio atlántico), ver Fig. N° 6.1. Es un movimiento estacional que se presenta en forma muy anárquica con movimientos cíclicos y perjudiciales que pueden producir la ruina completa del edificio (Ver Fig. N° 6.2).

b)- Saheliano : aquí la evaporación supera a la precipitación prácticamente todo el año. Consecuentemente, una construcción produce aumento de humedad bajo la misma, siendo el primer signo el roce de las puertas con el pavimento, al cabo de unos pocos años, debido a la protección del edificio, la succión disminuye causando un mayor hinchamiento.

Estos signos se presentan con frecuencia en las zonas de: Vencedores, Sudamérica y Aproziser, en Talara, donde las puertas de los garages están desniveladas, las veredas agrietadas, las cajas de luz inclinadas y los postes de alumbrado eléctrico están inclinados.

6.2.1.- Profundidad Activa :

El suelo desecado tiene una difusividad "D", es decir una "permeabilidad", con relación a un gradiente de succión (frente a las fuerzas de succión, la de la gravedad tiene importancia nula);. penetrando las variaciones estacionales hasta una profundidad limitada, siendo mayor esta profundidad cuando mas expansiva es la arcilla y cuanto mayores fisuras y grietas presenta.

Las grietas son en sentido vertical y horizontal (Ver Foto 6.1). El agrietamiento favorece que la evaporación penetre en el terreno más profundamente, aumentando la "profundidad activa" del terreno desnudo de 2 a 4 m. en España, más de 10 m. en México, hasta 1.2 m. en Perú (Martínez, 1991), ver Foto N° 6.2.

La profundidad activa del terreno desnudo es uno de los datos más importantes para el proyecto de la cimentación, teniendo en cuenta que no coincide necesariamente con la profundidad activa sobre la cimentación.

En el caso que los movimientos estacionales sean la causa principal de los desperfectos, se puede admitir que ambas coinciden.

Lo importante es el equilibrio que induce el edificio en la humedad del terreno y ésta llega a un "bulbo" imaginario cuyas dimensiones no sabemos calcular, pero que podemos admitir que tiene una profundidad del orden de vez y media la anchura del espacio cubierto.

6.2.2.- Los Movimientos Laterales y el Vuelco de Muros:

Los hinchamientos diferenciales producen movimientos horizontales además de los verticales. Chen (1975) afirma: "la mayor parte de los movimientos laterales tienen su origen en movimientos diferenciales que crean la impresión de empujes o de tracciones hacia afuera". Otros autores señalan que por hallarse el terreno agrietado con una estructura columnar, la mayor parte del hinchamiento horizontal se emplea en rellenar las grietas y sólo se manifiesta la componente vertical.

La diferencia puede estar en la profundidad de la zona activa y también en que tipo de estrato se encuentre sobre ella: si está enriquecido de carbonatos, limita la profundidad activa.

Los movimientos laterales dependen secundariamente de la profundidad activa (Ver Fig. N° 6.3) y los movimientos verticales son directamente proporcionales a ella.

Muchos movimientos horizontales son de vuelco de muros exteriores de la casa, debido a que el cimiento pierde apoyo en la parte exterior, mientras que el terreno interior protegido de la desecación sigue empujando (Ver Fig. N° 6.4), explicándose así que estas grietas sean muy abiertas en el exterior y cerradas en el interior.

6.3.- CLASIFICACION DE LAS SOLUCIONES CONSTRUCTIVAS.-

Tenemos dos grupos: la actuación sobre el terreno que veremos en el capítulo posterior y la actuación sobre la estructura que trataremos en este capítulo.

Para la estructura podemos escoger las siguientes soluciones:

A)- Palafito: consiste en cimentar sobre pozos o pilotes.

B)- Estructura rígida o semirígida: consiste en diseñar la estructura como una unidad rígida que puede inclinarse con el movimiento diferencial pero no agrietarse.

Esto se ha realizado frecuentemente usando albañilería reforzada con movimiento total registrado de 250 mm. o por el uso de una plataforma de concreto apoyado sobre tres cojines (Ver Fig. N° 6.5).

En esta solución se usa albañilería reforzada.

C)- Estructura flexible: consiste de una serie de unidades rígidas unidas flexiblemente.

6.3.1.- Cimentación con Solución Palafito:

Consiste en cimentar sobre pilotes anclados por debajo de la profundidad activa

e independizar el edificio del terreno activo, ver Fig. N° 6.6a.

Pilotes con base anchada proporcionan un anclaje muy eficaz (Ver Fig. N° 6.7), ya que el terreno expansivo abraza al pilote y tiende a levantarlo, pudiendo romperlo si no está suficientemente armado para lo cual se recurre a encofrar el fuste de los pilotes con encofrados recuperables o perdidos, rellenando después el espacio anular con algún material suelto, esto es costoso y no ha dado resultado debido a que el espacio anular permeable da paso al agua y el terreno de anclaje del pilote se ha levantado.

Otro método es cimentar sobre pozos abiertos, con una cuchara de mandíbulas que se rellenan con hormigón pobre. Esto resulta posible y económico cuando el espesor de la zona activa es pequeño.

Sobre estos pilotes van unas carreras separadas del terreno para que éste no las rompa empujando hacia arriba y soporten los muros y forjados.

Una solución frecuente es la mostrada en la Fig. N° 6.6b que son piezas prefabricadas en "U", que sirven de encofrado y obturación.

Otra variante del palafito es cimentarlo sobre zapatas en superficie aplicando una carga del orden de la presión de hinchamiento.

6.3.2.- Cimentación Flotante:

Este segundo método tiene dos variantes: la cimentación corrida o losa, siendo tradicional la primera.

En ambos casos el proyecto ha de tener en cuenta que el terreno debajo de la cimentación, va a tender a hinchar, a retraer y a producir una distribución de presiones diferentes de las que corresponden a las cargas aplicadas por el edificio y a las reacciones normales del terreno, cualesquiera sea el modelo tomado, ya el de Boussinesq, Frohlinch, Winkler, etc. La distribución de presiones es, dentro de ciertos límites, aleatoria, pero su consideración puede limitarse a dos casos extremos que son los de

la Fig. 6.8. Los momentos que la diferencia entre estas presiones y las cargas del edificio producen, tienden a ser resistidos por el edificio, constituyéndose en un problema estructural.

Hay dos tipos de soluciones: la Sudafricana que consiste en hacer participar a todo el edificio como elemento resistente, embebiendo en los muros armaduras, zunchos de hormigón armado, etc. Esto trae como consecuencia muy estrictas servidumbres arquitectónicas, que se puede decir que hacen difícil esta solución, al menos para viviendas económicas o construcciones de aspiraciones meramente funcionales. La segunda solución consiste en hacer que la propia cimentación resista los momentos producidos, con deformaciones inferiores a las que pueden tolerar los edificios que soporta.

Esta segunda solución es mas cara ya que tiene que resistir momentos importantes con cantos pequeños.

Una solución que apenas se ha explorado es la prefabricación pesada, la cual podría disminuir los costos.

La solución de cimentaciones estructuralmente resistentes tienen variantes que se resumen en:

A)- Cimentaciones Corridas: para los muros que deben resistir por sí los momentos debidos a las diferencias entre las cargas de la estructura y las presiones del terreno, con las soleras interiores directamente sobre este último. Ya que los movimientos diferenciales mayores se dan en forma de cúpula, las soleras tenderán a levantarse y agrietarse.

Siendo esta solución aceptable para edificios industriales pudiéndose mejorar con sustituciones parciales; por el factor económico.

B)- Cimentaciones corridas con forjado suspendido: consiste en apoyar la solera solamente en una fracción reducida de su área y armarla, construyendo un forjado con

casetones prefabricados, igualmente colocados sobre el terreno.

Tales soluciones proporcionan un ahorro moderado de acero sobre la solución de forjado suspendido, que da mayor seguridad, no sólo respecto a la solera, sino, sobre todo al edificio. Proporcionando al terreno una ventilación del terreno en su parte central, que disminuye su hinchamiento diferencial respecto al situado bajo la fachada y el exterior de las mismas, aminorando los movimientos laterales, (Ver Fig. N° 6.9).

C)- Cimentaciones por losa general.- Esta tiene éxito en zonas de expansividad moderada pero no de gran expansividad.

6.4.- CRITERIOS PARA LA ELECCION DEL SISTEMA DE CIMENTACION.-

Es difícil dar una solución única para la elección, ya que tenemos la influencia del tipo de clima y suelo, la estructura, la relación costo-calidad, tanto en material como en mano de obra, tipo

de construcción adaptada a las condiciones locales y al espesor de la capa activa.

Hay zonas en que las construcciones se han realizado poco a poco y así han ido apareciendo rajaduras, grietas que se han ido reparando.

En otros casos, las construcciones en conjunto han afectado severamente las casas, no teniendo si no lugar el derrumbe de éstas por los graves daños presentados.

La solución palafito es la más segura y se deberá usar en movimientos importantes y en donde no sea tolerable la menor grieta.

El edificio rígido es menos seguro, pero tolera movimientos pequeños.

Así también tenemos el uso de estructuras semirígidas o estabilizaciones (que veremos en el capítulo posterior), en construcciones industriales que se desea sean más económicas y son por otra parte, más flexibles.

Sin embargo, estas consideraciones no son directamente traducibles a todos los lugares en que el problema se presenta, por las diversas razones

antes expuestas, lo que puede hacer factible usar el palafito, sustitución u otro método.

Sin olvidar las diferencias que el problema de expansión presenta en cada lugar, nos puede ser de gran utilidad la Tabla N° 6.1, tomada de Gronko (1,974).

6.5.- METODOLOGIA DEL PROYECTO.-

Un proyecto pasa por las siguientes fases:

A)- Identificación del problema: en primer lugar se lleva a cabo la observación de la zona, de las construcciones existentes, de sus grietas presentadas o reparadas y se recibe información de los habitantes de la zona; esto nos basta para establecer si existe o no el problema. Hay que observar con especial cuidado los elementos que verosímilmente están cimentados más superficialmente (tapias y cobertizos), lo cual nos dará una idea más sensible del problema.

Se deben observar las grietas en el terreno, ya que las arcillas se agrietan en

verano en sentido vertical y horizontal quedando bloques sueltos y abarquillados.

En lugares donde no hay construcciones se tomarán muestras alteradas y ensayos de laboratorio con procedimientos sencillos (por ejemplo: límites plásticos; ya que la relación: humedad natural/límite plástico, nos da el índice de desecación, lo que da la idea del estado de humedad del suelo), para poder tomar gran cantidad de datos, ya que expansivamente los suelos son heterogéneos, las capas son de poco espesor, y la diferencia de humedad variada.

Según el Profesor A. Martínez Vargas (1984), la prueba del vaso o botella es más práctica, consiste en preparar una mezcla diluída de agua y suelo y se llena parcialmente $3/4$ partes del recipiente, y se deja que sedimente o se seque el suelo, después de unas horas (caso de la Selva - Bagua, oleoducto Nor - Peruano) se observa que la expansión de la arcilla rompe la botella o vaso dejando una superficie plana al nivel de contenido de la solución.

Es preferible realizar los sondeos al final de la estación seca. En otros casos se pueden realizar ensayos de SPT, lo cual nos puede definir la profundidad de la capa activa y se pueden hacer en gran número.

B)- Cambios previsibles de humedad y espesor de la capa activa: se usan técnicas muy detalladas para determinar parámetros y aplicar métodos matemáticos complejos, con correcciones relacionadas con la fisuración y su influencia en la transmisión de humedad.

También se presentan problemas de infiltración, evaporación, termo-osmosis y de la presión osmótica normal, por la diferencia de concentración de sales.

C)- Estimación de las propiedades de expansión de la arcilla: la capacidad de hinchamiento del suelo puede estimarse de distintas maneras por medio de ensayos de laboratorio: método de inundación, método de succión controlada; o también por medio de correlaciones empíricas.

D)- Previsión de los movimientos: por métodos de campo podemos estimar el levantamiento esperado. El más simple es el sugerido por Van Der Merwe (1964). Este método fue desarrollado de los trabajos en pocos lugares. La interpolación para otros lugares da una valiosa guía, pero los resultados deberían vistos con cuidado. El ensayo del doble edómetro da resultados conservadores, obteniendo una medida del levantamiento total de las condiciones de campo para condiciones saturadas. La mejor aproximación está dada por el método de succión del suelo.

Sin embargo, estos métodos presentan gran dispersión debido: en primer lugar, a la gran sensibilidad de las magnitudes observadas (hinchamiento y presión de hinchamiento) a las variaciones de la densidad y humedad de un punto a otro del terreno y en segundo lugar, a su sensibilidad ante la perturbación de las muestras (deseccación, descompresión, apertura de fisuras, etc.), siendo importante que los ensayos realizados sean significativos.

En el estudio de este problema se buscan correlaciones empíricas, disponiéndose hoy de algunas que proporcionan indicaciones valiosas, las cuales se usan en evaluaciones preliminares y para la interpolación o extrapolación de resultados de ensayos más completos efectuados en algunos puntos del terreno.

E)- Elección de la solución y cálculo de la ~~misma~~: con los datos obtenidos en las fases anteriores estamos en disposición de poder calcular los esfuerzos que los posibles movimientos pueden producir en la cimentación, o en las mismas estructuras.

Teniendo en cuenta que "no una solución única es aplicable universalmente" (G.Robert Fuller, 1980).

TABLA N° 6.1 : PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION SOBRE ARCILLAS EXPANSIVAS

Levantamiento previsible en mm.		Construcción recomendada	Método	Observaciones	Referencias Bibliográficas
L/H = 1.25	L/H = 2.5				
0 - 6	0 - 12	Sin preocupaciones			
6 - 12	12 - 50	Edificio rígido tolerando el movimiento. Armaduras calculadas correspondientemente.	<p>Cimentaciones zapatas. Carreras corridas. Emparrillado.</p> <p>Placas. Con refuerzo emparrillado. Ref. unidireccional.</p> <p>Muros.</p>	<p>Las zapatas deben ser pequeñas y profundas, calculadas según la carga admisible sobre el terreno. Los emparrillados deberán calcularse para las flexiones.</p> <p>Las placas deberán resistir los movimientos flectores previsible y ser independientes de las carreras.</p> <p>Los muros sobre emparrillado o placas deben ser tan flexibles como ellos. Sin conexiones verticales. La fábrica de ladrillo estará reforzada con armaduras o vigas intercaladas.</p>	<p>Means et al (1960).</p> <p>Lambe y Whitman (1965) Chen (1965) Dawsen (1965) Lambe (1960)</p>
12 - 50	50 - 100	Edificios amortiguando el movimiento.	<p>Juntas abiertas flexibles.</p> <p>Muros Flexibles Monolíticos Estructura metálica Cimentaciones Tres puntos Celular Con gatos.</p>	<p>Los contactos entre las unidades estructurales deben evitarse o bien insertar un elemento flexible e impermeable.</p> <p>Los muros monolíticos deben poder levantarse como una unidad.</p> <p>Las cimentaciones celulares permiten cierto hinchamiento reduciendo así la presión. Los gatos no son prácticos para propietarios particulares. La cimentación sobre tres puntos permite movimientos sin producir tensiones en la construcción.</p>	<p>Lange (1957) Templer (1957)</p>
50	100	Edificio independiente del movimiento.	<p>Pilotes Cilíndricos Base anchada</p> <p>Pisos en forjado colgado.</p>	<p>Deben colocarse pilotes del menor diámetro posible y a las distancias mayores, dentro de lo compatible con las cargas. Hay que dejar espacio bajo las carreras.</p> <p>Los pisos deben quedar sobre carreras, levantadas de 30 a 40 cm. sobre el suelo.</p>	<p>Baracos y Bozozuk (1957) Dawson (1959) Clisby (1963) Seed y Chan (1959)</p> <p>Dawson (1959) Clisby (1963) Chen (1965)</p>

(*) L/H es la relación de la longitud a la altura de los muros.



Foto N° 6.1 : Grietas de contracción en los suelos expansivos de la zona Norte del Perú (Carrillo, 1967).

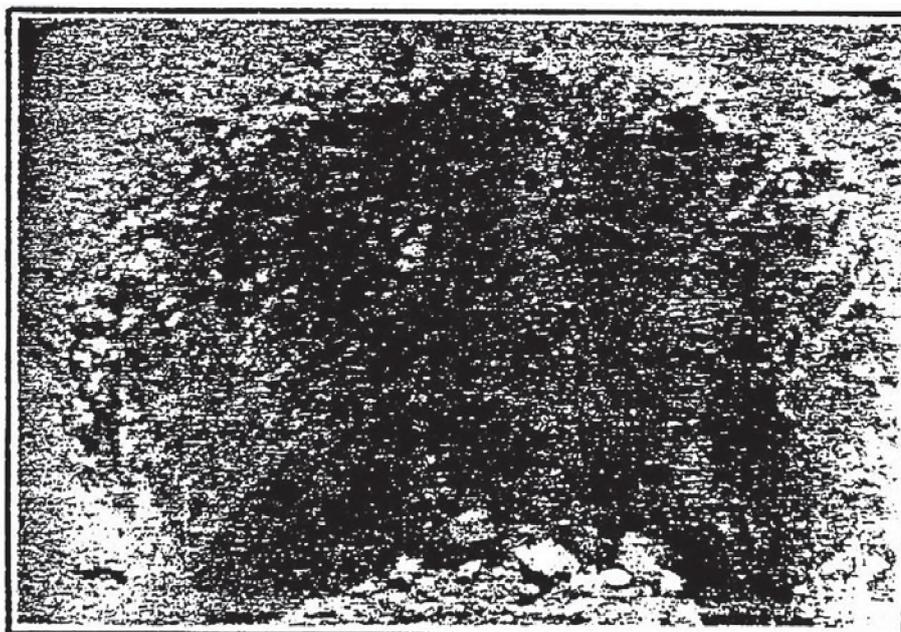


Foto N° 6.2 : Pozo excavado en arcillas expansivas para la colocación de buzones, la desecación hace perder estabilidad a sus paredes y después de algunos días se caen cerrando el pozo. Urb. Chiclayo-Perú (Carrillo, 1967).

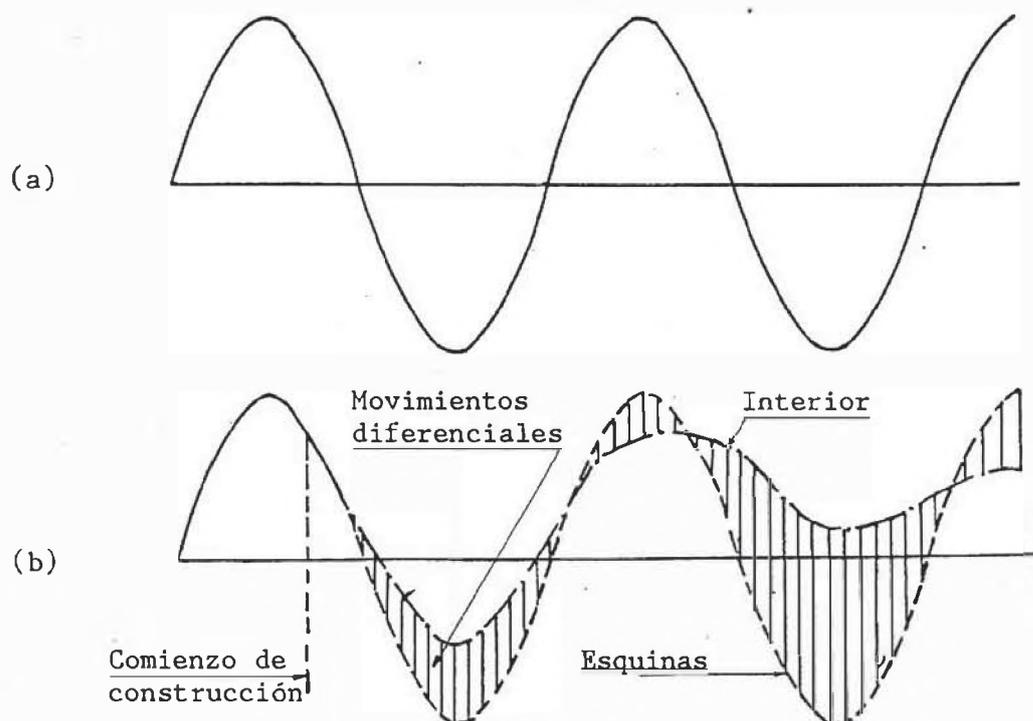


Fig. N° 6.1 : a) Movimientos estacionales del terreno descubierto.
b) Movimientos estacionales debajo de un edificio, a partir de su construcción.

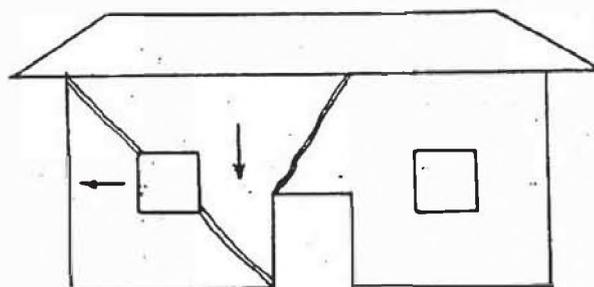


Fig. N° 6.2 : Transformación del movimiento estacional de la esquina de un movimiento irreversible, de asiento de un fragmento de muro. (Jiménez Salas, 1965)

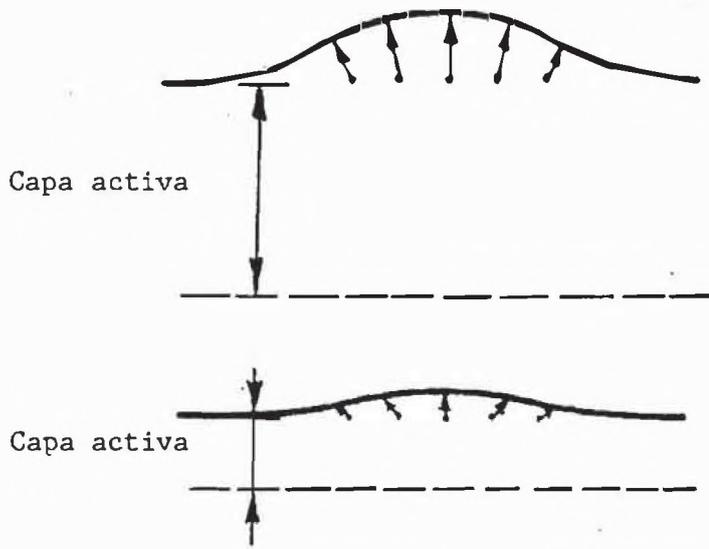


Fig. N° 6.3 : Aproximadamente, los levantamientos son proporcionales al espesor de la capa activa. Los movimientos horizontales, independientes. Estos son, pues, relativamente mucho más importantes cuando la capa activa es delgada.

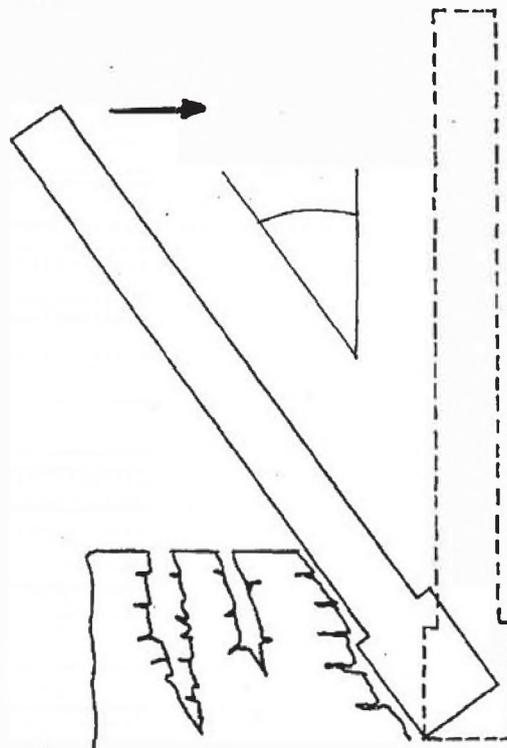


Fig. N° 6.4 : Vuelco de los muros hacia el exterior, en verano.

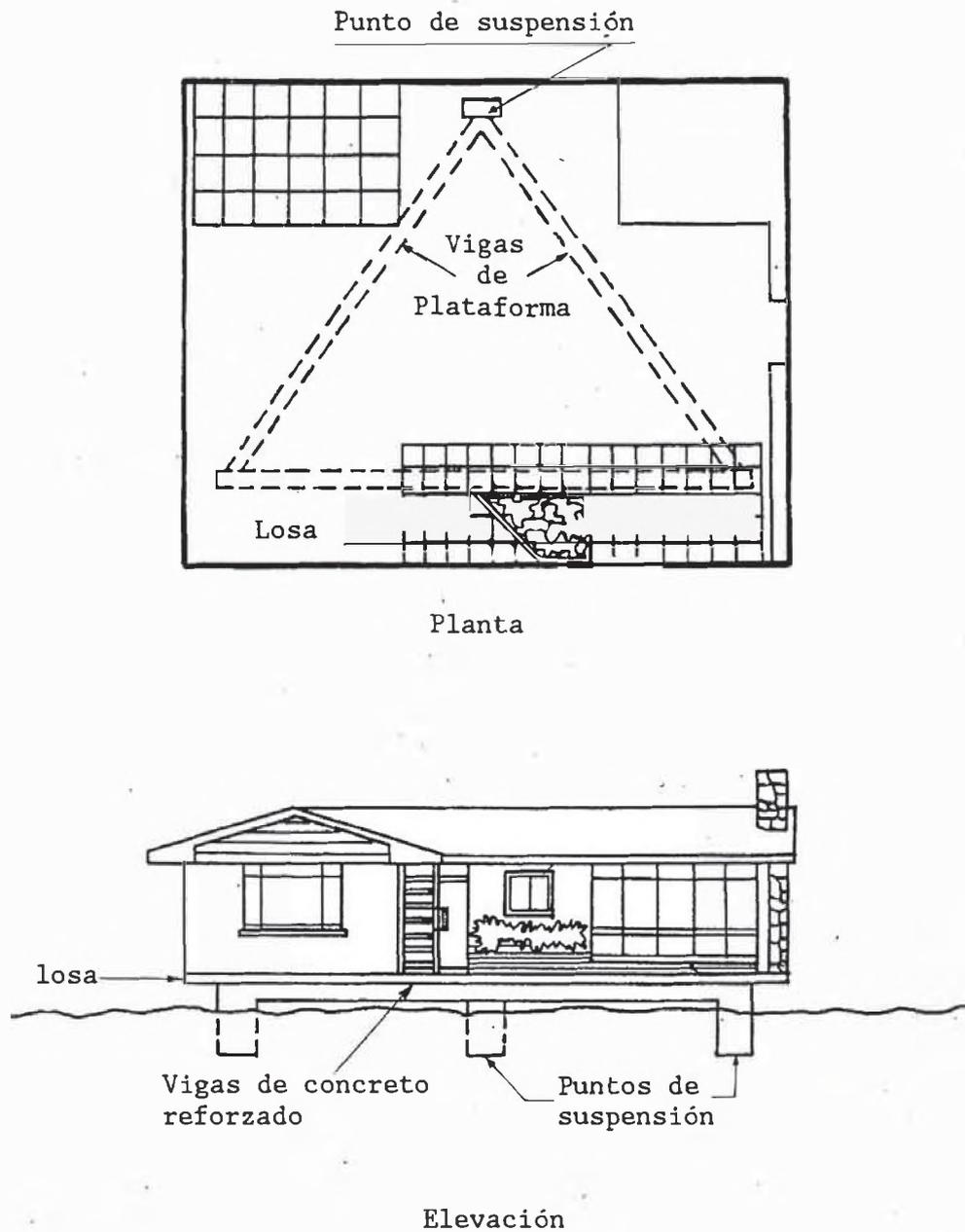


Fig. N° 6.5 : Esta es otra forma para diseñar una estructura adecuándola a suelos expansivos. Esta casa es construida sobre una plataforma rígida que se inclina cuando el suelo se expande.

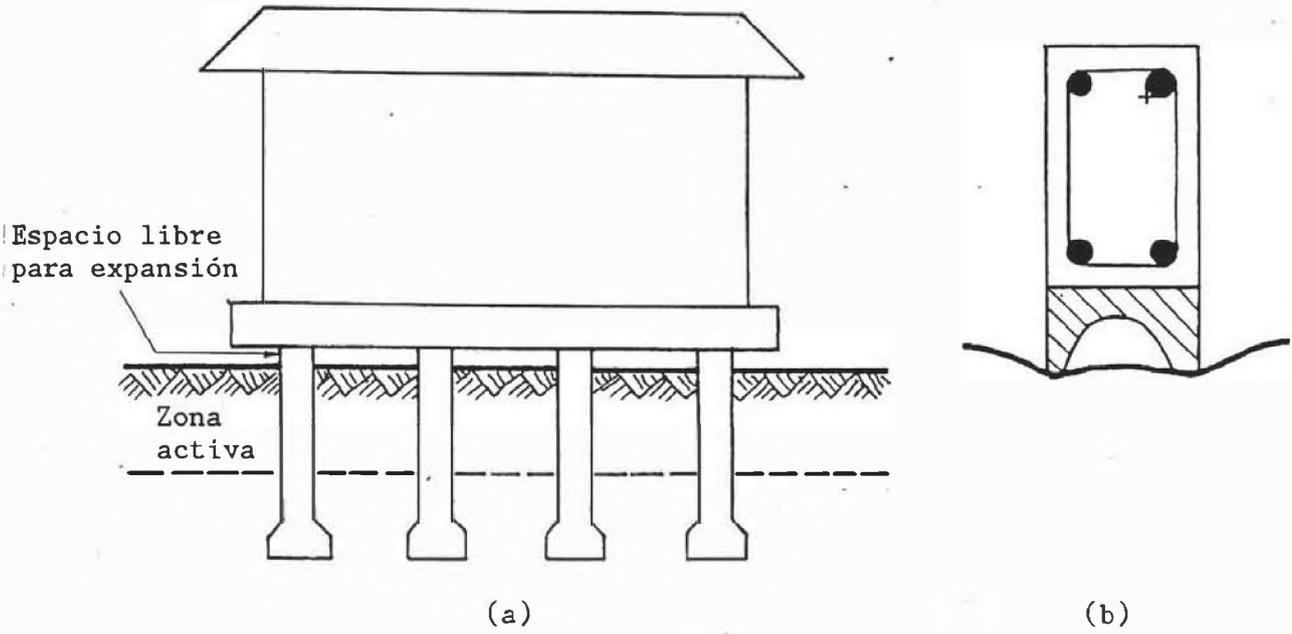


Fig. N° 6.6 : a) Cimentación tipo palafito.
b) Solución de cierre del espacio de expansión, para mejor aspecto y limpieza.

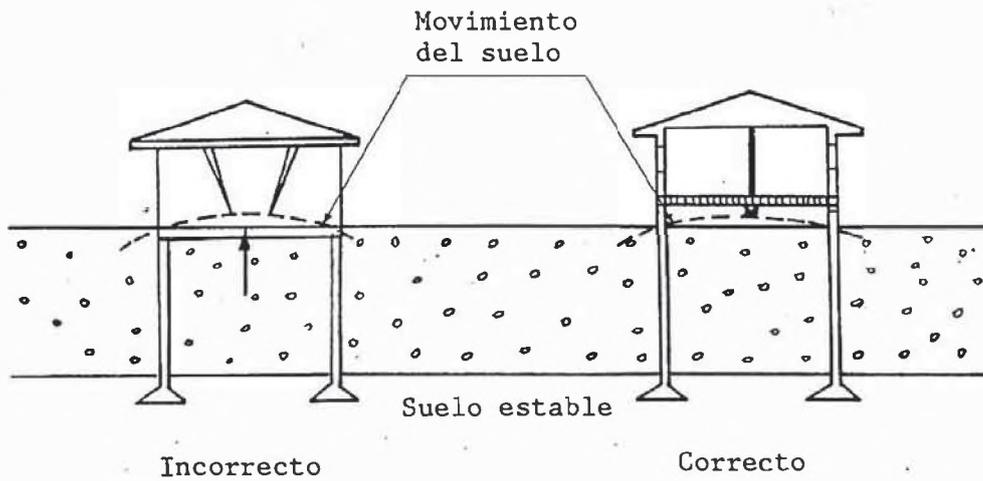


Fig. N° 6.7 : Aquí vemos un ejemplo de una forma errónea y correcta para el diseño de una estructura adaptable a suelos expansivos.

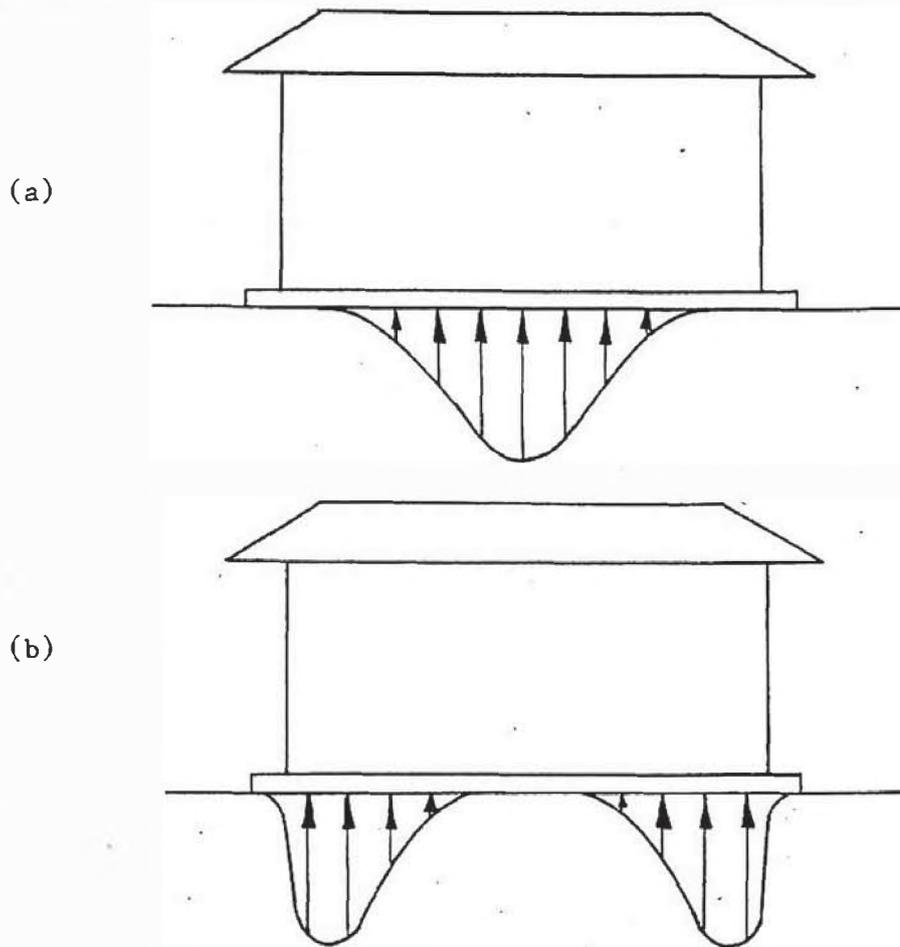
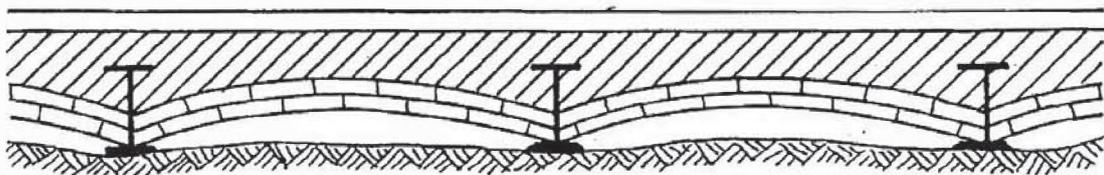
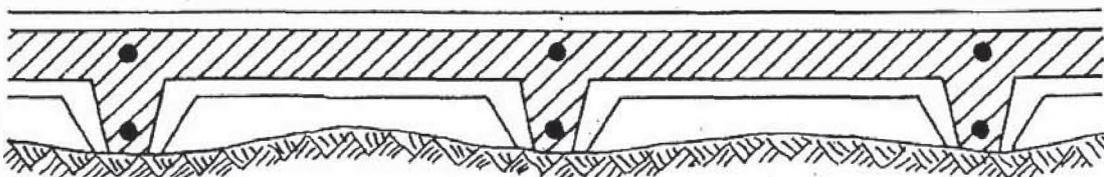


Fig. N° 6.8 : Distribución irregular de las presiones bajo el cimiento, debido a las arcillas expansivas.

- a) Exterior seco. El interior conserva o aumenta la humedad.
- b) Exterior más húmedo que el área protegida por el edificio.



(a)



(b)

Fig. N° 6.9 : Soleras sobre terreno expansivo.

- a) Solución de bovedillas encontradas en varias demoliciones, en Madrid.
- b) Versión moderna del mismo principio (Jiménez Salas y Marsal, 1964)

CAPITULO VII

ESTABILIZACION DE SUELOS EXPANSIVOS

7.1.- INTRODUCCION.-

En teoría, el potencial expansivo de una arcilla puede ser minimizado o eliminado completamente, siguiendo alguno de los siguientes métodos:

- a)- Inundar el lugar del suelo para lograr el hinchamiento antes de la construcción.
- b)- Disminuir la densidad del suelo por control de compactación.
- c)- Reemplazar el suelo expansivo por suelo no expansivo.
- d)- Cambiar las propiedades de expansividad del suelo por tratamientos químicos, físico-químicos, etc.
- e)- Aislar el suelo de manera que ahí no pudiera haber cambio de humedad.

7.2.- PREHUMEDECIMIENTO.-

La humedad puede migrar desde una profundidad moderada del nivel freático a un suelo superior con deficiente humedad, por medio del ascenso capilar.

La migración de la humedad se da de un área de alta temperatura a un área de baja temperatura por medio de la termo-osmosis u otro mecanismo.

Normalmente en la superficie esta humedad se evapora y la humedad de equilibrio se mantiene en el suelo.

La presencia de áreas cubiertas, tales como: losas de piso, pavimentos o estructuras similares, evitan la evaporación incrementando el contenido de humedad del suelo de fundación, produciéndose el hinchamiento.

La teoría de prehumedecimiento está basada sobre el supuesto que si se permite al suelo hincharse por previo humedecimiento para la construcción y si el alto contenido de humedad del suelo es mantenido, el volumen del suelo podría permanecer esencialmente constante, obteniendo un

estado de no levante y por esta razón el daño estructural podría no ocurrir.

7.2.1.- Inundación:

El prehumedecimiento usualmente involucra directamente aniego o inundación del área del edificio. El cimiento y el área de piso es inundado.

Otra práctica incluye primero el prehumedecimiento de la zanja del cimiento, luego se coloca el cimiento el cual es usado como dique para inundar el área de la losa. En algunos casos donde el contenido de humedad del cimiento profundo es estable, el cimiento de concreto es usado como dique de tal manera que solamente el área de la losa es prehumedecida.

El efecto de inundación o aniego en el contenido de humedad a varias profundidades está siendo investigado, así el Departamento de Carreteras de Texas, escogió una sección de la vía interestatal 35 al norte de Waco-Texas para un experimento. Se inundó el tramo y el contenido de humedad a varios metros de profundidad fue tomado, esta

variación bajo el área inundada se muestra en la Fig. N° 7.1, observándose que:

- a)- El contenido de humedad logra una penetración significativa de solamente 1.22 m. bajo el charco durante un período de 24 horas.

- b)- Para obtener una distribución de humedad deseable a gran profundidad, la inundación podría extenderse a 30 días aproximadamente.

Una experiencia al Sur de California indica que un prehumedecimiento moderado de un suelo expansivo con 85% de saturación a una profundidad de 76 cm. frecuentemente es satisfactorio; en suelos altamente expansivos, profundidades de 91 cm. puede no ser suficiente.

En la construcción de losas bajo tierra, después de completado el tratamiento de prehumedecimiento, la superficie de tierra debe estar húmeda hasta la puesta de la losa.

Una capa de 10 a 15 cm. de espesor de arena o grava podría ser colocada sobre él, antes del período de prehumedecimiento,

evitando así que la arcilla se seque y contraiga.

El tratamiento se debe basar en investigaciones ingenieriles, evaluación del sitio, condición del subsuelo, potencial de hinchamiento, condición climática, sistema de cimentación y experiencia local anterior.

El perfil del contenido de humedad deberá ser chequeado frecuentemente por ensayos de campo, para asegurar que los resultados deseados son obtenidos.

Tomando la Fig. N° 7.2 como referencia para saber el mínimo contenido de agua requerido para que el suelo se considere crítico, tenemos que por ejemplo una arcilla con W_l cercano a 40 requiere 23% de humedad y una con W_l cercano a 100 requiere 37% humedad para ser considerado no expansivo "in situ".

Se debe tener en cuenta que la aceleración de levantamiento por inundación es un procedimiento de pre-construcción factible para estructuras ligeras.

E.J.Felt (1953), propone un proyecto de prehumedecimiento en el cual el contenido de humedad del suelo no se incrementa apreciablemente después de la primera semana de prehumedecimiento. Después de 5 semanas, el hinchamiento del suelo continúa.

Esto fue indicativo que la primera infiltración de agua fue tomada probablemente por fisuras y grietas presentadas en la arcilla y por esta razón la expansión completa del suelo no ocurrió. Con el paso del tiempo, el movimiento del agua desde las fisuras en el bloque de la masa de suelo e hinchamiento tuvo lugar através de la masa de suelo y no meramente a lo largo de un camino de filtración.

Dawson (1959), afirma que es extremadamente difícil saturar arcillas de alta plasticidad sin un período de tiempo razonable. La expansión de arcillas saturadas parcialmente puede continuar después de completar la estructura.

La mayoría de carreteras induce fuertemente el uso del método de prehumedecimiento para minimizar a la

subrasante de hinchamiento; es dudoso si el prehumedecimiento puede ser usado para estructuras cargadas ligeramente.

El efecto de migración de humedad, profundidad de penetración, tiempo requerido para saturación e hinchamiento de arcillas saturadas parcialmente no es completamente entendido. Un gran número de ensayos debe ser requerido, antes que la evaluación completa de la práctica de prehumedecimiento pueda ser hecha.

Las siguientes son algunas desventajas del método de prehumedecimiento :

- 1.- Permitiendo la migración del charco de agua en el suelo bajo deficiente humedad. La experiencia indica que en area cubierta rara vez la humedad del suelo bajo la losa decrece. La humedad del suelo podría inducir hinchamiento. Después de la migración de la humedad el hinchamiento alcanza su máximo potencial para el suelo bajo deficiente humedad e induce mas hinchamiento. Este proceso puede continuar por 10 años.

- 2.- Desde el punto de vista de la construcción el tiempo requerido para el prehumedecimiento puede ser crítico. Una condición menor que la de saturación es adecuada frecuentemente para inhibir el levantamiento reparable. La duración del tiempo requerido es usualmente de 1 a 2 semanas de charco. Siempre esta duración puede ser reparable como ser también grande.

- 3.- Es cuestionable si puede ser obtenido un contenido de humedad uniforme en las áreas prehumedecidas. El agua puede filtrarse en una arcilla esquistosa sólo através de sus fisuras, y consecuentemente la distribución uniforme del contenido de humedad no tiene lugar probablemente. Como resultado, el levantamiento diferencial puede ser crítico, aún después de un prolongado período de prehumedecimiento.

- 4.- Experimentos indican que el charco de agua puede efectivamente penetrar en el suelo a una profundidad de 1.22 cm. dentro de un tiempo razonable. Tal profundidad es insuficiente para proporcionar una zona de humedad

balanceada para la construcción de estructuras importantes.

5.- Mientras el prehumedecimiento puede demostrar ser un posible método de estabilización de la pizarra arcillosa, bajo la losa de piso, pavimento o trazo de canal, se duda que la base de la cimentación pueda ser ubicada sobre suelo prehumedecido. En condiciones saturadas la capacidad de soporte de una arcilla lutácea puede ser reducida a un valor muy bajo, tanto como 1,000 psf (48,000 Pa)., el cual prohíbe se use en bases de cimentación convencionales.

Mientras que el prehumedecimiento juega un rol muy importante en la construcción de losas, se duda que este método pueda ser una técnica importante de construcción para fundaciones de edificios sobre suelos expansivos.

7.3.- CONTROL DE COMPACTACION.-

El porcentaje de hinchamiento de un relleno estructural está expuesto a una humedad adicional que depende de lo siguiente:

- 1.- La densidad seca compacta.
- 2.- El contenido de humedad.
- 3.- El método de compactación.
- 4.- La sobrecarga.

Los dos últimos requerimientos no son críticos en la construcción actual. El método de compactación es generalmente limitado por la disponibilidad del equipo. Para losas ligeramente cargadas, la sobrecarga es usualmente muy pequeña.

7.3.1.- Condiciones de colocación:

Dawson (1959), sugirió que los suelos altamente expansivos son compactados con una densidad mínima en vez de una densidad máxima.

Holtz y Gibbs (1959), muestran la influencia de la densidad y la humedad sobre la expansión de una arcilla expansiva compactada en la Fig. N° 7.3.

Se puede ver que la arcilla expansiva se hincha poco cuando se compacta a bajas densidades y alto contenido de humedad, pero se expande grandemente cuando se compacta a mayores densidades y baja humedad.

Gizienski y Lee (1965) demostraron que cuando los suelos fueron compactados a 4.5% encima del óptimo, lo cual es 10.5%, el hinchamiento fue insignificante para cualquier grado de compactación.

En estos casos el contenido de humedad es importante porque el relleno puede resultar de baja densidad; sin embargo no es que alto contenido de humedad podría reducir el hinchamiento. El elemento de control es la densidad. Compactando arcillas rígidas de 4 a 5% por encima del óptimo es muy dificultoso.

El proceso de recompactación de las arcillas en contenido de humedad ligeramente superior a su contenido de humedad y a una baja densidad, podría ser una excelente aproximación.

La presión de hinchamiento en una arcilla es independiente de la presión de sobrecarga, del contenido de humedad inicial, del grado de saturación, espesor del estrato y aumento solamente con el aumento de la densidad seca inicial. Por ejemplo con referencia a la Fig. N° 7.4 y a la Tabla N°

7.1. La densidad seca de una arcilla expansiva típica disminuye de 109 a 100 pcf (1.747 a 1.603 gr/cm³., la presión de hinchamiento disminuye de 13,000 a 5,000 psf (624,000 a 240,000 Pa) y el potencial de hinchamiento disminuye de 6.7 a 4.2%, todo esto puede cumplirse sin el cambio de contenido de humedad.

La ventaja principal de usar esta aproximación es que el potencial de hinchamiento puede ser reducido sin causar efectos adversos por la introducción de una excesiva humedad en el suelo.

La deficiencia del método de prehumedecimiento mencionado anteriormente puede ser eliminado por el control de compactación. El exceso de agua no estará presente en el suelo, por lo tanto ahí la humedad no migrará a la capa de humedad deficiente y podría ser necesario un largo período de espera previo a la construcción. Una razonable capacidad de soporte puede ser asignada a la baja densidad del suelo.

Con la moderna técnica de construcción es posible escarificar, pulverizar y

recompactar el suelo natural efectivamente, sin el aumento sustancial en los costos de construcción.

7.3.1.- Diseño:

Leonard Kraynski de Woodward, Clyde y Asociados, sugirió los siguientes procedimientos de diseño de control de compactación:

- 1.- Se preparará una mezcla adecuada para 3 muestras de Proctor, cada una con su contenido de humedad. Los cilindros se compactarán usando 3 esfuerzos diferentes tales como 12,400 lb-pie/pie³ (AASHTO Standard), 23,000 lb-pie/pie³ y 56,200 lb-pie/pie³ (AASHTO Modificado). Así un total de 12 a 15 muestras será adecuado para definir la curva de densidad húmeda, como se muestra en la Fig. N° 7.5.
- 2.- De cada muestra compactada se puede extraer una muestra de 5 cm. (2 pulg.) de diámetro para ensayar en el consolidómetro por expansión.

Las muestras están sujetas a 144 psf (6,912 Pa) de presión de sobrecarga, luego sumergidas en agua y llevadas a

expansión. De la medición del porcentaje de expansión la curva de igual hinchamiento fue graficada y se muestra en la Fig. N° 7.6.

- 3.- El estudio de estos resultados fue usado como especificaciones de diseño tomando un contenido de humedad de 19 a 23%, y la densidad seca de 96 a 102 pcf (1.538 a 1.634 gr/cm³).

Usando las condiciones del lugar, el promedio de hinchamiento bajo una sobrecarga de 144 psf (6912 Pa) es predicha a ser 5%, con un máximo potencial de hinchamiento menor que el 8%, tal promedio y máximo hinchamiento es considerado aceptable para el tipo de construcción propuesta.

- 4.- La profundidad requerida de compactación depende del grado de expansión y la magnitud de la carga impuesta. Generalmente de 30.5 a 152.4 cm. de material compactado podría ser adecuado con el rango de 61 a 91 cm. es siendo el más usado comúnmente.

7.4.- REEMPLAZO DE SUELO.-

Una fácil y simple solución para losas y zapatas fundadas sobre suelos expansivos es reemplazar la fundación del suelo con suelo no expansivo.

La experiencia indica que si el subsuelo consiste de más de 152.4 cm. de suelo granular (SC-SP), no existe peligro de movimiento en la cimentación si la estructura es apoyada sobre este suelo granular.

En cuanto a la mecánica y trayectoria de la filtración de agua superficial se concluyó que esta nunca ha alcanzado el suelo expansivo o el levantamiento del suelo expansivo inferior es uniforme, no siendo notable el movimiento estructural.

Esto no es tan real en el caso hecho por el hombre. Por razones económicas, la extensión del relleno seleccionado debe ser limitado en un máximo de 3 m. fuera de la línea del edificio, existiendo la posibilidad de humedecimiento en el borde. No se ha establecido una guía para el espesor del relleno seleccionado. Se insiste en un mínimo de 91 cm., aunque se prefiere 152.4 cm. Este espesor se refiere

al espesor del relleno seleccionado debajo de la profundidad de la zapata o piso de losa.

Los requerimientos importantes para el reemplazo del suelo son: tipo de material de reemplazo, profundidad y extensión de reemplazo.

7.4.1.- Tipo de material:

Es obvio que el material de reemplazo será no expansivo, pudiendo ser todos los suelos, granulares que entran en el rango de GW o SC en el sistema de clasificación SUCS, pueden satisfacer el requerimiento de ser no expansivos. Sin embargo, en los suelos granulares limpios tales como: GW y SP el agua puede viajar libremente através del suelo y causar humedecimiento en la parte baja del suelo expansivo. En el otro extremo un material SC con alto porcentaje de arcilla plástica algunas veces mostrará potencial de hinchamiento. El siguiente criterio se ha usado con cierto grado de éxito:

Límite Líquido (%)	% Menor Malla N° 200
mayor que 50	15 - 30
30 - 50	10 - 40
menor que 30	5 - 50

Se ha dado énfasis a la posibilidad de mezcla de suelo granular con suelo expansivo del lugar, reduciendo así la cantidad de relleno requerido, tal método teóricamente es razonable pero en la práctica es difícil incorporar suelo granular con arcilla seca dura.

7.4.2.- Profundidad de reemplazo:

La profundidad de influencia es una cuestión más complicada que debe ser resuelta en el tratamiento del suelo debajo de la losa o zapata. ¿Hasta que profundidad el suelo sería recompactado? ¿Cuántos metros de sobre excavación se requeriría?. Estas preguntas no pueden ser inteligentemente contestadas hasta que la cantidad de movimiento que ocurriría debajo de la losa o zapata pueda ser evaluada.

Teóricamente, la cantidad de levantamiento puede ser evaluado de los datos derivados de los ensayos de hinchamiento y distribución de presiones.

Gizienski y Lee (1,965) evaluaron teóricamente el levantamiento ocurrido

derivado de los datos de ensayos de laboratorio y de las actuales mediciones tomadas de un ensayo de campo a pequeña escala. Ellos encontraron que el levantamiento en el campo fue únicamente la tercera parte de lo estimado en los ensayos de laboratorio.

El Departamento de Carreteras de Colorado estableció curvas que muestran las relaciones entre el hinchamiento total y la profundidad (1,967). Demostrando con estudios que el hinchamiento en muchas arcillas de Colorado puede ocurrir hasta 6.10 m. de profundidad.

Mientras que ambas, la aproximación teórica y la medición actual concerniente a la profundidad de influencia son urgentemente necesarias, las siguientes pueden ser unas conclusiones:

1.- El potencial vertical de aumento de la masa de suelo, digamos: $3 \times 3 \times 0.9$ m. (tal como usó Gizienski en su experimento) bajo la condición de saturación uniforme puede ser menor que la misma masa sujeta a un humedecimiento local solamente. El

humedecimiento uniforme tiende a igualar el levantamiento.

2.- Existe definitivamente una ventaja en colocar la estructura sobre un colchón de suelo no expansivo. Aún cuando el suelo expansivo sea profundo, el movimiento será uniforme y consecuentemente más estable.

3.- La profundidad del relleno seleccionado nunca sería menor de 91.4 cm., prefiriendo sea de 121.9 cm. El potencial de hinchamiento del suelo bajo el relleno es muy importante como la densidad y las condiciones de cambio de humedad en varias localidades.

Se notaría que con 1.22 m. de relleno mas el peso de concreto a una presión uniforme de 600 psf (28,800 Pa) es aplicada a la superficie del suelo expansivo. Para suelos de hinchamiento moderado, tal sobrecarga puede ser importante en prevenir el potencial de hinchamiento.

4.- La falla del método de reemplazo del suelo ocurre generalmente durante la construcción. Si la subrasante o

excavación abierta es humedecida excesivamente antes de la colocación del relleno, el agua atrapada causará hinchamiento. En tal caso, el levantamiento perjudicial ocurrirá a pesar del espesor del relleno escogido. El Ingeniero de suelos, tendría la oportunidad de supervisar la colocación del relleno o tal esquema no podría ser adoptado.

- 5.- El espesor del relleno sería reducido si una combinación del suelo recompactado y suelo reemplazado son usados. El suelo natural es escarificado y recompactado como se describió en el "Control de Compactación", para un espesor de 60.1 cm., luego otros 60 cm. se colocarían de relleno compactado.

El espesor combinado de 122 cm. sería adecuado para controlar el levantamiento.

- 6.- El grado de compactación del relleno seleccionado depende del tipo de la estructura que soporte. Para losas apoyadas, el 90% de la densidad del Proctor Standard sería adecuado. Para

zapatas, el grado de compactación de 95 a 100% sería aconsejable.

7.4.3.- Extensión del reemplazo:

La razón principal que un colchón de relleno artificial seleccionado es menos efectivo que un delantal natural de suelo granular en condiciones naturales, es que el delantal se extiende sobre un área, mucho más que en condiciones artificiales. En un relleno artificial existe la posibilidad que filtre a la profundidad del suelo expansivo en el perímetro de relleno. Entonces para grandes áreas de reemplazo es más efectivo el relleno.

La Fig. N° 7.7 muestra las extensiones sugeridas de reemplazo para ambos: sin o con sótano. Con este acuerdo, la posibilidad que el agua superficial entre a la cimentación del suelo es reducida. El tipo de material usado para el relleno sería el mismo que el usado para colocar debajo de la losa.

7.4.4.- Evaluación:

El reemplazo del suelo es el mejor método usado para obtener la estabilización de la cimentación de un suelo. La evaluación del método de reemplazo es la que sigue:

- a)- Es posible compactar un suelo no expansivo de reemplazo a altos grados de compactación, permitiendo al material soportar una losa o zapata fuertemente cargada, no pudiendo obtener esto con el método de prehumedecimiento. Sin embargo, no es deseable un alto grado de compactación sobre suelos expansivos siendo consecuentemente limitada la capacidad de carga.
- b)- Su costo es relativamente mas económico cuando se compara con el tratamiento químico del suelo. No hay equipo especial para la construcción, tal como: escarificador, esparcidor o mezclador que sea necesario. La construcción puede ser llevada a cabo sin demora, como no lo es en el método de prehumedecimiento.
- c)- El colchón granular sirve de barrera efectiva contra la subida del nivel freático.

- d)- Con excepción de un piso de losa estructural (piso suspendido), el reemplazo de suelo proporciona seguridad para la construcción de una losa sobre el suelo.

- e)- Para resguardarse contra las condiciones inesperadas que quizá puedan causar levantamiento, se sugiere construir una losa flotante. Las juntas de deslizamiento deben ser provistas para toda la losa para evitar que el movimiento altere la estructura.

- f)- La superficie de drenaje alrededor de la construcción debe ser adecuadamente mantenida y no dar oportunidad para que agua entre en el suelo expansivo bajo el relleno seleccionado.

7.5.- ESTABILIZACION CON CAL.-

El uso de la cal como estabilizador es conocido desde hace mucho tiempo. Por siglos, la China ha usado la cal como agente estabilizante en cimentaciones de suelos. La Ingeniería moderna rechazó el uso de la cal (por preferir al cemento), porque la acción cementante de la cal requiere mucho

más tiempo y la ganancia en resistencia es mucho menor que con el cemento.

Desde que la resistencia no es requerimiento, la cal es un agente favorable para reducir el hinchamiento en la cimentación del suelo.

Aunque el tratamiento de cal en la subrasante es cuestionable en la mezcla, en muchos casos el uso de la cal para estabilización ha ido aumentando.

7.5.1 - Reacción:

La reacción química entre la cal y el suelo es compleja y ocurre como resultado de dos procesos: el intercambio catiónico de bases con iones fuertes de calcio de la cal reemplazando a los iones débiles de sodio sobre la superficie de una partícula de arcilla. Adicionalmente, los iones de calcio no intercambiados pueden ser absorbidos y la densidad total del ión aumenta. La red o estructura resultante del suelo tratado es una baja capacidad de intercambio de base para la partícula, con el resultante menor cambio de potencial de volumen; la acción puzolánica produce cambio de la textura del suelo a través de la floculación de las

partículas de arcilla que tiene lugar cuando la cal es mezclada con arcilla. Al aumentar la cal, se reduce el contenido de arcilla y aumenta el porcentaje de partículas gruesas.

Siendo los efectos:

- 1.- Reduce el I.P., el incremento el W_p y reduce el W_l .
- 2.- Agua y cal aceleran la disgregación de grumos de arcilla durante la pulverización, proporcionando mayor trabajabilidad.
- 3.- Reduce efectos aglomerantes.
- 4.- Facilita disgregado del suelo y secado más rápido.
- 5.- Reduce considerablemente las expansiones y contracciones.
- 6.- Incrementa la resistencia del suelo a la compresión, el valor relativo de soporte se incrementa.
- 7.- La capa estabilizada proporciona una excelente plataforma de trabajo para la construcción de las capas superiores de la sección estructural de un camino.
- 8.- La temperatura acelera la acción de la cal y permite una rápida cristalización de nuevas especies.

- 9.- Carbonatos y materia orgánica inhiben la acción de la cal.
- 10.- Origen alta solubilidad del Silicato de Alumina en un medio fuertemente básico.

7.5.2.- Aplicación:

Se recomienda:

- a)- Cales obtenidas de hornos con calderas rotatorias antes que verticales.
- b)- Que contengan un alto porcentaje de cal libre y que además la cal se presente como un polvo muy fino y no carbonatado, para evitar respuestas mediocres en la estabilización.
- c)- Utilizar cal hidratada de buena calidad y que cumpla con las especificaciones, dosificándola con respecto al peso seco del suelo, extendiéndose en forma uniforme ya sea en seco o en forma de lechada. En áreas populosas se recomienda utilizar la lechada. Para evitar que el viento la remueva o bien que se carbonate, deberá mezclarse la cal con el suelo antes de que transcurran 6 horas de su aplicación. Debido a que la

cal en forma de lechada tiene menor concentración que en el caso de la cal seca, son necesarias de dos a más pasadas para proveer la calidad requerida de sólidos de cal.

- d)- La estabilización deberá realizarse por capas, teniendo éstas un espesor igual.
- e)- Es esencial una disgregación adecuada de la fracción arcillosa. Así, donde se tenga arcillas francas es necesario efectuar el mezclado en dos etapas permitiendo entre ambas un cierto período de curado y empleando en cada etapa la mitad del porcentaje de cal obtenida en el diseño.

Durante el período inicial del curado, la arcilla forma grumos pequeños que facilitan la pulverización en la etapa final.

- f)- Escarificación y disgregación hasta la profundidad deseada, no incluyendo raíces, turba, materia orgánica o agregados mayores de 7.5 cm en el suelo por estabilizar.
- g)- Mezclado y humedecimiento iniciales: mezclado con cal de forma tal que el

suelo sea disgregado hasta tamaños menores de 5 cm. Adición de agua hasta un 5% arriba de la humedad óptima.

h)- Curado inicial: antes del cual deberá efectuarse una ligera compactación. Este curado permite que el agua y la cal rompan los grumos de arcilla, siendo el mínimo 48 horas; hasta 7 días en caso de suelos muy arcillosos.

i)- Mezclado final y disgregación: esto se hará hasta que los grumos pasen por la malla de 1" y cuando menos que el 60% pase la malla N°4 (excepto las partículas sólidas del suelo).

j)- Compactación: de acuerdo al estudio realizado en el laboratorio, ésta se puede iniciar inmediatamente después del mezclado final y en ningún caso deberá retrasarse más de una semana. La compactación se hará en capas de 15 cm. de espesor máximo para rodillos neumáticos pesados o rodillos vibratorios y de 3 a 5 cm. para rodillo neumático ligero.

k)- Curado final: De acuerdo a lo observado en el campo y/o laboratorio se fijará el

tiempo de acuerdo para que cada capa adquiriera sus características deseadas, antes de colocar las capas superiores, siendo generalmente de 3 a 7 días.

El curado puede ser: con adición de agua manteniendo húmeda la superficie con ligeros rociadores con agua en forma periódica y recompactando cuando sea necesario; con impermeabilización de la superficie con aplicación de riego asfáltico o similar.

- l)- No deberá llevarse a cabo la estabilización cuando la temperatura ambiente sea inferior a 10°C, en virtud a que afecta el proceso.

- m)- Realizar un control de contenido de cal, ya sea con el método de titulación, que consiste en adicionar ácido clorhídrico, u otros como el uso de microscopios electrónicos, refracción de rayos X, etc..

7.5.3.- Presión de inyección:

La presión de inyección de estabilización con cal se ha usado en algunos lugares de Estados Unidos. Este método

consiste en inyectar a presión lechada de cal en un suelo cercanamente espaciado, como se muestra en la Fig. N° 7.8.

La lechada de cal fue dispersada desde el punto de inyección a través de huecos, fisuras en la arcilla y grietas de desecación; la extensión de tal migración es limitada.

L.K.Davidson (1965) estableció que los resultados de estudios de laboratorio muestran que la cal se difunde en un sistema: agua-suelo.

Para la condición experimental, la velocidad de difusión fue muy lenta y dada por la ecuación:

$$L = 0.081t^{\frac{1}{2}} \quad (7.1)$$

donde:

L = distancia de penetración de la cal en pulgadas.

t = el tiempo en días.

De lo cual se deriva que para una penetración con distancia igual a 3.8 cm. el

tiempo que demorará será 1 año , deduciendo así que la migración de la cal en suelos expansivos es extremadamente lenta debido a su permeabilidad y rigidez; pudiendo acelerarse su velocidad de migración si se introducen grandes cantidades de agua para acarrear la lechada de cal. Existiendo el peligro de accionar una excesiva cantidad de hinchamiento en la profundidad del suelo tratado.

Woodward-Clyde-Sherard y asociados, en su investigación concluyen que el éxito del tratamiento se debe probablemente al efecto de la barrera de humedad a causa de algún cambio esparcido en las propiedades del suelo.

7.6.- ESTABILIZACION QUIMICA.-

Para estabilizar suelos expansivos se pueden usar otros productos químicos orgánicos e inorgánicos. El cemento y la ceniza volcánicas se han usado en el laboratorio con exitosos resultados; siendo el costo del cemento mayor que la cal.

La ceniza volcánica es algunas veces agregada a la mezcla suelo-cal para aumentar la reacción puzolánica.

Otros productos inorgánicos químicos tales como: el silicato de sodio, hidróxido de calcio, cloruro de sodio, cloruro de calcio y ácido fosfórico se han usado para estabilizar el suelo expansivo. Muchos de estos productos químicos son efectivos bajo condiciones de laboratorio pero su aplicación en el campo es muy difícil.

No hay evidencia de que los productos químicos sean económicamente beneficiosos.

7.6.1.- Estabilización con cemento:

Los productos de hidratación del cemento portland incluye hidratos de: silicato de calcio, aluminato de calcio, cal hidratada. Durante la hidratación el cemento portland libera una gran cantidad de cal. Se cree que el intercambio de bases y la acción del cementante del cemento portland con la arcilla es similar que la cal. En adición a lo anterior la incorporación del cemento portland en la arcilla aumenta la resistencia

de la mezcla. El producto resultante es conocido como suelo-cemento.

La acción del cemento en los minerales de arcilla, es reducir el Wl, I.P. y el potencial de cambio de volumen y para aumentar el L.C. y resistencia al corte.

Los métodos de mezcla y dispersantes para el cemento son idénticos a aquellos usados en la cal.

La dificultad de introducir uniformemente el cemento portland en suelos de granos muy finos es mayor que con la cal porque es menos soluble.

El cemento y la cal se han usado en la construcción de carreteras para modificar la propiedad de hinchamiento de la subrasante del suelo; en cambio su uso para el suelo debajo de la losa en edificaciones son raramente reportados. El uso de cemento parece ser gran potencial para modificar el suelo debajo de la losa.

Con 2 a 6% de cemento incorporado en la arcilla, la mezcla resultante de suelo-

cemento actúa como una losa semirígida. Si a una profundidad el suelo se expande, el efecto resultante tiende a distribuirse uniformemente, reduciendo así el daño causado por el levantamiento diferencial. Tal construcción es favorable para el tratamiento de un gran piso de un almacén donde existe una grieta libre, el nivel del piso es esencial y el uso de una losa estructural es económicamente imposible. Debido a la necesidad de resistencia, el uso de la cal no proporciona un elemento semirígido debajo de la losa.

Para su aplicación económica deberá requerir de mayores estudios y perfeccionamiento en su aplicación.

7.6.2.- Componente orgánico:

Los componentes orgánicos estabilizan suelos expansivos por impermeabilización, por retardo de la absorción o por endurecimiento del suelo con resina. Los componentes orgánicos tales como: Arguard 2HT o 4 Terf-Butylpyrocatechol se han usado con éxito limitado.

Davison y Glab (1949), en el laboratorio de investigación de Iowa, para subrasante de suelos altamente plásticos han demostrado que ciertos componentes orgánicos que suministraron grandes cationes orgánicos cuando se disolvió en el agua tiene una considerable expectativa como aditivo para incrementar la estabilidad de tal suelo. Ellos encontraron que en la solución de un aditivo químico en agua de este tipo decrece la plasticidad, la contracción e hinchamiento de muestras de suelos plásticos.

La Soil Technology Cooperation en Denver-Colorado introdujo un líquido conocido como: Fluid 705, 706, y 707, con los dos primeros se realizaron ensayos de expansión aplicándoles una sobrecarga de 100 psf (4,800 Pa.) en cada uno, no habiendo expansión en el primero; expansión moderada en el segundo y altamente expansiva en el de agua destilada.

De igual manera, se realizaron ensayos de permeabilidad importantes para ver la capacidad de migración del fluido.

En 1,974 se realizó un experimento a gran escala en Denver-Colorado, sin reducción

significante del I.P. y del potencial de hinchamiento, no obstante se ganó la siguiente experiencia:

- 1.- Los pozos deberían tener un máximo espaciamiento de 30.48 cm.
- 2.- Se aplicaría el fluido a una presión no menor de 250 psi (17.58 Kg/cm²).
- 3.- Proporcionar medidor de presión para indicar la caída de presión cuando el fluido fluye en la sutura y fisuras de la arcilla. El barrenador podría avanzar luego para evitar fisuras.

Con estudios posteriores podría tener lugar este tipo de estabilización.

TABLA 7.1

**EFFECTO DE LA VARIACION DE LA DENSIDAD EN EL
CAMBIO DE VOLUMEN Y EN LA PRESION DE HINCHAMIENTO
PARA UNA MUESTRA DE CONSTANTE CONTENIDO DE HUMEDAD**

DENSIDAD INICIAL (pcf)	CONTENIDO DE HUMEDAD (%)		GRADO INICIAL DE SATURACION	INCREMENTO DE VOLUMEN (%)	PRESION DE HINCHAMIENTO (psf)
	INICIAL	FINAL			
94.3	12.93	21.27	45.0	2.7	2,600
99.4	12.20	24.92	48.1	3.8	4,600
100.2	12.93	19.93	52.1	4.2	5,000
103.3	12.93	20.51	56.3	5.1	7,000
109.1	12.93	20.56	65.4	6.7	13,000
110.8	12.20	19.03	64.7	7.3	14,000
114.5	12.20	19.17	71.6	8.2	21,000
118.9	12.20	17.08	81.2	8.6	35,000
Prom.	12.55	21.08			

Profundidad bajo la superficie de subrasante (P.T.)

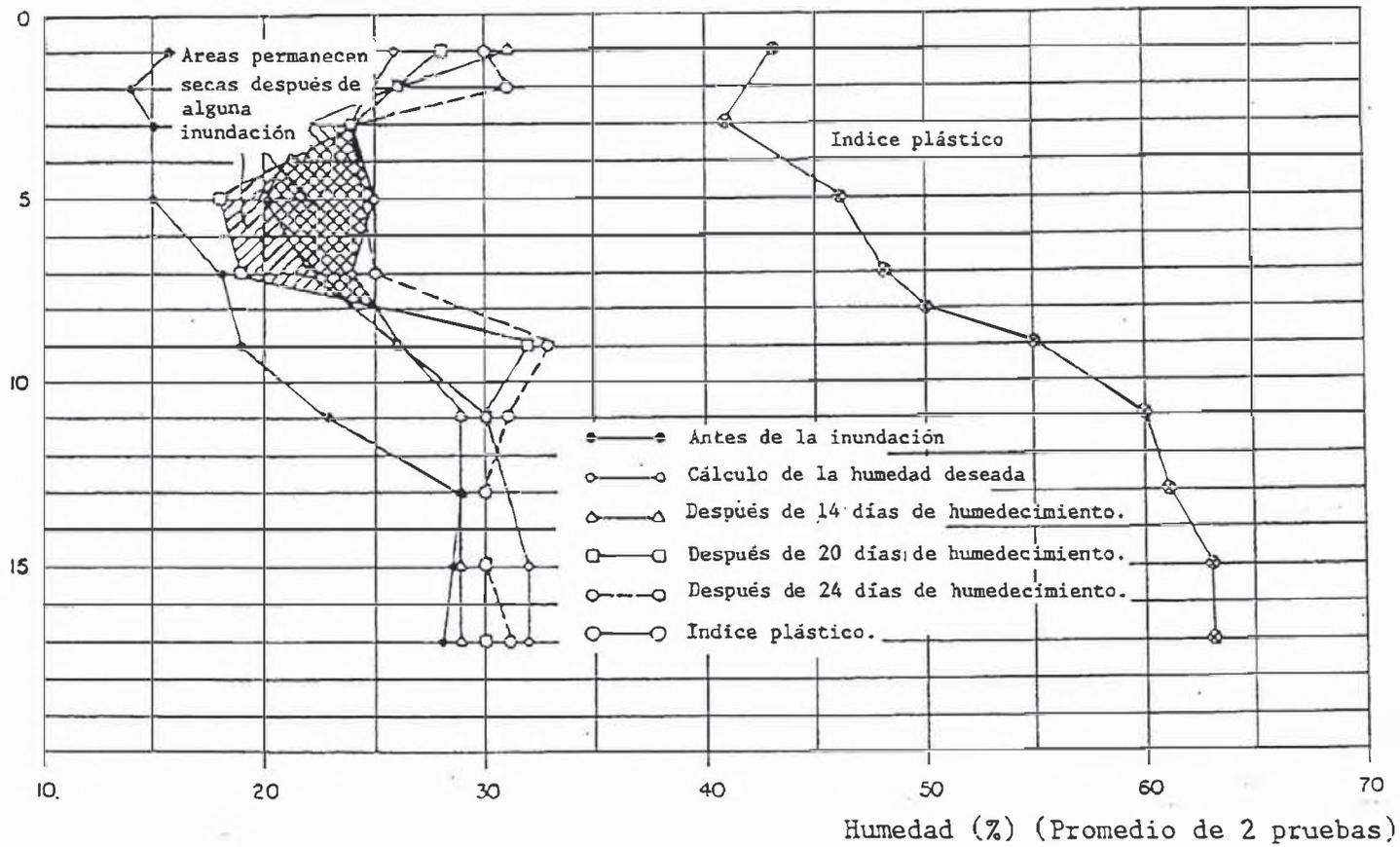


Fig. N° 7.1 : Movimiento de la Humedad en la subrasante IH35. (Después Mc. Dowell)
Mc. Lennan Co., Texas.

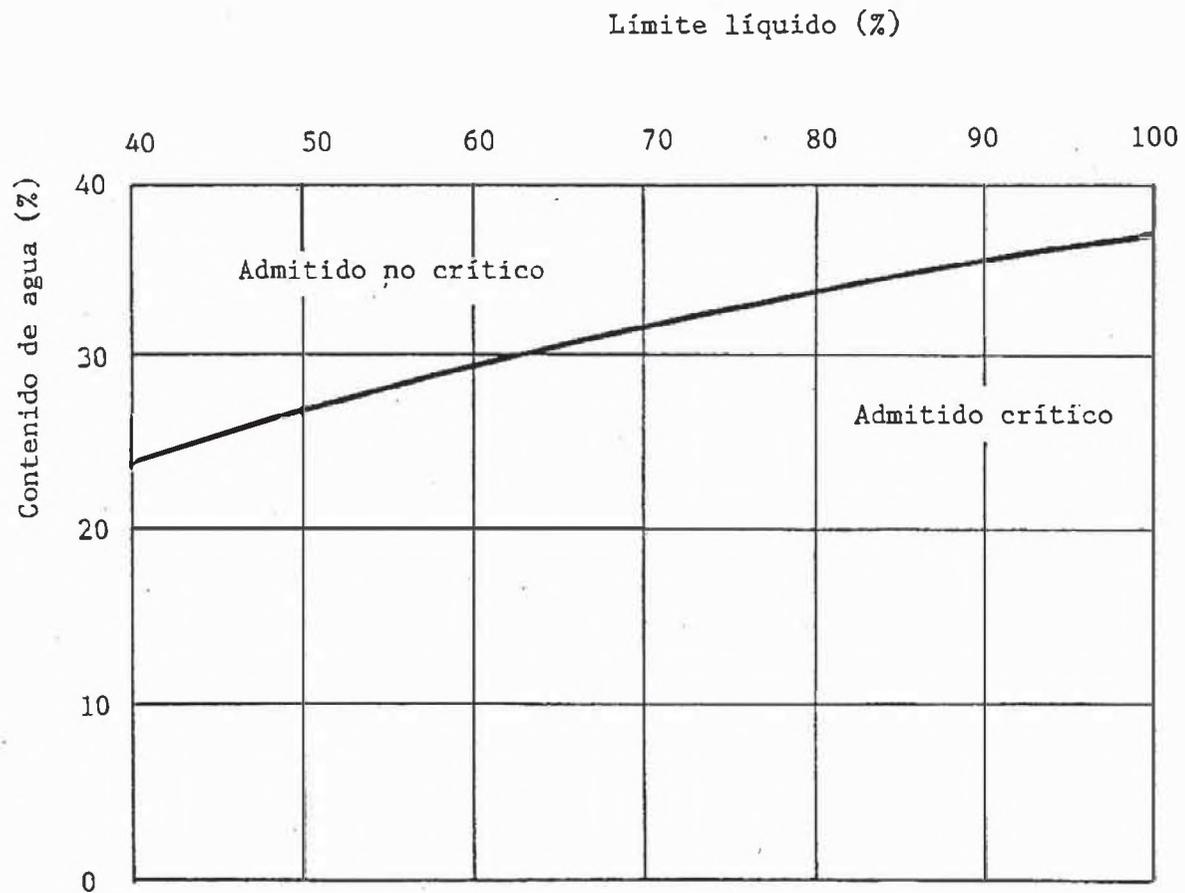


Fig. N° 7.2 : Contenido de agua mínima requerida para el Límite líquido d los suelos. (Después de Bara, 1969)

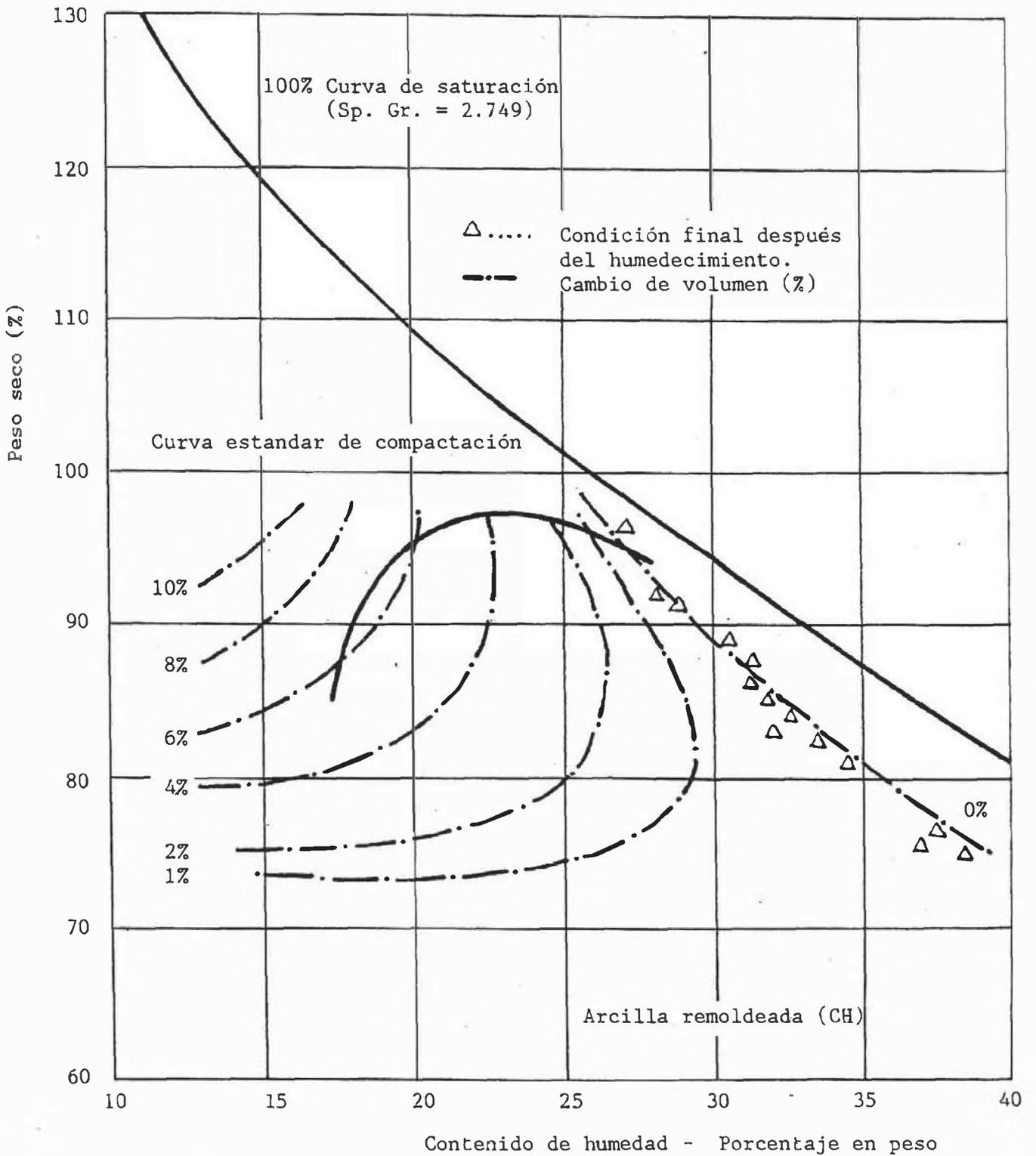


Fig. N° 7.3 : Porcentaje de expansión para diferentes condiciones de colocación cuando está bajo una carga unitaria, psi. (Después de Holtz y Gibbs, 1959)

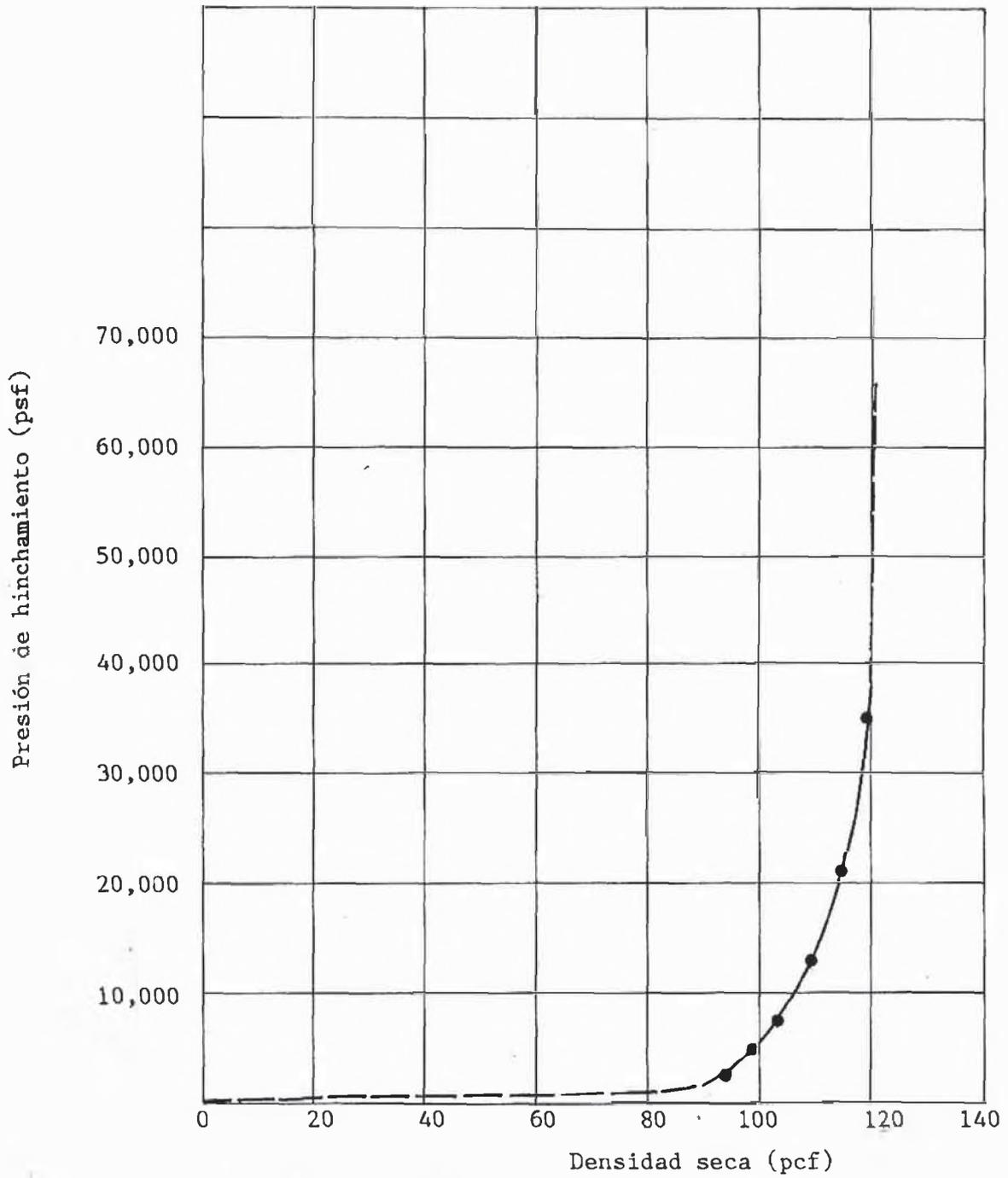


Fig. N° 7.4 : Efecto de la variación de la densidad sobre la presión de hinchamiento, para un contenido de humedad constante en el espécimen.

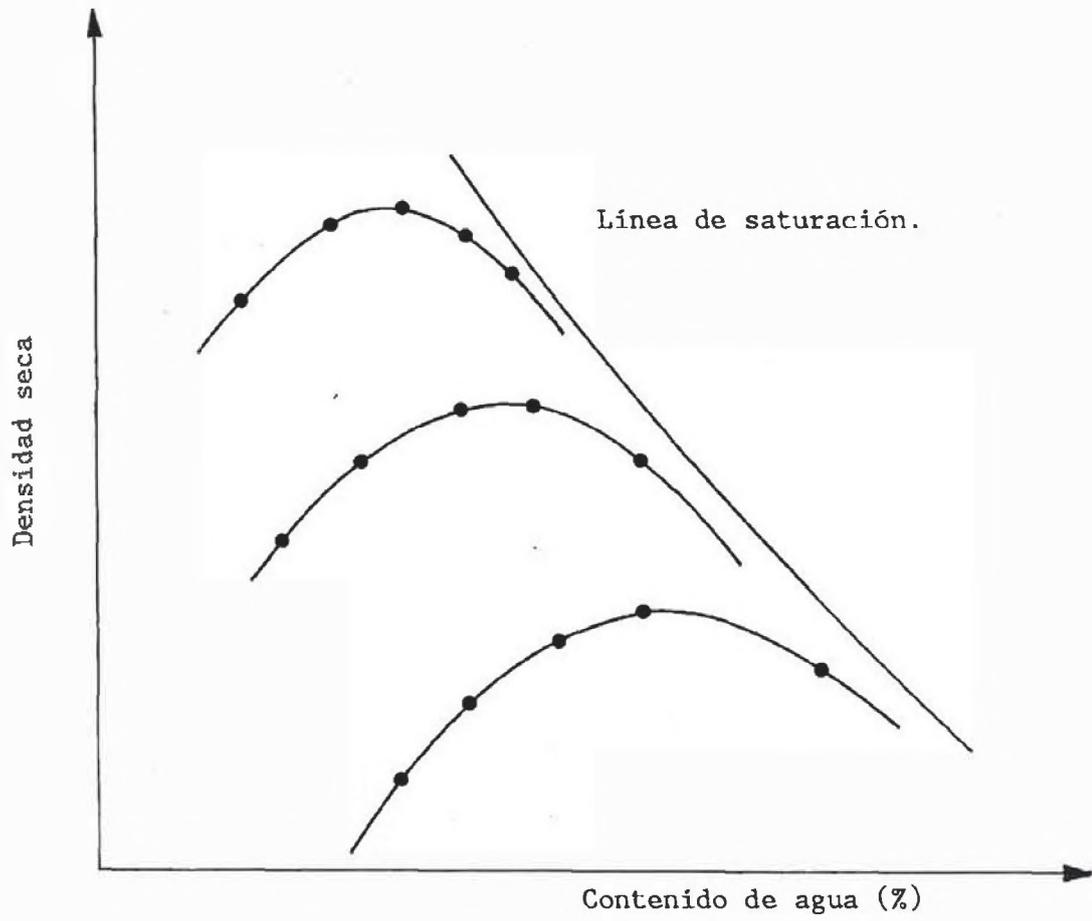


Fig. N° 7.5 : Preparación de especímenes para especificaciones de terraplenes (Después de Woodward-Clyde y asociados).

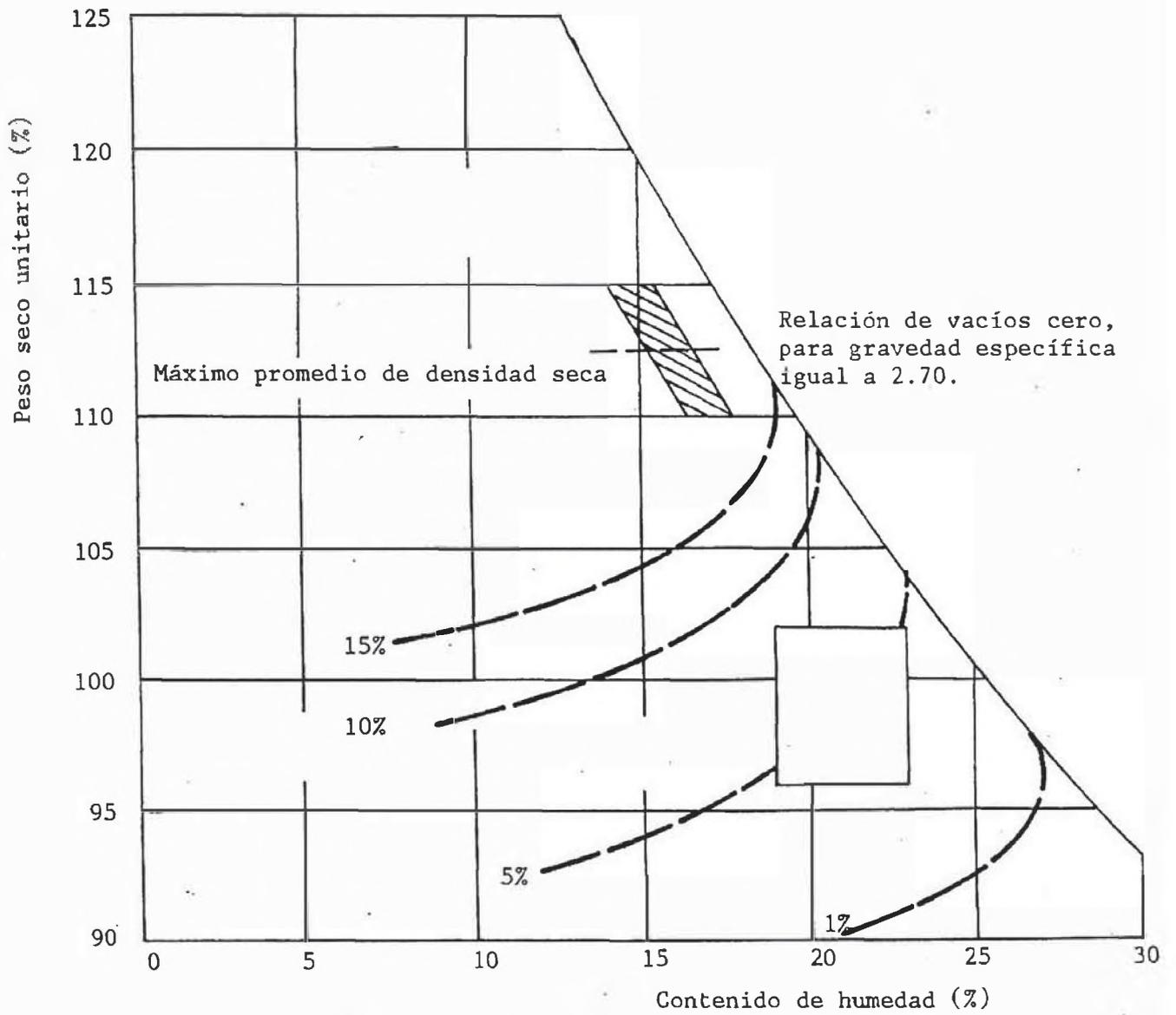
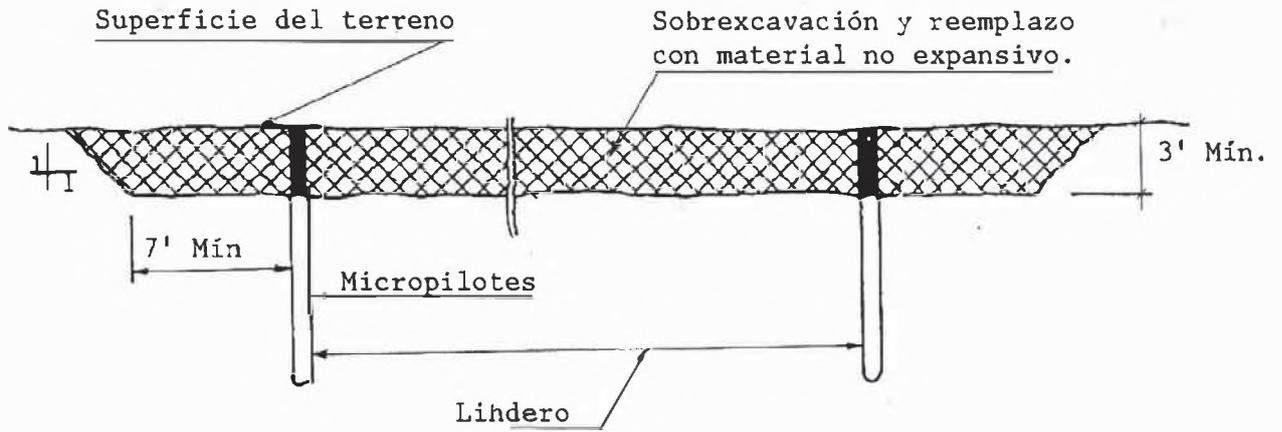
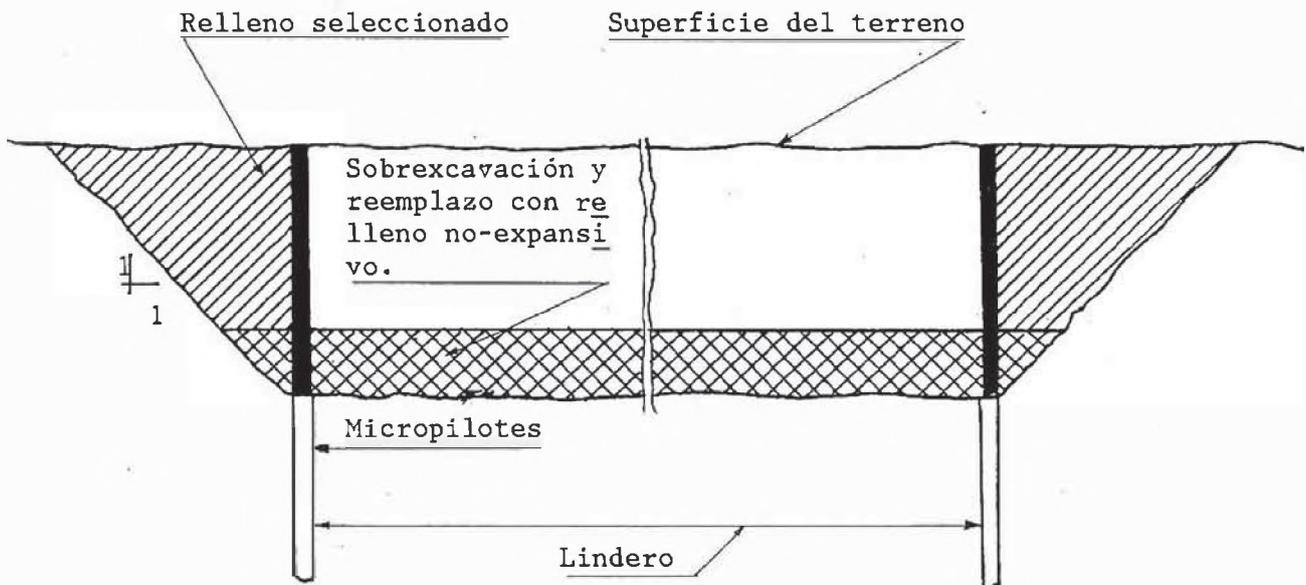


Fig. N° 7.6 : Determinación de la humedad y densidad de llenado.

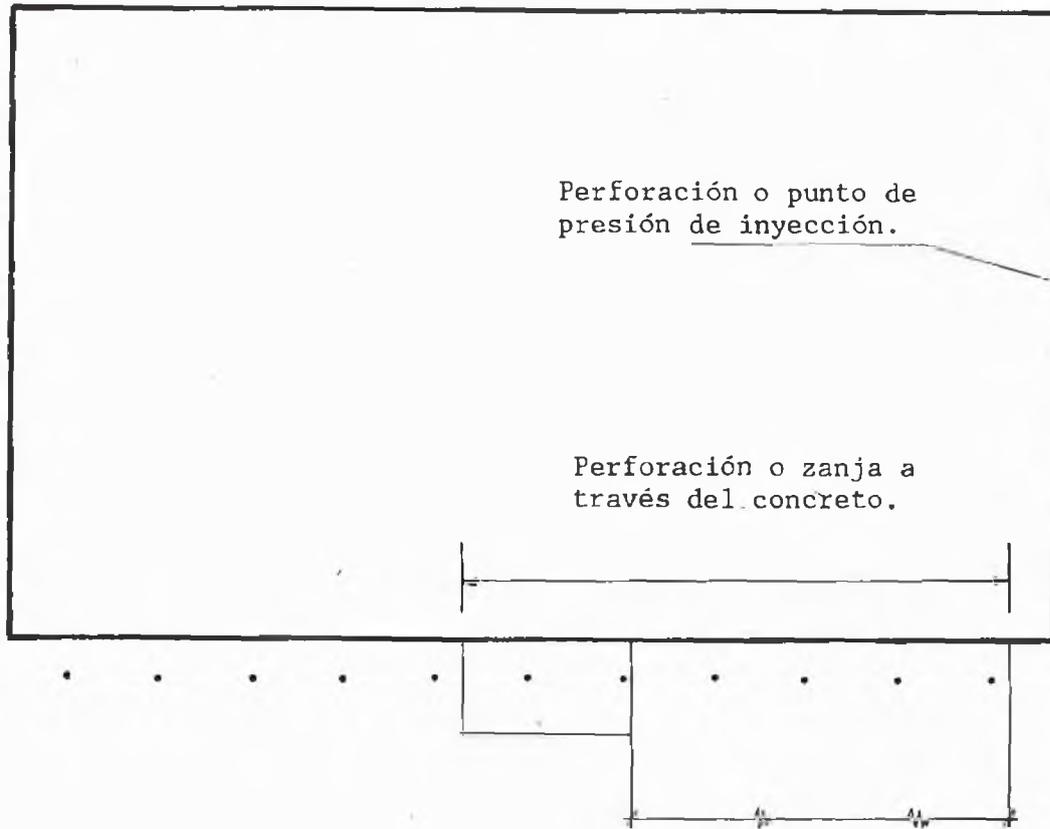


Condición sin sótano

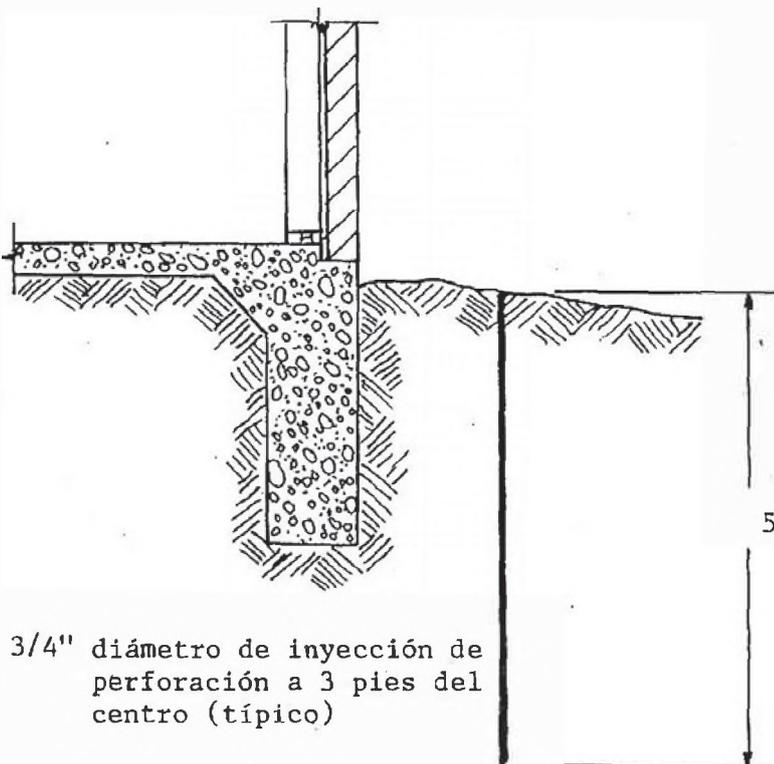


Condición de sótano profundo

Fig. N° 7.7 : Sugerencia de la extensión de relleno reemplazado (Chen, 1975)



Planta típica



3/4" diámetro de inyección de perforación a 3 pies del centro (típico)

- Inyección de lechada usando sistema de tuberías, tubería exterior 3/4", apuntando al muro y perforando e ir descendiendo con 1/8" de cavidad, la tubería interior es de 1/4" de diámetro. Las tuberías son surtidores en el terreno.
- Continúa la inyección de lechada en cada hueco, hasta que este llegue fuera del terreno y alrededor de la tubería.
- La presión de inyección reportada en la boquilla están en el rango de 200 a 400 psi.
- La proporción típica de lechada es de 50 sacos de cal hidratada (50 lbs por saco), para 900 galones de agua, Ca (OH) conteniendo cal en promedio de 95%.
- Lechada de cal y agua son mezcladas en un tanque mezclador antes de la inyección.

Fig. N° 7.8 : Estabilización con cal - Método Presión de Inyección.
(Calxico, Calif. y Jackson, Miss.)

CAPITULO VIII

EVALUACION DEL POTENCIAL DE HINCHAMIENTO

8.1.- INTRODUCCION.-

En los capítulos anteriores se han descrito métodos y ensayos que nos proporcionan medidas, presión y porcentaje de hinchamiento, etc.; sin embargo podemos observar que en algunos casos estos valores son dispersos debido a la sensibilidad de las arcillas (la sensibilidad juntamente con la tixotropía son las razones por las que una arcilla tiene una gran sensibilidad). Una arcilla sensible se puede observar como un sólido en dispersión, así un cambio reversible de la resistencia al corte puede ocurrir por un cambio en el contenido de agua (Referencia Estudios de las propiedades y formación de arcillas Sensibles - Justus Oreman 1965).

También esta variación se debe a las variaciones de densidad, humedad, etc. de un punto a otro y a la perturbación de las muestras al ser extraídas, haciéndose necesario un gran número de ensayos que sean significativos.

Sin embargo, hay parámetros necesarios para el diseño de una cimentación, los cuales se obtienen de ensayos más complicados y costosos, es aquí donde se hace necesario contar con métodos simplificados y correlaciones empíricas que nos proporcionen estos valores para las evaluaciones preliminares y con ellos interpolar o extrapolar a partir de resultados de ensayos más complejos realizados en el terreno.

Los métodos simplificados se basan en las características físicas de las arcillas proporcionándonos una idea de su posible comportamiento.

Las correlaciones empíricas han sido desarrolladas especialmente en los Estados Unidos, Austria, Sud-Africa, India, Israel y España, países en donde este problema se presenta con frecuencia; donde se ha considerado: la relación entre la succión y el incremento de volumen o hinchamiento, la relación entre las propiedades índice, datos de campo

y los parámetros de hinchamiento, etc., a base de una metodología sencilla que permite en poco tiempo realizar un gran número de ensayos.

De la misma manera que investigadores han encontrado su correlación para determinados valores y parámetros en su zona, trataremos también de hallar aquellos parámetros que se acerquen más al tipo de arcillas de nuestra zona de trabajo y esto en virtud de que a pesar de que cada método es adecuado para las condiciones conocidas en el área donde éste fue desarrollado, muestra severas limitaciones cuando es usado como un método de predicción universal, aun cuando hay pequeñas correlaciones entre los métodos porque ellos son basados en la evaluación de diferentes factores en el proceso de hinchamiento.

8.2.- IDENTIFICACION APLICANDO METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS.-

La identificación de los suelos expansivos la podemos realizar basándonos en sus características físicas, las cuales por medio de metodologías simplificadas nos dan una relación entre estas propiedades físicas y la actividad de una arcilla (Act.), el índice de compresión (Cc*), el potencial de hinchamiento (P.H.), la consistencia relativa

(C.R.), la resistencia a la compresión no confinada (q_u), la relación índice agua-plasticidad (R_w).

Para ello contamos con diversos ensayos y relaciones que son de gran utilidad, por su facilidad y rapidez al obtenerlos; teniendo en cuenta los siguientes criterios:

- a)- El límite líquido (W_l) es un indicativo del tipo de mineral arcilloso y de los iones absorbidos.
- * El índice plástico (IP) nos indica la relación área-volumen.
- * El límite de contracción (L.C.) nos da experimentalmente el tipo de mineral. Su valor numérico representa indirectamente una densidad.
- * El empleo del índice de contracción (I.C.) permite tener un margen de variación bastante amplio, con lo que se elimina en buena parte los defectos de la prueba del límite de contracción.
- * El peso específico o volumétrico (γ'_d) seco representa el espaciamiento entre partículas y el grado de saturación que define el comportamiento del suelo.

- * El porcentaje de partículas menores (%F) que 2 micras nos indican el contenido de arcilla.

- b)- Los suelos expansivos se ubican muy cerca a la Línea "A", en la carta de plasticidad de Casagrande.

- c)- La relación agua-plasticidad (R_w), dada por Sower y Kennedy es simple y confiable; establecieron que cuando el valor del índice agua-plasticidad, es mayor que 10% la expansión del suelo es despreciable; para valores negativos de (R_w) la expansión debe ser aguda. Así podemos observar la diversidad de parámetros, índices y criterios que se utilizan para la identificación de suelos expansivos, lo cual nos da idea de cuan imprecisos pueden ser estos métodos en algunos casos.

8.3.- CORRELACIONES EMPIRICAS.-

8.3.1.- Grado de Humedad (w_p):

Según Mc. Dowell (1957), da una relación para Tejas:

$$w_0 = 0.2 Wl + 9 \quad (8.1)$$

Para la zona de Talara con los datos obtenidos de estudios recopilados y realizados en la investigación, hemos calculado el coeficiente de regresión de las figuras N° 8.1.1 y 8.1.2: w_0 vs. Wl , obteniendo también la siguiente ecuación para nuestros datos:

Estudios recopilados:

$$w_0 = 0.12 Wl + 16.7 \quad (8.2.1)$$

Laboratorio Geotécnico:

$$w_0 = -0.075 Wl + 10.12 \quad (8.2.2)$$

El contenido de humedad inicial de una muestra arcillosa, está ligada muy estrechamente al potencial de hinchamiento de un suelo y siendo el límite plástico, el contenido de humedad de un suelo correspondiente al límite inferior del estado plástico y el límite superior del estado semi-sólido, la variación de humedad varía con respecto al límite plástico ambos en forma creciente, ver figuras N° 8.2.1 y N° 8.2.2, donde:

Estudios recopilados:

$$w_0 = 0.35 Wp + 13.96 \quad (8.3.1)$$

Laboratorio Geotécnico:

$$w_o = 0.19 Wp - 0.80 \quad (8.3.2)$$

Cuellar (1978), basado en los datos de Vijayvergiya y Glazzaly (1973), llega a:

$$w_o = 85.5 - 38.5 \gamma'_d \quad (8.4)$$

De donde:

$$S\% = \frac{85.5 - 38.5 \gamma'_d}{G - \gamma'_d} \quad (8.5)$$

La Tabla N° 8.1, facilita la obtención de los datos antes mencionados por Cuellar:

TABLA N° 8.1
GRADO DE SATURACION EN FUNCION
DE γ'_d Ó DE w_o Y DE G

$\gamma'_d =$	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
$w_o =$	39.6	35.8	31.9	28.1	24.2	20.4
G = 2.65	86.8	91.2	94.7	97.0	97.7	96.5
2.70	85.5	89.6	92.8	94.7	95.0	96.4
2.75	84.3	88.1	91.0	92.6	92.6	90.1
2.80	83.2	86.8	89.3	90.6	90.3	88.1

8.3.2.- Índice de Contracción:

De la misma forma como la humedad se relaciona con el límite líquido y el límite plástico, el índice de contracción mantiene como es de suponer, una correlación lineal con el índice plástico, mientras crece la plasticidad en los suelos el índice de contracción también crece, ver figura N° 8.3.

La ecuación de la recta que se ajusta a los datos obtenidos en el Laboratorio es la siguiente:

$$IC - 1.315 IP - 5.24 \quad (8.6)$$

$$C_r - 0.875$$

8.3.3.- Índice Plástico:

Es el rango del estado plástico, que nos muestra la magnitud del rango del cambio de humedad posible, mientras el suelo mantiene su estado plástico, - esto se relaciona con la expansión debido a que el agua dentro de los vacíos y en los minerales arcillosos ocupa espacios, de tal forma que los cambios en el contenido de humedad reflejan los cambios de volumen. Los altos índices plásticos indican suelos activos y

por lo tanto esta alta plasticidad será necesaria para que un suelo cambie de volumen apreciable cuando pasa de la fase ó estado semi-sólido a la fase plástica, siendo el límite líquido el límite superior del estado plástico. Ambos parámetros se relacionan entre sí pues cuando el límite líquido crece el índice plástico también se incrementa, ver figuras N° 8.5.1 y N° 8.5.2, obteniéndose para ellos una relación lineal, la cual se muestra a continuación:

Estudios recopilados:

$$IP = 0.80 Wl - 14.40 \quad (8.7.1)$$

$$C_r = 0.872$$

Laboratorio Geotécnico:

$$IP = 0.71 Wl - 8.06 \quad (8.7.2)$$

$$C_r = 0.900$$

8.3.4.- Presión de Hinchamiento:

Nos estamos refiriendo a aquella presión que nos da un hinchamiento nulo, lo cual es importante porque indirectamente nos proporciona un indicativo de la magnitud de daños a producirse.

Vijayvergiva y Glazzaly (1973), establecen el gráfico de la figura N° 8.6, en

función del índice que relaciona el contenido de humedad con el límite líquido:

$$I_{wl} = w_0 / Wl \quad (8.8)$$

Cuellar (1978) (ver figura N° 8.7), en base a lo anterior admite que:

$$Wl = 4 Wp - 20 \quad (8.9)$$

Dato muy usado en España, el cual no se adecúa a nuestra realidad, lo cual podemos apreciar en la Tabla N° 8.2, correspondiente a la evaluación de nuestras arcillas por medio de las Correlaciones Empíricas.

Sin embargo hemos obtenido nuestra propia correlación, ver figuras N° 8.8.1 y N° 8.8.2:

Estudios recopilados:

$$Wl = 1.55 Wp - 11.41 \quad (8.10.1)$$

Laboratorio Geotécnico:

$$Wl = 2.09 Wp + 4.955 \quad (8.10.2)$$

Los autores antes mencionados nos proporcionan las siguientes correlaciones que permiten prever la presión de hinchamiento:

$$\log P_0 = 1/12 (0.4Wl - w_0 - 0.4) \text{ Kg/cm}^2 \quad (8.11)$$

$$\log P_o = 1/19.5 (62.5 \gamma'_d + 0.65Wl - 139.5) \quad (8.12)$$

David y Komornik (1969), encontraron una ecuación para calcular la presión de hinchamiento en función de: el límite líquido, la densidad seca y el contenido de humedad. La ecuación es:

$$\log P_s = 2.132 + 0.0208 * Wl + 0.665 * \gamma'_d - 0.0269 * w \quad (8.13)$$

Jiménez Salas y colaboradores (1955), hallaron con muestras inalteradas de arcillas Andaluzas y con valores de índice plástico entre 10 y 20, la siguiente correlación:

$$\log P_o = 4/5((Wl - 10)/(5 + \log M))^{0.7} - 5.66 \quad (8.14)$$

Siendo M:

$$M = \frac{\gamma'_d (\text{desezada}) - \gamma'_d (\text{natural})}{\gamma'_d (\text{desezada})} \quad (8.15)$$

Estas densidades se hallan en terrones de suelo y mediante desplazamientos de mercurio. Las densidades desecadas corresponden a terrones mantenidos 24 horas en estufa a 105°.

8.3.5.- El Hinchamiento:

Este es el punto importante en la aplicación.

Jiménez Salas y Serratosa (1957), relacionan el hinchamiento de una arcilla expansiva con relación a la presión aplicada.

$$S = K_s \log (P_0/P) \quad (8.16)$$

donde:

P_0 = presión de hinchamiento.

P = presión aplicada

K_s = constante, se puede calcular por medio de las curvas de hinchamiento o también:

$$K_s = 0.0188 P_0 \quad (8.17)$$

donde :

P_0 en Kg/cm^2 y S en tanto por uno.

Mc. Dowell (1957), estableció un gráfico de casos tipo que corresponden a deformaciones volumétricas medidas en aparato triaxial, en función de la presión de confinamiento, (ver figura N° 8.9), para levantamientos de arcillas bajo firmes de carretera, él tomó como tipo de hinchamiento libre: 7 KN/m^2 (70 gr/cm^2), según Mc. Dowell el hinchamiento vertical debe tomarse igual

al tercio del volumétrico, lo cual se acepta a pesar de que el hinchamiento lateral no es libre.

Integrando, en consecuencia las deformaciones volumétricas a lo largo de la vertical en función de la carga en cada punto y dividiendo por tres tendremos el "Cambio Potencial de Volumen" o "PVR", si este es menor de 12 mm., no producirá daños ni en pavimentos ni en edificios. Si es superior Mc. Dowell proporciona datos para proyectar los diseños.

Por otra parte Mc. Dowell estima que la humedad final que toma un suelo colocado en un triaxial, con presión de confinamiento de 7 KN/m² (70 gr/cm²), será:

$$w_f = 0.47 W_l + 2 \quad (8.18)$$

En estas condiciones y si la w_0 es la de (8.1), el cambio de volumen por ciento será:

$$(\Delta V/V)\% = 0.37 I.P. - 3 \quad (8.19)$$

Relación que nos da el coeficiente que necesitamos para elegir en la figura N° 8.9 ,

la curva correspondiente a nuestro suelo sin más datos que el I.P.

Así mismo podemos determinar el levantamiento, en función de ese único dato, por medio de los resultados de la Tabla N° 8.3.

TABLA N° 8.3

MAXIMO LEVANTAMIENTO POSIBLE SEGUN DATOS DE MC. DONELL (1957)

Indice de plasticidad	Levantamiento, cm.
10	0
20	1
30	4
40	7
50	13

Vijayvergiva y Glazzaly (1973), efectuaron ensayos con más 250 muestras inalteradas de 0.15 a 3.00 m. en Israel y Estados Unidos.

Los ensayos se hacían en condiciones edométricas, hallando primero la Presión de Hinchamiento (con las fórmulas 8.11 y 8.12) y descargados después hasta 10 KN/m² (100 g/cm²), debiendo ser estos valores inferiores

a los obtenidos si se hubiese colocado desde el principio la presión de 10 KN/m².

Las correlaciones obtenidas fueron:

$$\log s = 1/2 (0.4W_1 - w_0 + 5.5) \quad (8.20)$$

$$\log s = 1/19.5 (62.5 \gamma'_d + 0.65W_1 - 130.5) \quad (8.21)$$

Se puede deducir de estas relaciones y de (8.4), llamando w_1 a la humedad expresada en tanto por uno:

$$dw_1 = - 0.385 * d \gamma'_d \quad (8.22)$$

$$dw_1 = - 0.385 * d (1/V_1) \quad (8.23)$$

$$dw_1 = 0.385 * \gamma'_d{}^2 dV_1 \quad (8.24)$$

Siendo V_1 el volumen correspondiente a la unidad del suelo seco.

La relación dw_1/dV_1 , es aproximadamente igual a 1, cuando $\gamma'_d = 1.6$, según esto, dentro de ciertos límites, el volumen de agua que absorbe un terreno en estado de semisaturación como el que corresponde a la arcilla expansiva, se traduce en un aumento de volumen igual del conjunto del terreno, haciéndose con esta correlación más fácil el cálculo de los hinchamientos, pero la realidad no la comprueba en muchos casos.

Sobre esto hay muchas teorías dependiendo de las zonas; así algunos autores han encontrado en suelos muy secos hinchamientos muy superiores a los volúmenes de agua absorbidos cuando estos son pequeños. Lo que puede explicarse porque en estos suelos, el agua está confinada en los meniscos y en las películas de agua absorbida. Un pequeño suministro de agua produce una relajación importante de la succión y esponjamiento de la estructura.

La interpretación de la correlación de Vijayvergiva y Glazzaly son una serie de medidas, pudiendo caer en extrapolaciones ilícitas. Así podemos deducir que la relación dw/dV va siendo mayor cuando aumenta γ'_d , cuando la tendencia real es lo contrario.

Pudiendo extender la fórmula (8.16), al caso de un intervalo finito:

$$\Delta w = -0.385 \Delta \gamma'_d \quad (8.25)$$

que sirve con las mismas restricciones, para calcular el hinchamiento para el cambio de volumen:

$$\Delta V = \frac{V_2 * \Delta w}{0.385 - V * \Delta w} \quad (8.26)$$

y también:

$$\Delta w\% = 0.28 W_p - 2.74 \Delta V \quad (8.27)$$

(Tomando en cuenta que es desde la humedad de equilibrio hasta aquella superior, para la que se deja de hinchar, pero no desde la desecación más profunda).

Seed y colaboradores (1962), obtuvieron una correlación entre el hinchamiento libre s%, la actividad A y el % C de partículas menores de 2μ , para mezclas artificiales de arena y diferentes materiales arcillosos compactados con la humedad y densidad proctor:

$$s\% = 3.6 \times 10^{-5} \times A^{2.44} \times C^{3.44} \quad (8.28)$$

Para suelos naturales remoldeados en las condiciones indicadas, hallaron:

$$s\% = 2.16 \times 10^{-3} (I.P.)^{2.44} \quad (8.29)$$

Este hinchamiento es a partir de la humedad Proctor. Si las muestras se secan al aire, este valor es mucho mayor.

En la Tabla N° 8.4 se dan los valores hallados.

TABLA N° 8.4
HINCHAMIENTO s% PARA MUESTRAS COMPACTADAS SEGUN
SEED Y AL (1962)

Indice de Plasticidad	s% con la humedad inicial igual a la Proctor.	s% con muestras desecadas al aire
10	0.4 - 1.5	4.5 - 10.0
20	2.2 - 3.8	13.5 - 18.7
30	5.7 - 12.2	21.4 - 28.0
40	11.8 - 25.0	28.0 - 35.0
50	20.1 - 42.6	33.0 - 40.0

Komornik y David (1969), hallan para 370 muestras naturales:

$$s\% = 2.27 + 0.131 * Wl - 0.274 * w_0 \quad (8.30)$$

A continuación presentamos otras correlaciones adicionales propuestas por diferentes autores relacionando el potencial de hinchamiento y su límite líquido, índice plástico, límite de contracción, índice de contracción y contenido de agua inicial, establecido en base al trabajo de varios investigadores:

1.- Ranganatham y Satyanarana (1965):

$$s = 0.00413 * I.C.^{2.67} \quad (8.31)$$

2.- Nayak y Christensen (1971):

$$s = 0.0229 * I_p^{1.45} * c/w + 6.38 \quad (8.32)$$

3.- Vijayvergiya y Ghazzaly (1973):

$$s = 1.1 * 10^{0.0833 * (0.4 * W_l - W_o + 5.55)} \quad (8.33)$$

4.- Scheneider y Poor (1974):

$$s = 0.66 * 10 * (0.9 * I_p / w_o - 1.19) \quad (8.34)$$

5.- Chen (1975):

$$s = 0.2558 * e^{0.08381 * I_p} \quad (8.35)$$

6.- Weston (1980):

$$s = 0.000195 * W_l^{4.17} * w_o^{-2.33} \quad (8.36)$$

donde:

s = Potencial de hinchamiento.

w_o = Contenido inicial de agua.

W_l = Límite líquido.

L.C. = Límite de contracción.

I.C. = Índice de contracción (W_l-L.C.).

I_p = Índice plástico.

c = Porcentaje del contenido de arcilla.

8.3.6.- Estimación de las Variaciones de la Humedad:

Podemos calcular la humedad de equilibrio con los parámetros anteriores, habiendo dos formas: una estableciendo el equilibrio de succiones con un Índice de Desecación ya definido, suponiendo que el se

establecerá en toda la vertical, o estimar dicho índice a partir de datos climáticos o de los Límites de Atterberg (Ver acápite N° 8.1 y N° 8.3).

El establecimiento de este equilibrio supone una variación de la humedad y por lo tanto, de volumen, respecto al momento de la construcción.

Siempre habrá partes influenciadas por las variaciones estacionales no alcanzando el equilibrio total en un momento determinado.

Se puede estimar la humedad probable en un momento determinado, partiendo de datos meteorológicos, con la incertidumbre natural que estos tienen.

En un perfil de suelo, el cambio de contenido de agua es igual a:

$$\Delta w = P - E - D \quad (8.37)$$

donde:

P - precipitación.

E - evapotranspiración.

D - drenaje.

El último término se desprecia en un perfil de arcillas expansivas (si no hay dispositivos para ello). La capacidad de almacenamiento es limitada y al excederse habrá escorrentía, pero no aumento de agua almacenada.

La variación de la humedad con respecto a la profundidad, irá creciendo desde la superficie hasta la del equilibrio, al límite de la profundidad activa. Ver fig. N° 8.10.

Cerca de la superficie, el gradiente será probablemente fuerte debido a que el suelo muy seco no transmite la humedad y actúa como un aislante, pero también ocurre que si se agrieta deja pasar la evaporación hasta una zona más profunda. Usualmente se toma una distribución lineal si el terreno es homogéneo, pero si hay capas de diversas características, habrá de ser lineal respecto a uno de los índices de desecación antes definidos.

En el método de Thornthwaite, la evaporación se calcula por meses y es igual

a:

$$E(\text{pot}) = 1.6 \cdot (10t/I)^a \cdot (A/12) \cdot (M/30) \quad (8.38)$$

donde:

t = es la media mensual de las máximas temperaturas en grados centígrados.

I = es la suma de los doce valores mensuales del "índice de calor", dados por la fórmula:

$$i = (t/5)^{1.514} \quad (8.39)$$

$$a = 6.75 \cdot 10^{-7} \cdot I^3 - 7.71 \cdot 10^{-5} \cdot I^2 + 0.01792 \cdot I + 0.49239 \quad (8.40)$$

donde:

A = constante astronómica, que ajusta los resultados al hecho de que las horas de luz son diferentes en cada época.

M = número de días del mes.

Para latitudes menores de 30°, puede tomarse A igual a 12, sin error notable, en el caso de Talara, la latitud es: 4°35' por lo tanto el valor de A será igual a 12. Para latitudes mayores de 50°, no se conoce la existencia del fenómeno.

8.3.7.- Coeficiente de Reacción del Terreno -

Módulo de Deformación:

Este coeficiente es usado para el procedimiento de Lytton, en el cálculo de cimentaciones, en el que se utiliza un modelo de Winkler para el terreno, o bien de un módulo de deformación, análogo al de Young, para los demás métodos.

Siendo estos coeficientes de "diferencia de deformación"; al aplicar una carga a estos terrenos se produce una deformación pequeña, por ser terrenos consistentes para los cuales no siempre se calcula. Al producirse un cambio de humedad, el suelo se hincha, pero no tanto como se hincharía si hubiera estado aplicada una carga.

Los coeficientes de deformación que debemos emplear son los de proporcionalidad entre las cargas aplicadas y el hinchamiento que deja de producirse.

El cálculo del coeficiente de reacción del terreno o coeficiente de balastro se hará calculando el levantamiento del terreno, sin

carga y con una carga aplicada de dimensiones parecidas a la que será definitivamente.

El cálculo del módulo de deformación para este es equivalente al Módulo de Young, se puede hacer más directamente, a través del Módulo edométrico, también interpretado como expresión de la deficiencia del hinchamiento.

Así pues, si entre dos puntos de la curva de hinchamientos separados entre sí Δp en abcisas, tenemos una diferencia Δs en hinchamientos; el módulo edométrico será:

$$E_m = -\Delta p / \Delta s \quad (8.41)$$

Si admitimos la ecuación 8.13, será igual a .

$$E_m = p / (0.4343 * K_s) \quad (8.42)$$

El módulo de Young equivalente, se deducirá de éste através de la fórmula en que figura el coeficiente de Poisson (Geotécnia y Cimentaciones I, 6.12); pero teniendo en cuenta que el hinchamiento vertical viene a ser la tercera parte del volumétrico, supone que el terreno no tiene apoyo lateral, lo que se simula con un coeficiente de Poisson nulo, con lo cual puede tomarse el Módulo de Young

equivalente, igual al módulo edométrico, equivalente también (Ver fórmula N° 8.41).

8.3.8.- Coeficiente de Extensividad Lineal:

Mekeen y Nielsen, relacionan la succión con la deformación unitaria, para suelos expansivos, obteniendo la figura N° 8.11, concluyendo que las pendientes de estas relaciones, no varían mucho con el tipo de suelo y oscilan entre 2 y 1.4 para las condiciones representadas y se observa que al aumentar las cargas verticales se reducen dichas pendientes.

Para determinar estas relaciones los autores recurren al ensayo denominado COLE (Coeficiente de extensividad lineal), el cual se determina por medio de terrones de suelo con un volumen de 50 a 200 cm³.

El ensayo consiste básicamente en medir el volumen del terrón en dos estados diferentes: uno de ellos corresponde a una succión de 1/3 de atmósfera y el otro a la muestra seca en estufa.

A partir de estos datos se obtiene el COLE, por medio de la siguiente expresión:

$$\Delta l/L_0 = (\gamma_D/\gamma^{2.5})^{1/3} - 1 = \text{COLE} \quad (8.43)$$

donde:

$\Delta l/L_0$ = deformación lineal unitaria.

γ_D = densidad del terrón seco en la estufa.

$\gamma^{2.5}$ = densidad del terrón con una succión de 1/3 de atmósfera.

8.4.- EVALUACION MEDIANTE EL USO DE LAS CORRELACIONES EMPIRICAS.-

Con los diferentes estudios recopilados y las muestras analizadas se han evaluado algunos parámetros por medio de las correlaciones empíricas que como podemos observar en las tablas respectivas difieren del valor real.

La evaluación de estos parámetros se han dividido en cuatro partes:

A)- Evaluación de sus Propiedades Físicas: así tenemos $w_0 = f(\gamma'_d)$, $w_0 = f(Wl)$, $s = f(\gamma'_d, G)$, $I_{wl} = f(w_0, Wl)$, $Wl = f(Wp)$, $I_d = f(w_0, Wl)$, $Wl = f(Wp)$, $I_d = f(w_0, Wp)$. Ver Tabla N° 8.4.1 y Tabla N° 8.4.2.

B)- Evaluación de su Presión de Hinchamiento:

$P_0 = f(W_1, W_0)$ y $P_0 = f(\gamma_d, W_1)$. Ver Tabla N° 8.5.1 y Tabla N° 8.5.2.

C)- Evaluación de su probable Hinchamiento (s):

para lo cual tomamos como dato la presión de hinchamiento evaluada anteriormente $P_0 = f(W_0, W_1)$, a partir de lo cual obtenemos el valor de $s = f(P_0, P)$, siendo "P", la carga aplicada. Los valores adoptados para la carga fueron de: 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 Kg.

La evaluación del hinchamiento se ha efectuado en función de diferentes parámetros así tenemos: $s = f(A, C)$, $s = f(IP)$, $s = f(W_0, W_1)$, $s = f(IC)$, $s = f(W_0, C, IP)$, $s = f(W_0, IP)$. Ver Tabla N° 8.6.1 y Tabla N° 8.6.2.

D)- Evaluación del Coeficiente de Reacción del

Terreno (E_m): su evaluación se ha realizado en función a: $P_0 = f(W_0, W_1)$, y $P = (0.5, 1.0, 1.5, 2.0)$ Kg. Ver Tabla N° 8.7.1.

E)- Se han extraído los valores extremos de la

muestra, así como su promedio y desviación respectiva. Ver Tabla N° 8.8.

F)- Partiendo de la evaluación del Porcentaje de Expansión realizada mediante el ensayo de Expansión Libre, se ha obtenido una relación entre el Porcentaje de Expansión y el Contenido de Humedad inicial del espécimen, ver figura N° 8.4.

TABLA N°8.4.1

CORRELACIONES EMPIRICAS RELATIVAS A SUS

PROPIEDADES FISICAS

ZONA "A"

EST N°	CALIC.	MUEST	w ₀ (%)	w.l. (%)	w.p. (%)	w ₀ (%) 1	Iwl	w.p. (%)	Iwp	Lev. (cm)
5	P-5	M-3	65.40	50	28	19.0	1.31	92	2.34	1.6
	P-7	M-6	54.60	50	24	19.0	1.09	76	2.28	2.8
	P-8	M-2	45.60	55	27	20.0	0.83	88	1.69	3.4
	P-9	M-2	35.60	47	23	18.4	0.76	72	1.55	2.2
	P-10	M-1	47.10	57	27	20.4	0.83	88	1.74	4.0
	P-11	M-1	8.70	41	21	17.2	0.21	64	0.41	1.0
		M-4	33.10	47	25	18.4	0.70	80	1.32	1.6
		M-5	27.80	55	26	20.0	0.51	84	1.07	3.7
	P-15	M-6	22.20	48	24	18.6	0.46	76	0.93	2.2
	P-17	M-1	5.50	37	21	16.4	0.15	64	0.26	0.6
		M-4	21.30	42	17	17.4	0.51	48	1.25	2.5
		M-5	24.20	49	22	18.8	0.49	68	1.10	3.1
	P-18	M-6	33.10	54	24	19.8	0.61	76	1.38	1.0
		M-1	6.80	50	25	19.0	0.14	80	0.27	2.5
		M-2	33.90	73	31	23.6	0.46	104	1.09	8.2
	P-22	M-6	17.90	40	20	17.0	0.45	60	0.90	1.0
		M-2	25.80	37	22	16.4	0.70	68	1.17	0.5
		M-3	34.30	44	27	17.8	0.78	88	1.37	0.7
7	P-3	M-2	--	43	18	17.6	--	52	--	2.5
	P-4	M-2	--	77	27	24.4	--	88	--	13.0
		M-3	--	77	27	24.4	--	88	--	13.0
		M-4	--	77	27	24.4	--	88	--	13.0
	P-6	M-3	--	36	17	16.2	--	48	--	0.9
P-7	M-6	--	30	17	15.0	--	48	--	4.9	
11	D-6A	M-5	--	34	20	15.8	--	60	--	0.4
	J-10B	M-5	--	42	23	17.4	--	72	--	0.9
		M-6	--	45	22	18.0	--	68	--	1.9
K-10A	M-4	--	30	21	15.0	--	64	--	0.0	

ZONA "B"

EST N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	w.l. (%)	w.p. (%)	w _o (%)	Iwl	w.p. (%)	Iwp	Lev (cm)
25	P-1	M-3	10.00	41	30	17.2	0.24	100	0.33	0.1
	P-2	M-5	19.70	42	33	17.4	0.47	112	0.60	0.0
	P-3	M-5	13.20	44	33	17.8	0.30	112	0.40	0.1
	P-4	M-5	22.60	41	32	17.2	0.55	108	0.71	0.0
	P-5	M-5	22.50	44	34	17.8	0.51	116	0.66	0.0
	P-6	M-5	---	42	33	17.4	--	112	--	0.0
24	C-3	M-2	22.82	49	31	18.8	0.47	104	0.74	0.8
	C-1	M-3	20.40	35	18	16.0	0.58	52	1.13	0.7
	C-3	M-3	12.50	48	25	18.6	0.26	80	0.50	1.9
		M-4	18.00	46	22	18.2	0.39	68	0.82	2.2
	C-4	M-2	3.10	56	28	20.2	0.06	92	0.11	3.4
		M-3	17.10	28	17	14.6	0.61	48	1.01	0.1
	C-5	M-1	12.30	37	24	16.4	0.33	76	0.51	0.3
		M-5	20.80	58	25	20.6	0.36	80	0.83	4.9
		M-6	24.30	45	21	18.0	0.54	64	1.16	2.2
	22	A-6	M-7	22.60	49	26	18.8	0.46	84	0.87
M-2			---	50	26	19.0	--	84	--	2.2
C-7		M-3	---	75	33	24.0	--	112	--	8.2
		M-2	---	69	27	22.8	--	88	--	8.2
C-9		M-1	---	24	15	13.8	--	40	--	0.0
A-11		M-1	---	28	16	14.6	--	44	--	0.2

ZONA "C"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w ₀ (%)	w.l. (%)	w.p. (%)	w ₀ (%)	Iwl	w.p. (%)	Iwp	Lev. (cm)
2	C-1	M-1	13.00	35	23	16.0	0.37	72	0.57	0.2
		M-2	34.80	49	25	18.8	0.71	80	1.39	2.2
	PS-1	M-1	24.90	32	20	15.4	0.78	60	1.25	0.2
		M-1	37.20	38	22	16.6	0.98	68	1.69	0.6
9	C-2	M-5	---	56	26	20.2	---	84	--	4.0
		M-2	---	51	28	19.2	---	92	--	1.9
		M-2	9.40	79	23	24.8	0.12	72	0.41	> 13
10	C-1	M-1	---	44	22	17.8	---	68	--	1.6
		M-6	---	67	23	22.4	---	72	--	9.4
15	PS-1	M-8	---	66	20	22.2	---	60	--	10.6
		M-9	---	73	26	23.6	---	84	--	11.2
	PS-2	M-9	---	53	25	19.6	---	80	--	3.4
		M-8	---	61	27	21.2	---	88	--	4.2
			M-9	---	48	21	18.6	---	64	--
1	PS-1	M-1	---	46	24	18.2	---	76	--	1.6
		M-2	---	45	25	18.0	---	80	--	1.0
	PS-2	M-1	---	47	25	18.4	---	80	--	1.6
M-1		---	46	16	18.2	---	44	--	4.0	

ZONA "D"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w ₀ (%)	w.l. (%)	w.p. (%)	w ₀ (%)	Iwl	w.p. (%)	Iwp	Lev. (cm)
18	C-4	M-2	4.20	84	32	25.8	0.05	108	0.13	> 13
20	C-1	M-2	7.60	62	30	21.4	0.12	100	0.25	3.6
		M-6	26.60	67	27	22.4	0.40	88	0.99	7.0
8	T-13	M-2	---	40	20	17.0	---	60	--	1.0
		M-2	---	37	18	16.4	---	52	--	0.9

ZONA "E"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _D (%)	w.l. (%)	w.p. (%)	w _O (%)	Iwl	w.p. (%)	Iwp	Lev. (cm)
13	C-3	M-4	32.00	36	17	16.2	0.76	48	1.46	0.9
16	P-1	M-3	---	42	22	17.4	---	68	---	1.0

ZONA "F"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _D (%)	w.l. (%)	w.p. (%)	w _O (%)	Iwl	w.p. (%)	Iwp	Lev. (cm)
29	PC-2	M-1	11.00	29	16	25.8	0.38	108	0.69	> 13
	PC-3	M-2	12.00	32	18	14.4	0.38	100	0.67	3.6
	PC-5	M-2	11.00	33	15	22.4	0.33	88	0.73	7.0
28	X-4	M-6	13.60	35	20	17.0	0.39	60	0.68	1.0
	X-7	M-2	11.80	35	22	16.4	0.34	52	0.54	0.9

TABLA N° 8.4.2

CORRELACIONES EMPIRICAS RELATIVAS A LAS

PROPIEDADES FISICAS DEL SUELO

LABORATORIO GEOTECNICO CISMID-UNI

LUGAR	MUEST	w _D (%)	W.l. (%)	W.p. (%)	I.P. (%)	γ _d gr/cm	w _O (%) 1	w _O (%) 2	Wl (%)	Iwl	Iwp	Lev. (cm)
Sud.	MI-1	---	62.5	24.60	37.9	2.12	21.50	3.88	78.4	---	---	6.37
		---	67.0	28.60	38.0	2.12	22.40	3.88	94.4	---	---	6.40
Venc.	MI-2	---	63.0	22.90	40.1	2.18	21.60	1.57	71.6	---	---	7.06
		---	67.0	25.30	41.7	2.18	22.40	1.57	81.2	---	---	8.02
P.A.	MI-3	---	64.0	24.60	39.5	2.18	21.80	1.57	78.4	---	---	6.85
		5.62	60.0	28.20	31.8	2.16	21.00	2.34	92.8	0.09	0.20	4.54
Chira	MI-4	---	88.8	32.70	56.1	2.16	26.76	2.34	110.8	---	---	>13
		---	34.5	20.00	14.5	1.78	15.90	16.97	60.0	---	---	0.45
P.A.	MI-5	---	36.5	19.60	16.9	1.78	16.30	16.97	58.4	---	---	0.69
		---	36.0	20.20	15.8	1.78	16.20	16.91	60.8	---	---	0.58
Venc.	MI-6	---	50.0	19.50	30.4	2.16	19.00	2.34	58.0	---	---	4.12
		---	50.2	20.40	29.8	2.16	19.04	2.34	61.6	---	---	3.94
P.A.	MI-7	---	38.8	18.80	20.0	2.18	16.76	1.57	55.2	---	---	1.00
		3.82	35.0	22.50	12.5	2.18	16.00	1.57	70.0	---	---	0.25
Venc.	MI-8	---	65.2	31.30	33.9	2.16	22.04	2.34	105.2	0.06	0.12	5.17
		3.82	63.9	29.40	34.5	2.16	21.78	2.34	97.6	0.06	0.13	5.35
Sud.	MI-9	5.65	66.8	35.50	31.3	2.18	22.36	1.57	122.0	0.08	0.13	4.39
		5.65	69.1	34.80	34.3	2.18	22.82	1.57	119.2	0.08	0.16	5.29
Aprov	MI-10	6.35	61.7	33.40	28.3	2.12	21.34	3.88	113.6	0.10	0.16	3.49
		---	62.2	33.10	29.1	2.12	21.44	3.88	112.4	0.10	0.19	3.73
Chac.	MI-11	---	87.5	33.40	54.1	----	26.50	----	113.6	---	---	----
		---	88.2	33.10	55.1	----	26.64	----	112.4	---	---	----
P.A.	MI-12	---	36.6	23.10	13.5	1.78	16.32	16.97	72.4	---	---	0.35
		---	38.4	15.90	22.5	1.78	16.68	16.97	43.6	---	---	1.75
Venc.	MI-13	---	54.5	23.90	30.6	2.16	19.90	2.34	75.6	---	---	4.18
		---	43.7	20.16	23.5	2.18	17.73	1.57	60.6	---	---	2.05
P.A.	MI-14	---	43.4	19.15	24.2	2.18	17.67	1.57	56.6	---	---	2.26
		---	58.7	23.84	34.9	2.16	20.74	2.34	75.4	---	---	5.46
P.A.	MI-15	---	59.2	21.85	37.3	2.16	20.83	2.34	67.4	---	---	6.19
		---	59.5	24.08	35.4	2.16	20.90	2.34	76.3	---	---	5.63
P.A.	MI-16	---	53.6	24.03	29.6	2.16	19.72	2.34	72.1	---	---	3.88
		---	53.3	23.00	30.3	2.16	19.65	2.34	72.0	---	---	4.08
P.A.	MI-17	---	53.7	23.14	30.5	2.16	19.73	2.34	72.6	---	---	4.15
		---	53.2	22.76	30.5	2.16	19.64	2.34	71.0	---	---	4.14
Venc	MI-18	---	53.4	21.62	31.8	2.16	19.68	2.34	66.5	---	---	4.53
		---	54.7	22.28	32.4	2.16	19.93	2.34	69.1	---	---	4.72
Sud.	MI-19	---	54.1	23.42	30.7	2.16	19.82	2.34	73.7	---	---	4.20
		---	53.0	18.37	23.3	2.18	17.34	1.57	75.4	---	---	1.99
P.A.	MI-20	---	53.3	25.25	45.2	2.12	23.08	3.88	75.4	---	---	10.09
		---	41.7	20.53	40.9	2.16	21.28	2.34	53.5	---	---	7.52
P.A.	MI-20	---	70.4	23.84	29.2	2.16	19.60	2.34	81.0	---	---	3.75
		---	61.4	23.84	29.4	2.16	19.66	2.34	62.1	---	---	3.83

Donde :

$$w_{O1} = 0.2 * Wl + 9$$

$$w_{O2} = 85.5 - 38.5 * \gamma'_d$$

$$Wl = 4 * Wp - 20$$

$$Iwl = w_O / Wl$$

$$Iwp = w_O / Wp$$

Lev. = según Tabla N° 8.2

TABLA N° 8.5.1

CORRELACIONES EMPIRICAS RELATIVAS A LA PRESION

HINCHAMIENTO

ZONA "A"

EST N°	CALIC.	MUEST	w_e (%)	W.L. (%)	P_e Kg/cm ²		
5	P-5	M-3	65.40	50	0.0002		
	P-7	M-6	54.60	50	0.0012		
	P-8	M-2	45.60	55	0.0100		
	P-9	M-2	35.60	47	0.0369		
	P-10	M-1	47.10	57	0.0087		
	P-11	M-1		8.70	41	4.0582	
			M-4	33.10	47	0.0596	
			M-5	27.80	55	0.3043	
	P-15	M-6	22.20	48	0.5208		
	P-17	M-1		5.50	37	5.5165	
			M-4	21.30	42	0.3905	
			M-5	24.20	49	0.3832	
			M-6	33.10	54	0.1019	
	P-18	M-1		6.80	50	11.6591	
			M-2	33.90	73	0.3758	
			M-6	17.90	40	0.6432	
	P-22	M-2		25.80	37	0.1122	
			M-3	34.30	44	0.0376	
7	P-3	M-2	--	43	----		
			P-4	M-2	--	77	----
			M-3		--	77	----
			M-4		--	77	----
	P-6	M-3	--	36	----		
			P-7	M-6	--	30	----
11	D-6A	M-5	--	34	----		
			J-10B	M-5	--	42	----
	K-10A	M-6	--		45	----	
			M-4	--	30	----	

ZONA "B"

EST N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	W.L. (%)	P _o Kg/cm ²
25	P-1	M-3	10.00	41	3.162
	P-2	M-5	19.70	42	0.531
	P-3	M-5	13.20	44	2.154
	P-4	M-5	22.60	41	0.282
	P-5	M-5	22.50	44	0.362
	P-6	M-5	---	42	----
24	C-3	M-2	22.82	49	0.500
	C-1	M-3	20.40	35	0.271
	C-3	M-3	12.50	48	3.350
		M-4	18.00	46	1.000
	C-4	M-2	3.10	56	37.580
		M-3	17.10	28	0.300
	C-5	M-1	12.30	37	1.500
		M-5	20.80	58	1.470
		M-6	24.30	45	0.280
		M-7	22.60	49	0.520
	22	A-6	M-2	---	50
M-3			---	75	----
C-7		M-2	---	69	----
C-9		M-1	---	24	----
A-11		M-1	---	28	----

ZONA "C"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	W.L. (%)	P _o Kg/cm ²
2	C-1	M-1	13.00	35	1.120
		M-2	34.80	49	0.050
	PS-1	M-1	24.90	32	0.091
	PS-2	M-1	37.20	38	0.014
9	C-2	M-5	---	56	----
	C-3	M-2	---	51	65.560
	C-4	M-2	9.40	79	----
10	C-1	M-1	---	44	----
	C-25	M-6	---	67	----
15	PS-1	M-8	---	66	----
		M-9	---	73	----
	PS-2	M-9	---	53	----
	PS-3	M-8	---	61	----
		M-9	---	48	----
1	PS-1	M-1	---	46	----
		M-2	---	45	----
	PS-2	M-1	---	47	----
PS-3	M-1	---	46	----	

ZONA "D"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	w.l. (%)	P _o Kg/cm ²
18	C-4	M-2	4.20	84	261.020
20	C-1	M-2	7.60	62	25.120
		M-6	26.60	67	0.962
8	T-13	M-2	---	40	-----
	TM-5	M-2	---	37	-----

ZONA "E"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	w.l. (%)	P _o Kg/cm ²
13	C-3	M-4	32.00	36	0.0316
16	P-1	M-3	---	42	-----

ZONA "F"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	w.l. (%)	P _o Kg/cm ²
29	PC-2	M-1	11.00	29	10.291
	PC-3	M-2	12.00	32	9.660
	PC-5	M-2	11.00	33	29.580
28	X-1	M-6	13.60	35	8.080
	X-7	M-2	11.80	35	8.360

TABLA N° 8.5.2

CORRELACIONES EMPIRICAS RELATIVAS A
LA PRESION DE HINCHAMIENTO
LABORATORIO GEOTECNICO

LUGAR	MUEST	w _o (%)	W.L. (%)	L.C. (%)	I.C. (%)	Ge (%)	d gr/cm ²	P _o Kg/cm ² (1)	P _o Kg/cm ² (2)	P _o Kg/cm ² (3)
Sud.	MI-1	--	62.5	19.0	43.5	2.84	2.12	---	53.01	---
		--	67.0	19.0	48.0	2.75	2.12	---	74.88	---
Venc.	MI-2	--	63.0	17.0	46.0	2.76	2.18	---	85.77	---
		--	67.0	17.0	50.0	2.76	2.18	---	116.59	---
		--	64.0	17.0	47.0	2.76	2.18	---	92.61	---
P.A.	MI-3	--	50.4	17.0	33.4	2.71	2.16	---	28.13	---
		5.62	60.0	17.0	43.0	2.73	2.16	31.50	58.78	4.63
		--	88.8	17.0	71.8	2.75	2.16	---	2.73	---
Chira	MI-4	--	34.5	18.0	16.5	2.75	1.78	---	0.50	---
		--	36.5	18.0	18.5	2.72	1.78	---	0.59	---
		--	36.0	18.0	18.0	2.70	1.78	---	0.56	---
P.A.	MI-5	--	50.0	17.0	33.0	2.72	2.16	---	27.28	---
		--	50.2	17.0	17.2	2.69	2.16	---	27.71	---
Venc.	MI-6	--	38.8	17.0	21.8	2.72	2.18	---	13.39	---
		--	35.0	17.0	18.0	2.72	2.18	---	10.00	---
P.A.	MI-7	3.82	65.2	20.6	44.6	2.68	2.16	66.32	87.61	6.63
		3.82	63.9	20.6	43.3	2.68	2.16	60.03	79.29	6.23
Venc.	MI-8	5.65	66.8	22.4	44.4	2.69	2.18	52.78	114.82	6.59
		5.65	69.1	21.4	47.7	2.69	2.18	62.97	136.98	7.36
Sud.	MI-9	6.35	61.7	19.9	41.8	2.70	2.12	31.20	49.85	4.51
		6.35	62.2	21.9	40.3	2.70	2.12	32.42	51.80	4.62
Aprov	MI-10	--	87.5	15.1	72.4	2.70		---	---	---
		--	88.2	19.8	68.4	2.70		---	---	---
Chac.	MI-11	--	36.6	19.4	17.2	2.67	1.78	0.59	---	---
	MI-12	--	38.4	19.4	19.0	2.66	1.78	0.68	---	---
P.A.	MI-13	--	54.5	21.5	33.0	2.72	2.16	38.54	---	---
Venc.	MI-14	--	43.7	21.8	21.9	2.72	2.18	19.45	---	---
		--	43.4	21.2	22.2	2.72	2.18	18.98	---	---
P.A.	MI-15	--	58.7	17.3	41.4	2.71	2.16	53.20	---	---
		--	59.2	19.0	40.2	2.71	2.16	55.07	---	---
		--	59.5	18.1	41.4	2.71	2.16	56.57	---	---
P.A.	MI-16	--	53.6	22.1	31.6	2.73	2.16	36.02	---	---
		--	53.3	22.7	30.6	2.73	2.16	35.01	---	---
		--	53.7	21.8	31.8	2.73	2.16	36.10	---	---
		--	53.2	21.6	31.6	2.73	2.16	34.93	---	---
		--	53.4	22.1	31.3	2.73	2.16	35.42	---	---
		--	54.7	22.1	32.6	2.73	2.16	39.05	---	---
		--	54.1	22.1	32.0	2.73	2.16	37.37	---	---
P.A.	MI-17	--	53.0	22.4	30.7	2.72	2.18	16.70	---	---
		--	53.3	21.8	31.5	2.72	2.12	97.21	---	---
Venc	MI-18	--	41.7	18.9	22.8	2.72	2.16	65.45	---	---
Sud.	MI-19	--	70.4	19.8	50.6	2.76	2.16	34.40	---	---
P.A.	MI-20	--	61.4	18.6	42.9	2.68	2.16	35.09	---	---

TABLA N° 8.6.1

CORRELACIONES EMPIRICAS RELATIVAS AL
POTENCIAL DE HINCHAMIENTO

ZONA "A"

EST N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	w.l. (%)	w.p. (%)	I.P. (%)	S4 (%)	S5 (%)	S9 (%)	S10 (%)	S11 (%)	
5	P-5	M-3	65.40	50	28	22	4.07	-9.10	1.34	1.62	0.14	
	P-7	M-6	54.60	50	24	26	6.12	-6.14	1.81	2.26	0.21	
	P-8	M-2	45.60	55	27	28	7.34	-3.02	2.44	2.67	0.48	
	P-9	M-2	35.60	47	23	24	5.04	-1.33	2.80	1.91	0.44	
	P-10	M-1	47.10	57	27	30	8.68	-3.17	2.56	3.16	0.52	
	P-11	M-1	8.70	41	21	20	3.23	5.26	----	1.36	6.70	
			M-4	33.10	47	25	22	4.07	-0.64	2.75	1.62	0.53
			M-5	27.80	55	26	29	7.99	1.86	6.32	2.91	1.52
	P-15	M-6	22.20	48	24	24	5.04	2.48	7.04	1.91	1.46	
	P-17	M-1	5.50	37	21	16	1.87	5.61	----	0.98	12.72	
			M-4	21.30	42	17	25	5.56	1.94	8.68	2.08	0.92
			M-5	24.20	49	22	27	6.71	2.06	7.51	2.46	1.30
	P-18	M-6	33.10	54	24	20	3.23	0.28	2.42	1.37	0.94	
			M-1	6.80	50	25	25	5.56	6.96	----	2.08	27.23
			M-2	33.90	73	31	42	19.73	2.54	9.44	8.64	3.12
	P-22	M-6	17.90	40	20	20	3.23	2.61	7.88	1.37	1.13	
			M-2	25.80	37	22	15	1.60	0.05	2.33	0.90	0.35
			M-3	34.30	44	27	17	2.17	-1.36	1.91	1.06	0.37
7	P-3	M-2	---	43	18	25	5.56	---	----	2.08	----	
	P-4	M-2	---	77	27	50	30.20	---	----	16.90	----	
			M-3	---	77	27	50	30.20	---	----	16.90	----
			M-4	---	77	27	50	30.20	---	----	16.90	----
			M-3	---	36	17	19	2.85	---	----	1.26	----
	P-6	M-6	---	30	17	33	10.96	---	----	4.07	----	
	11	D-6A	M-5	---	34	20	14	1.35	---	----	0.83	----
J-10B		M-5	---	42	23	19	2.85	---	----	1.26	----	
			M-6	---	45	22	23	4.54	---	----	1.76	----
K-10A	M-4	---	30	21	9	0.46	---	----	0.54	----		

ZONA "B"

EST N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	W.l. (%)	W.p. (%)	I.P. (%)	S4 (%)	S5 (%)	S9 (%)	S10 (%)	S11 (%)
25	P-1	M-3	10.00	41	30	11	0.75	4.90	8.78	0.64	4.85
	P-2	M-5	19.70	42	33	9	0.46	2.37	1.81	0.54	1.10
	P-3	M-5	13.20	44	33	11	0.75	4.42	4.40	0.64	3.41
	P-4	M-5	22.60	41	32	9	0.46	1.45	1.58	0.54	0.73
	P-5	M-5	22.50	44	34	10	0.60	1.87	1.75	0.59	0.98
	P-6	M-5	---	42	33	9	0.46	---	---	---	---
24	C-3	M-2	22.82	49	31	18	2.50	2.44	3.70	1.16	1.49
	C-1	M-3	20.40	35	18	17	1.27	1.27	4.13	1.06	0.48
	C-3	M-3	12.50	48	25	23	5.13	5.13	44.65	1.76	5.56
		M-4	18.00	46	22	24	3.36	3.36	12.72	1.91	1.99
	C-4	M-2	3.10	56	28	28	8.76	8.76	1.03	2.67	272.
		M-3	17.10	28	17	11	1.25	1.25	2.77	0.64	0.28
	C-5	M-1	12.30	37	24	13	3.75	3.75	7.46	0.76	1.95
M-5		20.80	58	25	33	4.17	4.17	21.58	4.07	3.74	
M-6		24.30	45	21	24	1.51	1.51	5.68	1.91	0.90	
22	A-6	M-2	---	50	26	24	---	---	---	1.91	---
		M-3	---	75	33	42	---	---	---	8.64	---
	C-7	M-2	---	69	27	42	---	---	---	8.64	---
	C-9	M-1	---	24	15	9	---	---	---	0.54	---
	A-11	M-1	---	28	16	12	---	---	---	0.70	---

ZONA "C"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	W.l. (%)	W.p. (%)	I.P. (%)	S4 (%)	S5 (%)	S9 (%)	S10 (%)	S11 (%)
2	C-1	M-1	13.00	35	23	12	0.93	3.29	5.42	0.70	1.36
		M-2	34.80	49	25	24	5.04	-0.85	2.90	1.91	0.56
	PS-1	M-1	24.90	32	20	12	0.93	-0.36	1.88	0.70	0.21
		M-1	37.20	38	22	16	1.87	-2.95	1.66	0.98	0.17
9	C-2	M-5	---	56	26	30	8.68	---	---	3.16	---
	C-3	M-2	---	51	28	23	4.54	---	---	1.76	86.25
	C-4	M-2	9.40	79	23	56	39.81	---	---	27.94	---
10	C-1	M-1	---	44	22	22	4.07	---	---	1.62	---
	C-25	M-6	---	67	23	44	22.10	---	---	10.22	---
15	PS-1	M-8	---	66	20	46	24.64	---	---	12.08	---
		M-9	---	73	26	47	25.96	---	---	13.14	---
	PS-2	M-9	---	53	25	28	7.34	---	---	2.67	---
	PS-3	M-8	---	61	27	34	11.78	---	---	4.42	---
		M-9	---	48	21	27	6.71	---	---	2.46	---
1	PS-1	M-1	---	46	24	22	4.07	---	---	1.62	---
		M-2	---	45	25	20	3.23	---	---	1.37	---
	PS-2	M-1	---	47	25	22	4.07	---	---	1.62	---
PS-3	M-1	---	46	16	30	8.68	---	---	3.16	---	

ZONA "D"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	W.l. (%)	W.p. (%)	I.P. (%)	S4 (%)	S5 (%)	S3 (%)	S10 (%)	S11 (%)
18	C-4	M-2	4.20	84	32	52	33.23	12.12	2.33	19.98	728.0
20	C-1	M-2	7.60	62	30	32	10.16	8.31	---	3.74	51.5
		M-6	26.60	67	27	40	17.52	3.76	17.23	7.31	3.84
8	T-13	M-2	---	40	20	20	3.23	---	---	1.37	---
	TM-5	M-2	---	37	18	19	2.85	---	---	1.26	---

ZONA "E"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	W.l. (%)	W.p. (%)	I.P. (%)	S4 (%)	S5 (%)	S9 (%)	S10 (%)	S11 (%)
13	C-3	M-4	32.00	36	17	19	3.23	-1.00	2.37	1.37	0.36
16	P-1	M-3	---	42	22	20	2.85	---	---	1.26	---

ZONA "F"

EST. N°	CALIC.	MUEST	w _o (%)	W.l. (%)	W.p. (%)	I.P. (%)	S4 (%)	S5 (%)	S9 (%)	S10 (%)	S11 (%)
29	PC-2	M-1	11.00	29	16	13	1.13	3.06	10.29	0.76	0.92
	PC-3	M-2	12.00	32	18	14	1.35	3.17	9.66	0.83	1.13
	PC-5	M-2	11.00	33	15	18	2.50	3.58	29.58	1.16	1.57
28	X-4	M-6	13.60	35	20	15	1.60	3.13	8.08	0.90	1.22
	X-7	M-2	11.80	35	22	13	1.13	3.62	8.36	0.76	1.70

TABLA N° 8.6.2

CORRELACIONES EMPIRICAS RELATIVAS AL
 POTENCIAL DE HINCHAMIENTO
 LABORATORIO GEOTECNICO

LUGAR	MUEST	Wo (%)	L.L. (%)	I.P. (%)	L.C. (%)	I.C. (%)	Ge (%)	d gr/cm ³	A (%)	C (%)	Po Kg/cm ² (1)	S1 (%)	S2 (%) (1)	S2 (%) (1)	S2 (%) (1)	S2 (%) (1)	S3 (%)	S4 (%)	S5 (%)	S6 (%)	S7 (%)	S9 (%)	S10 (%)	S11 (%)
Sud.	MI-1	--	62.5	37.9	19.0	43.5	2.84	2.12	0.97	39.0	---	5.81	---	---	---	---	9.94	15.36	---	97.89	---	---	6.13	---
Venc.	MI-2	--	67.0	38.0	19.0	48.0	2.75	2.12	0.97	39.0	---	6.64	---	---	---	---	9.94	15.46	---	127.31	---	---	6.18	---
		--	63.0	40.1	17.0	46.0	2.76	2.18	1.08	37.0	---	3.22	---	---	---	---	10.78	17.62	---	113.64	---	---	7.37	---
		--	67.0	41.7	17.0	50.0	2.76	2.18	1.13	37.0	---	3.22	---	---	---	---	12.03	19.39	---	141.97	---	---	8.43	---
		--	64.0	39.5	17.0	47.0	2.76	2.18	1.07	37.0	---	3.22	---	---	---	---	10.53	16.99	---	120.35	---	---	7.01	---
P.A.	MI-3	5.62	50.4	30.4	17.0	33.4	2.71	2.16	0.92	33.0	---	4.80	---	---	---	---	4.92	8.97	---	48.35	---	---	3.27	---
		--	60.0	31.8	17.0	43.0	2.73	2.16	0.96	33.0	31.50	4.63	1.07	0.89	0.78	0.71	5.45	10.01	8.59	94.91	9.50	108.33	3.68	90.79
		--	88.8	56.1	17.0	71.8	2.75	2.16	1.70	33.0	---	4.48	---	---	---	---	21.99	39.99	---	373.08	---	---	28.17	---
Chira	MI-4	--	34.5	14.5	18.0	16.5	2.75	1.78	0.91	16.0	---	17.80	---	---	---	---	0.40	1.47	---	7.36	---	---	0.86	---
		--	36.5	16.9	18.0	18.5	2.72	1.78	1.06	16.0	---	18.37	---	---	---	---	0.58	2.14	---	9.98	---	---	1.05	---
		--	36.0	15.8	18.0	18.0	2.70	1.78	0.99	16.0	---	18.77	---	---	---	---	0.49	1.82	---	9.28	---	---	0.96	---
P.A.	MI-5	--	50.0	30.4	17.0	33.0	2.72	2.16	0.92	33.0	---	4.71	---	---	---	---	4.92	9.04	---	46.81	---	---	3.30	---
		--	50.2	29.8	17.0	17.2	2.69	2.16	0.90	33.0	---	4.98	---	---	---	---	4.66	8.54	---	8.22	---	---	3.11	---
Venc.	MI-6	--	38.8	20.0	17.0	21.8	2.72	2.18	0.54	37.0	---	3.46	---	---	---	---	1.99	3.23	---	15.48	---	---	1.37	---
		--	35.0	12.5	17.0	18.0	2.72	2.18	0.34	37.0	---	3.46	---	---	---	---	0.64	1.03	---	9.28	---	---	0.73	---
P.A.	MI-7	3.82	65.2	33.9	20.6	44.6	2.68	2.16	1.47	23.0	66.32	5.08	2.65	2.27	2.05	1.90	4.46	11.70	9.77	104.63	8.55	228.02	4.38	315.67
		3.82	63.9	34.5	20.6	43.3	2.68	2.16	1.50	23.0	60.03	5.08	2.35	2.01	1.81	1.67	4.68	12.21	9.59	96.69	8.77	206.37	4.61	290.25
Venc.	MI-8	5.65	66.8	31.3	22.4	44.4	2.69	2.18	0.72	43.3	52.78	3.67	2.01	1.71	1.53	1.41	6.72	9.63	9.47	103.39	12.07	179.75	3.53	140.31
		5.65	69.1	34.3	21.4	47.7	2.69	2.18	0.79	43.3	62.97	3.67	2.49	2.13	1.92	1.77	8.43	12.04	9.77	125.20	13.78	216.51	4.53	161.58
Sud.	MI-9	6.35	61.7	28.3	19.9	41.8	2.70	2.12	0.79	35.9	31.20	7.21	1.05	0.88	0.77	0.70	4.57	7.53	8.61	88.00	8.25	107.29	2.74	76.75
		6.35	62.2	29.1	21.9	40.3	2.70	2.12	0.81	35.9	32.42	7.21	1.10	0.92	0.81	0.74	4.86	8.06	8.68	79.82	8.59	111.50	2.93	79.37
Aprov	MI-10	--	87.5	54.1	15.1	72.4	2.70	---	1.45	37.3	---	---	---	---	---	---	22.11	36.60	---	381.46	---	---	---	---
		--	88.2	55.1	19.8	68.4	2.70	---	1.48	37.3	---	---	---	---	---	---	23.25	38.27	---	327.76	---	---	---	---
Chac.	MI-11	--	36.6	13.5	19.4	17.2	2.67	1.78	0.46	29.2	---	19.40	---	---	---	---	0.58	1.24	---	8.22	---	---	0.79	---
		--	38.4	22.5	19.4	19.0	2.66	1.78	0.77	29.2	---	19.63	---	---	---	---	2.04	4.30	---	10.72	---	---	1.69	---
P.A.	MI-12	--	54.5	30.6	21.5	33.0	2.72	2.16	0.93	33.0	---	4.71	---	---	---	---	5.05	9.11	---	46.81	---	---	3.32	---
Venc.	MI-13	--	43.7	23.5	21.8	21.9	2.72	2.18	0.54	43.3	---	2.91	---	---	---	---	3.41	4.79	---	15.57	---	---	1.84	---
		--	43.4	24.2	21.2	22.2	2.72	2.18	0.56	43.3	---	2.91	---	---	---	---	3.73	5.14	---	16.24	---	---	1.94	---
P.A.	MI-14	--	58.7	34.9	17.3	41.4	2.71	2.16	1.52	23.0	---	4.25	---	---	---	---	4.83	12.52	---	85.99	---	---	4.75	---
		--	59.2	37.3	19.0	40.2	2.71	2.16	1.62	23.0	---	4.25	---	---	---	---	5.65	14.77	---	79.29	---	---	5.83	---
		--	59.5	35.4	18.1	41.4	2.71	2.16	1.54	23.0	---	4.25	---	---	---	---	4.99	13.02	---	85.72	---	---	4.98	---
P.A.	MI-15	--	53.6	29.6	22.1	31.6	2.73	2.16	1.29	23.0	---	4.11	---	---	---	---	3.24	8.40	---	41.59	---	---	3.05	---
		--	53.3	30.3	22.7	30.6	2.73	2.16	1.32	23.0	---	4.11	---	---	---	---	3.43	8.86	---	38.10	---	---	3.23	---
		--	53.7	30.5	21.8	31.8	2.73	2.16	1.33	23.0	---	4.11	---	---	---	---	3.49	9.05	---	42.44	---	---	3.30	---
		--	53.2	30.5	21.6	31.6	2.73	2.16	1.32	23.0	---	4.11	---	---	---	---	3.43	9.01	---	41.80	---	---	3.29	---
		--	53.4	31.8	22.1	31.3	2.73	2.16	1.38	23.0	---	4.11	---	---	---	---	3.82	9.99	---	40.62	---	---	3.67	---
		--	54.7	32.4	22.1	32.6	2.73	2.16	1.41	23.0	---	4.11	---	---	---	---	4.03	10.47	---	45.17	---	---	3.86	---
		--	54.1	30.7	22.1	32.0	2.73	2.16	1.33	23.0	---	4.11	---	---	---	---	3.49	9.17	---	43.09	---	---	3.35	---
P.A.	MI-16	--	53.0	23.3	22.4	30.7	2.72	2.18	0.88	33.0	---	2.91	---	---	---	---	4.41	8.12	---	38.43	---	---	2.95	---
		--	53.3	45.2	21.8	31.5	2.72	2.12	0.89	33.0	---	6.06	---	---	---	---	4.53	8.29	---	41.42	---	---	3.02	---
Venc	MI-17	--	41.7	40.9	18.9	22.8	2.72	2.16	0.65	35.9	---	4.50	---	---	---	---	2.81	4.69	---	17.42	---	---	1.80	---
Sud.	MI-18	--	70.4	29.2	19.8	50.6	2.76	2.16	1.04	43.3	---	4.18	---	---	---	---	16.88	23.54	---	146.26	---	---	11.25	---
P.A.	MI-19	--	61.4	29.4	18.6	42.9	2.68	2.16	1.78	23.0	---	4.18	---	---	---	---	7.11	18.46	---	94.03	---	---	7.86	---

Donde :

$$S1 = \frac{85.50 - (8.50 \cdot d)}{Ge - d}$$

$$S2 = Ks \cdot \log (Po/p)$$

P = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, respectivamente.

$$Ks = 0.0188 \cdot Po$$

$$S3 = 3.6 \cdot 10^{-5} \cdot (A)^{2.44} \cdot (C)^{3.44}$$

$$S4 = 2.16 \cdot 10^{-3} \cdot (I.P.)^{2.44}$$

$$S5 = 2.27 + 0.131 \cdot MI - 0.274 \cdot Wo$$

$$S6 = 0.00413 \cdot (I.C.)^{2.67}$$

$$S7 = 0.0229 \cdot (I.P.)^{1.49} \cdot (C/(Wo + 6.38))$$

$$S8 = 1.1 \cdot (10)^{(0.08338 \cdot (0.4 \cdot MI - Wo + 3.3))}$$

$$S9 = 0.66 \cdot (10)^{(0.981 \cdot P / (Wo - 1.19))}$$

$$S10 = 0.2558 \cdot (e)^{(0.08338 \cdot I.P.)}$$

$$S11 = 0.000195 \cdot (MI)^{6.17} \cdot (Wo)^{-2.33}$$

TABLA N° 8.7.1

CORRELACIONES EMPIRICAS RELATIVAS AL
COEFICIENTE DE REACCION DEL TERRENO
LABORATORIO GEOTECNICO

LUGAR	MUEST	Po Kg/cm ²	Em Kg/cm ²	Em Kg/cm ²	Em Kg/cm ²	Em Kg/cm ²
P.A.	MI-3	---	---	---	---	---
		31.50	1.94	3.89	5.83	7.78
		---	---	---	---	---
P.A.	MI-7	66.32	0.92	1.85	2.77	3.69
		60.03	1.02	2.04	3.06	4.08
Venc.	MI-8	52.78	1.16	2.32	3.48	4.64
		62.97	0.97	1.94	2.92	3.89
Sud.	MI-9	31.20	1.96	3.93	5.89	7.85
		32.42	1.89	3.78	5.67	7.56

Donde :

$$E_m = \frac{P}{0.4343 * R_s}$$

P = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, respectivamente.

$$R_s = 0.0188 * P_o$$

$$P_o = \text{Antilog} \left(\left(\frac{1}{12} \right) * (0.4 * W_l - w_o - 0.4) \right)$$

GRAFICO w_0 vs W_l
 DATOS RECOPIRADOS

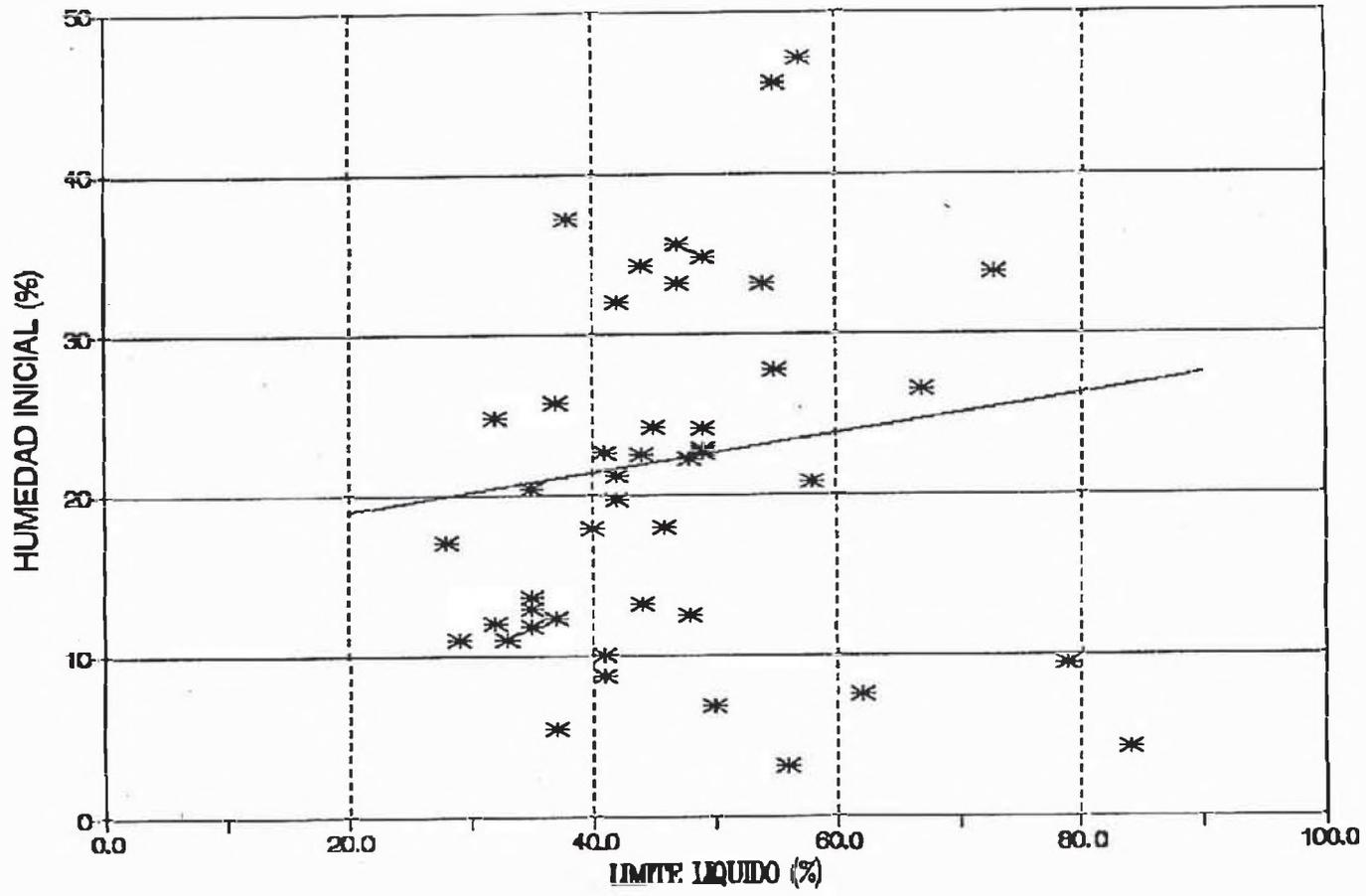


Fig. N° 8.1.1

GRAFICO wo vs Wl

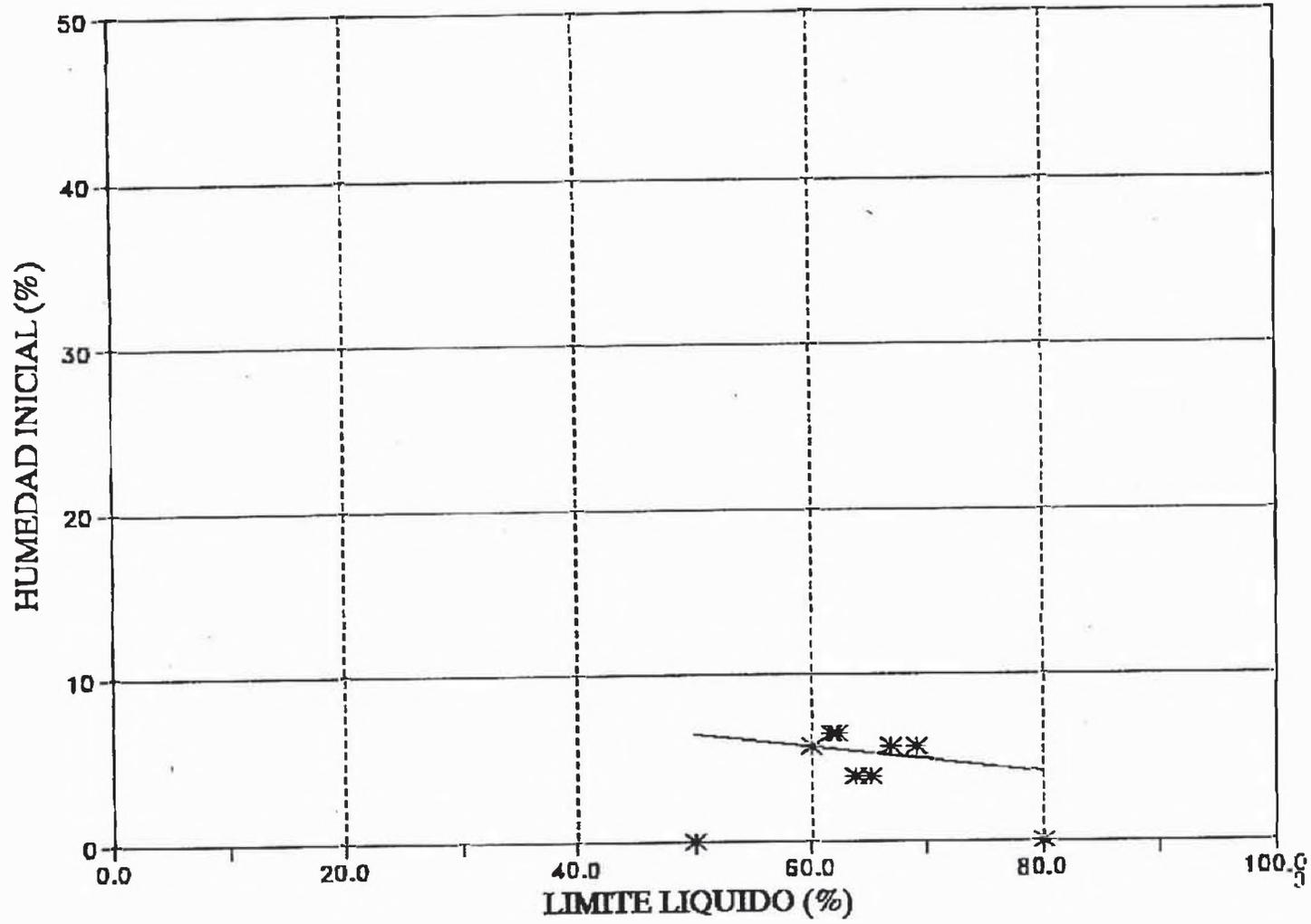


Fig. N° 8.1.2

GRAFICO wo vs Wp

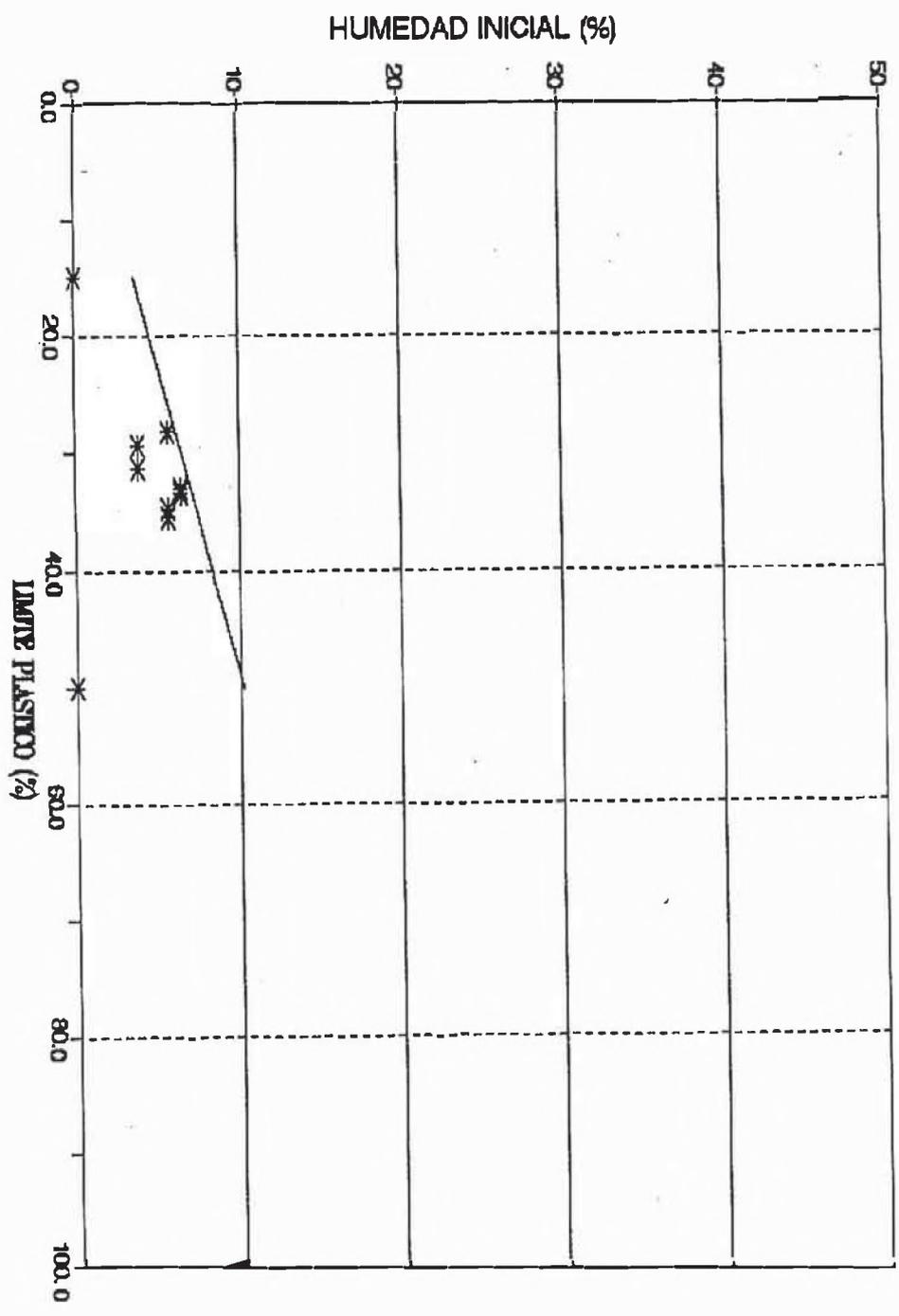


Fig. N° 8.2.2

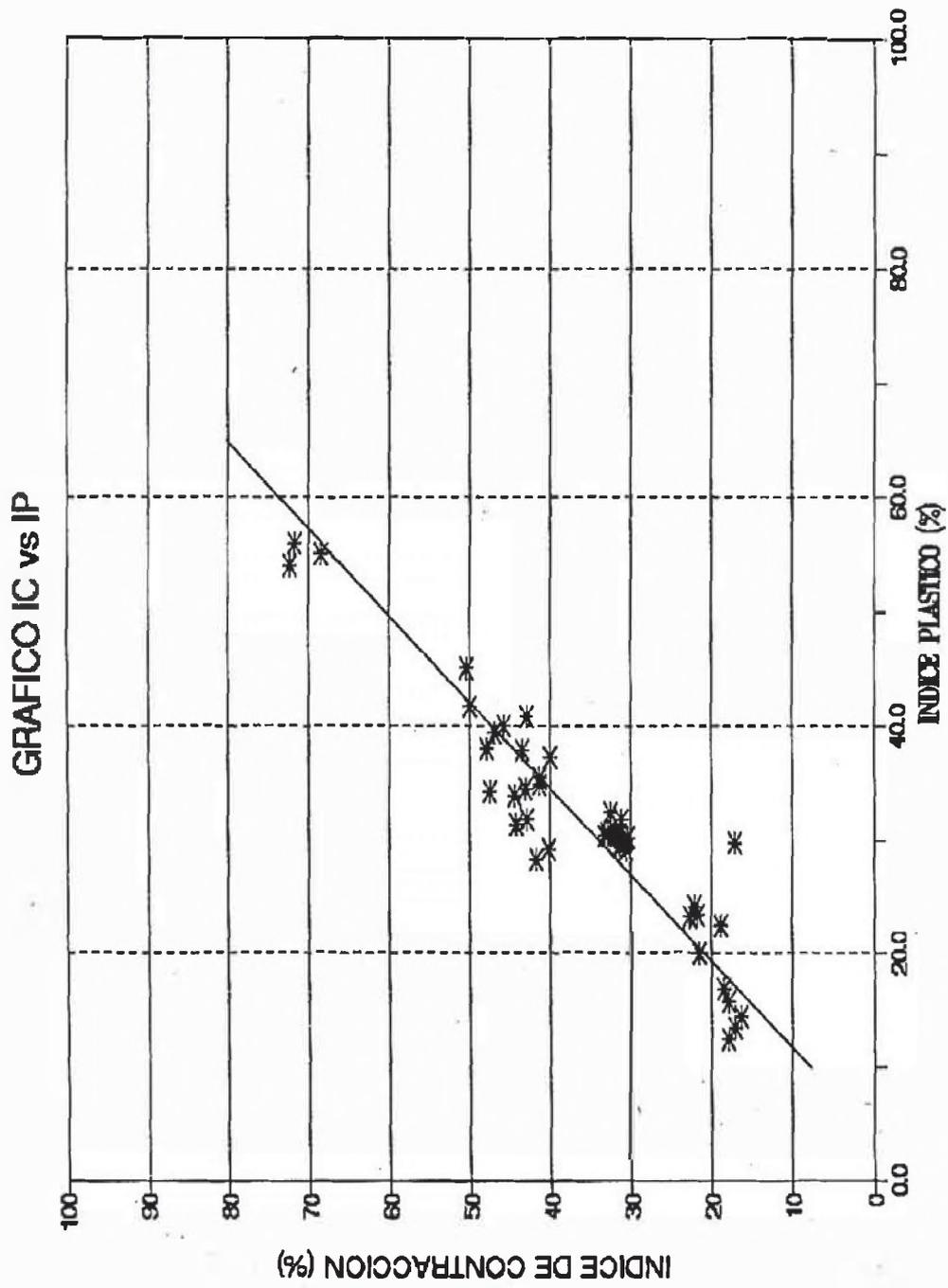


Fig. N° 8.3

% DE EXPANSION vs CONTENIDO DE HUMEDAD

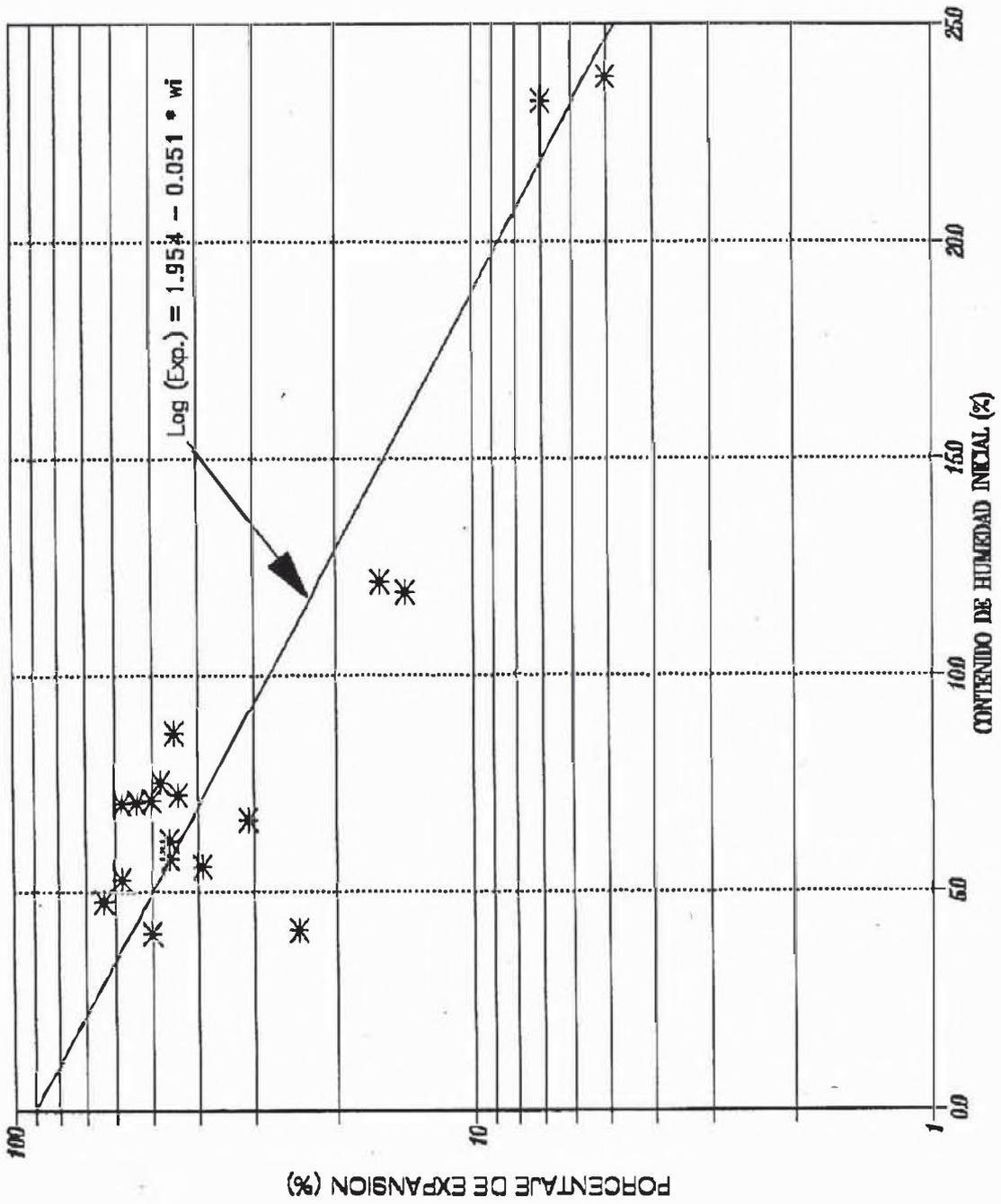


Fig. N° 8.4

GRAFICO IP vs WI

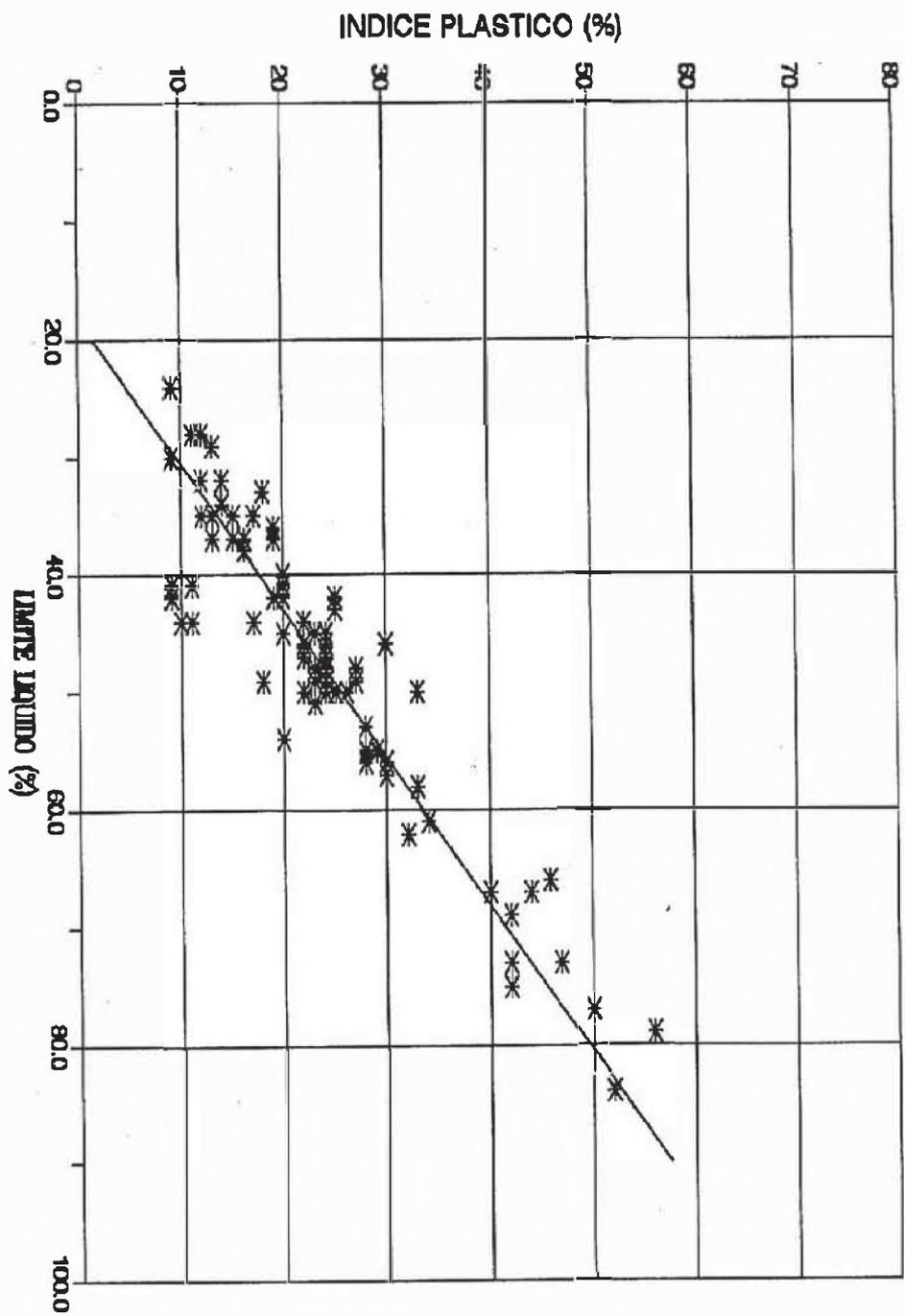


Fig. N° 8.5.1

GRAFICO IP vs WI

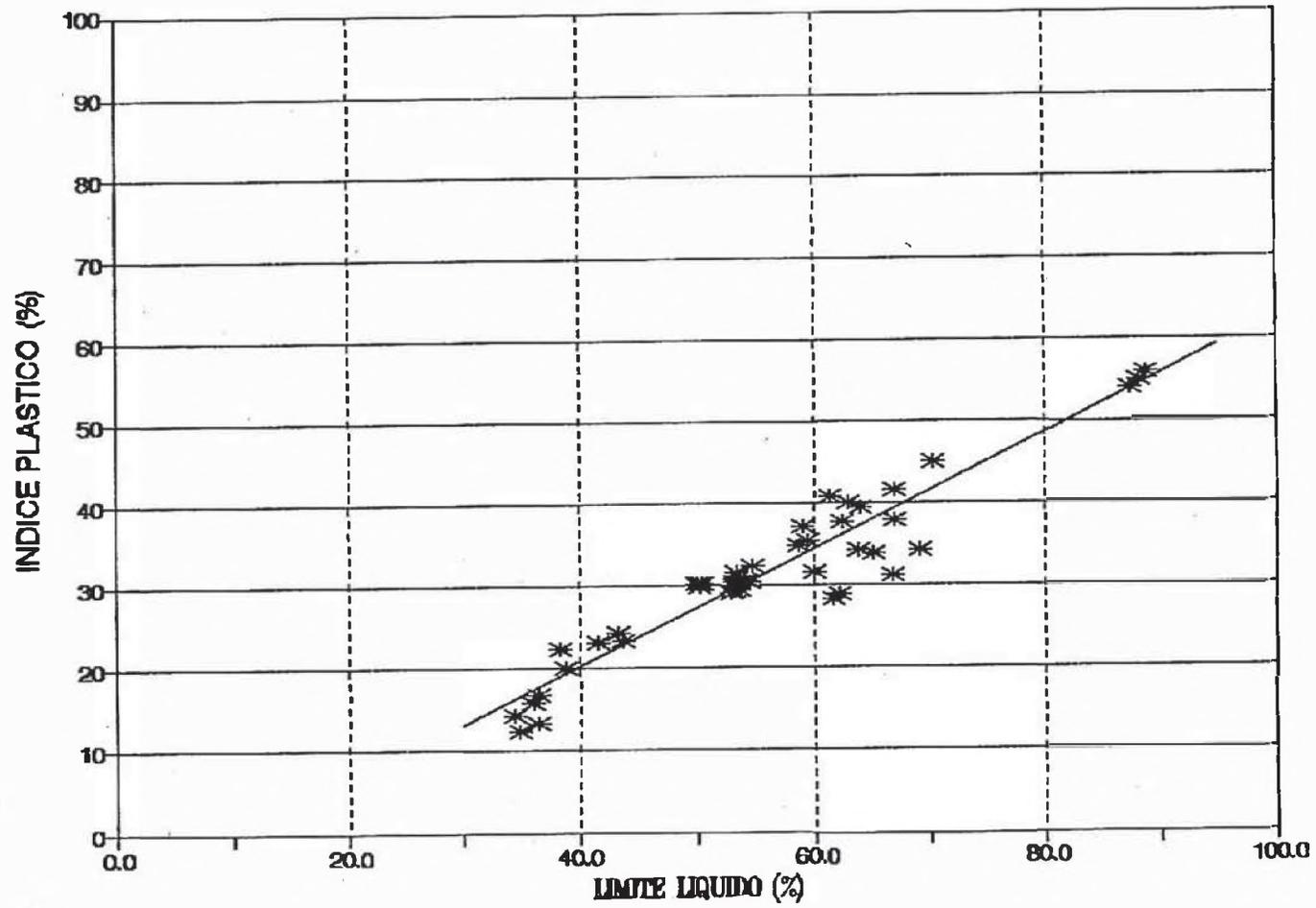


Fig. N° 8.5.2

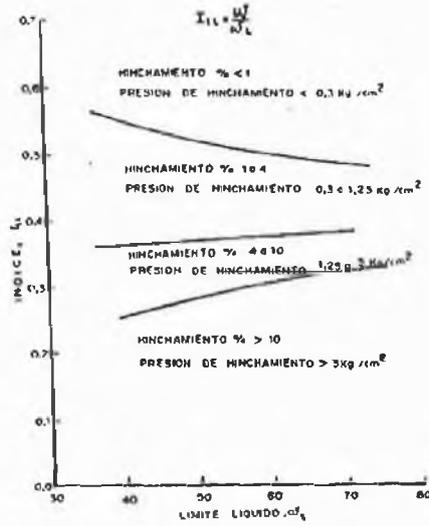


Fig. N° 8.6 : Relación entre la humedad natural y el límite líquido en arcillas expansivas, según Vijay - vergiya y Ghazzaly (1973).

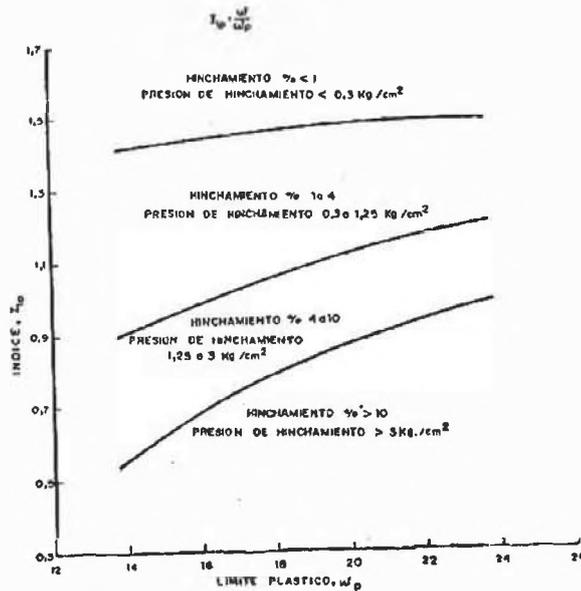


Fig. N° 8.7 : Relación entre la humedad natural y el límite plástico en arcillas expansivas, según Cuellar (1978).

GRAFICO WI vs Wp

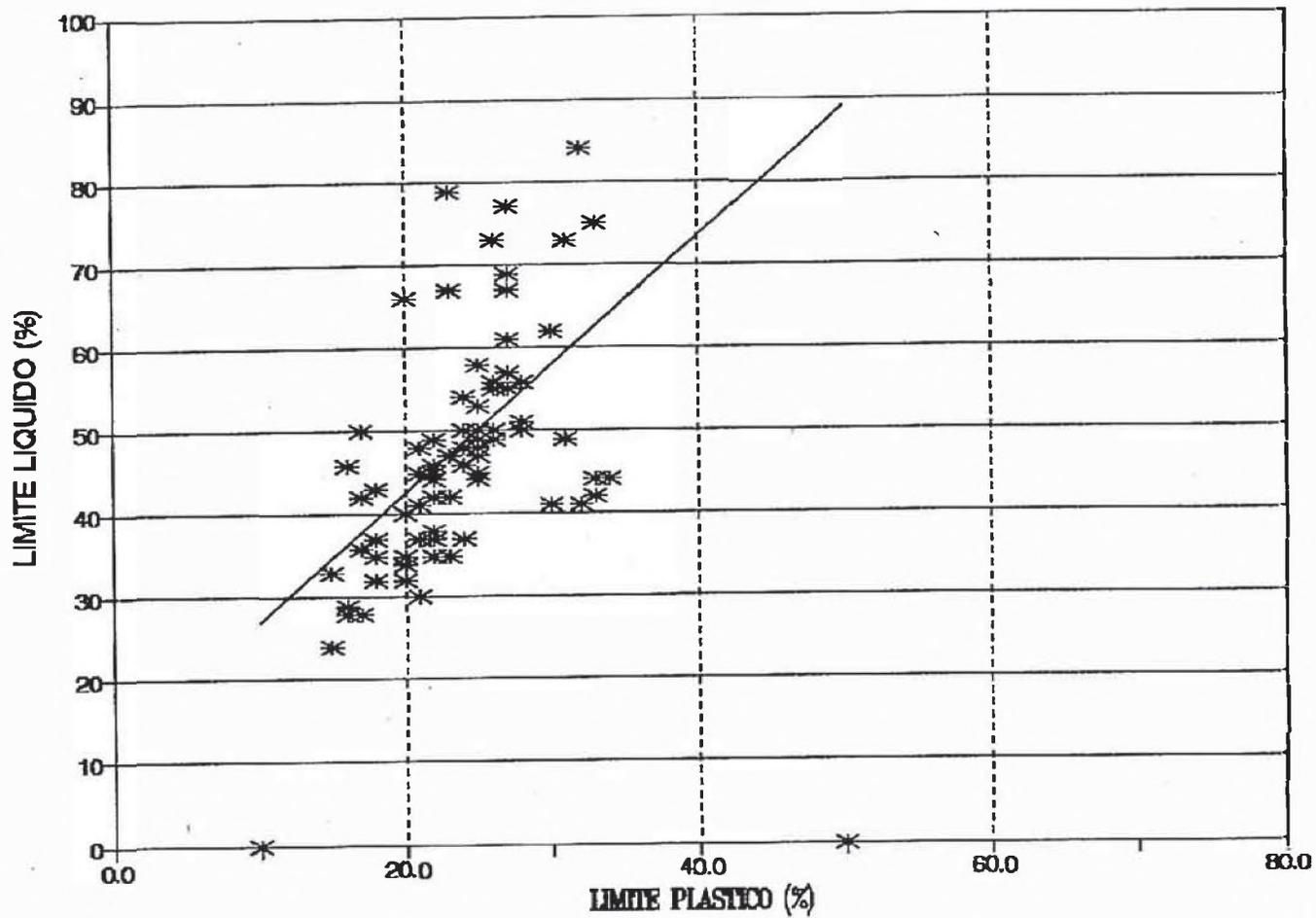


GRAFICO Wl vs Wp

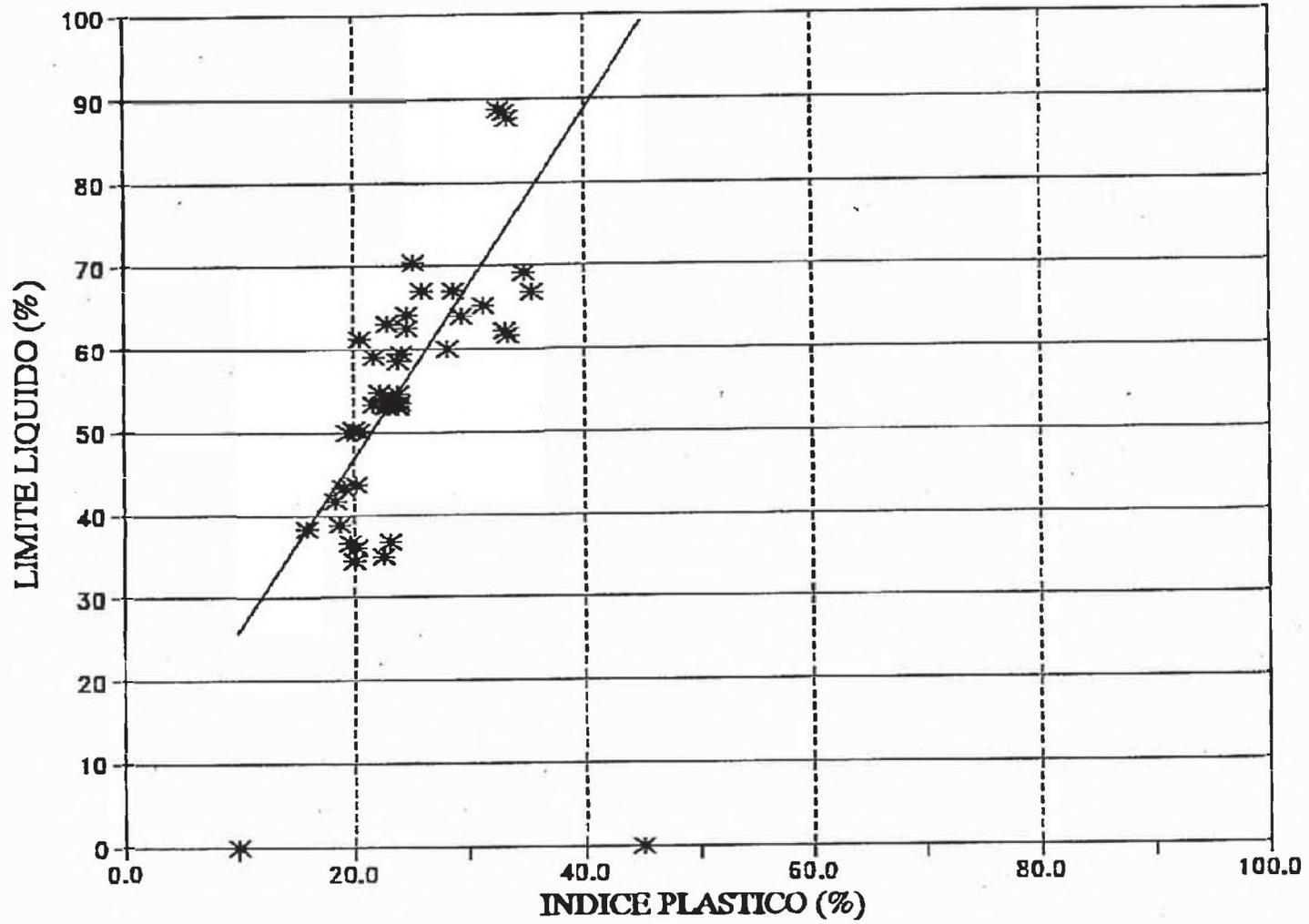


Fig. N° 8.8.2

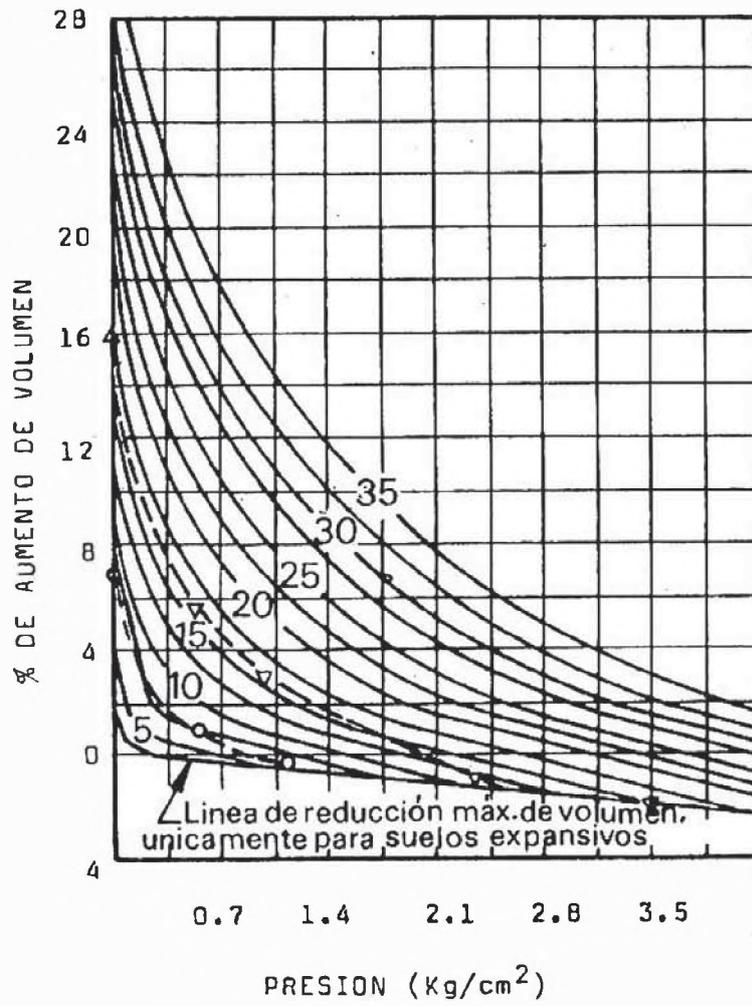


Fig. N° 8.9 : Gráfico Deformaciones Volumétricas vs Presión de Confinamiento.

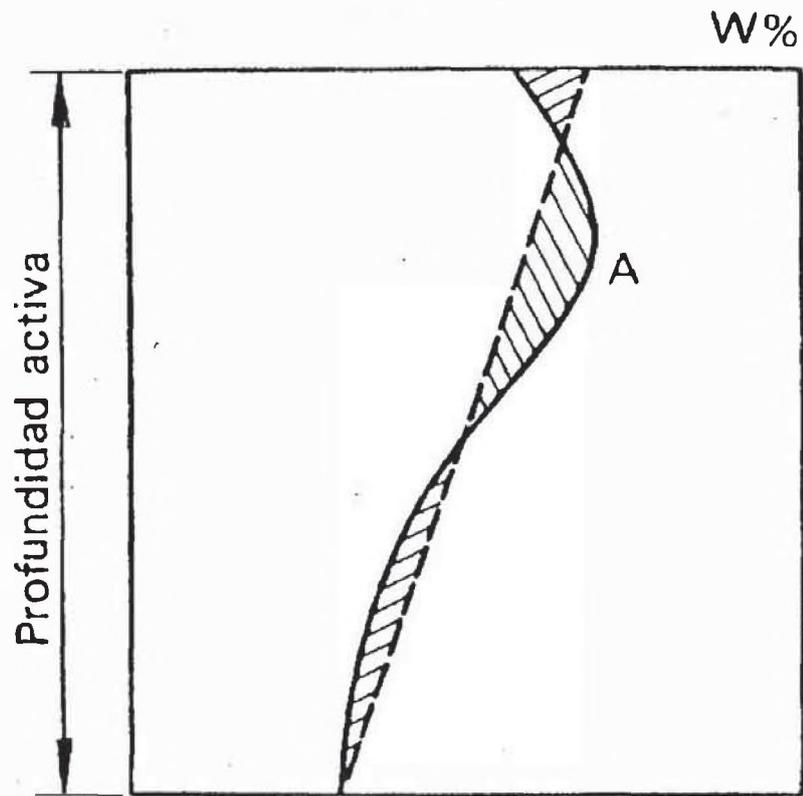


Fig. N° 8.10 : Perfil de humedad simplificado para el cálculo de los movimientos, representado por la línea de trazos. Las zonas rayadas deben compensarse.

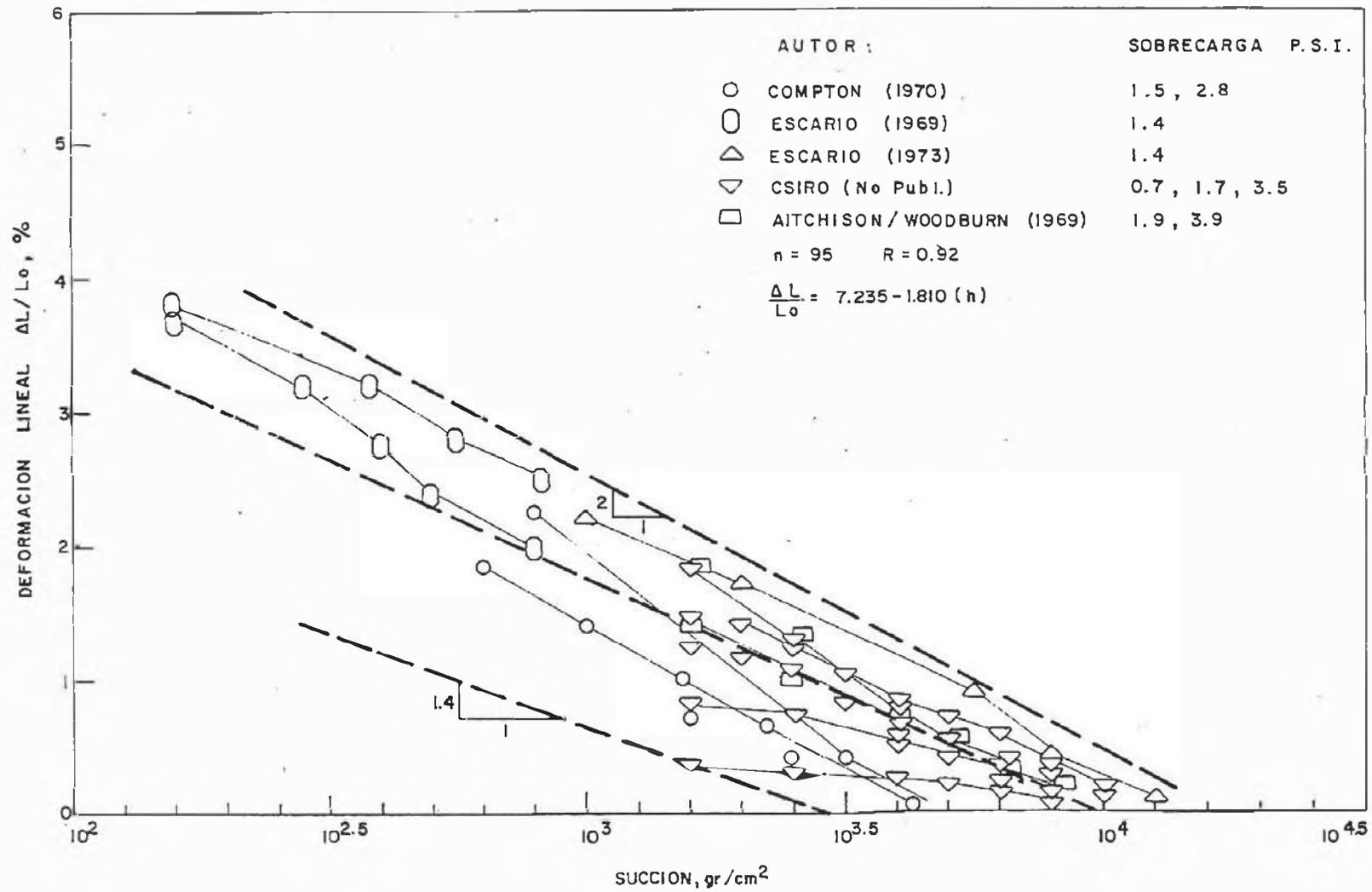


Fig. N° 8.11 : Gráfico Succión vs Deformación Unitaria

CAPITULO IX

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) El origen de los suelos expansivos se asocia a dos grupos: el primero correspondiente a los suelos residuales producto de las rocas ígneas básicas y el segundo que corresponde a la roca sedimentaria con alto contenido de montmorrillonita.
- 2) El fenómeno de expansión se presenta en el Perú en la zona Norte, donde el clima es cálido y muy seco y muy árido por su cercanía al eje Ecuatorial. Sin embargo, durante el Fenómeno del Niño ocurren grandes precipitaciones.
- 3) La ciudad de Talara presenta tres particularidades geomorfológicas, compuestas por: la zona post litoral, la costa pertenecientes al Terciario y las antiguas terrazas de origen marino, llamadas tablazos, pertenecen al Cuaternario.
- 4) En Talara, tenemos áreas que presentan arcillas y lutitas expansivas, siendo estas últimas las más problemáticas.

- 5) Podemos identificar fácilmente a las lutitas problema si ellas cuentan con dos características importantes, primero que al ser rotas con un martillo produzca un sonido metálico y segundo que al ser sumergida en agua muestre cambios en su volumen.
- 6) Uno de los trabajos más completos presentados sobre el tema de lutitas fue el de Øjerrum, quién concluyó que una compresión cabal de la "energía de deformación recuperable", es muy importante para predecir el probable comportamiento de los taludes en lutitas arcillosas.
- 7) Los movimientos de las arcillas que producen el fenómeno de expansión en la zona de Talara, podrían definirse como irreversibles, dado que la variación del clima no es cíclica dando lugar a la destrucción progresiva de la estructura, hasta llegar al colapso.
- 8) La expansión tiene lugar sobre todo en las estructuras livianas o superficiales, llámense: viviendas, canales, pavimentos, etc.; en las cuales es mínimo el estudio de suelos que se realiza debido al costo que involucraría y siendo la solución de una cimentación adecuada más costosa.
- 9) En la ciudad de Talara las arcillas expansivas han ocasionado daños a edificaciones cuando han sido

humedecidas, ya sea por las lluvias, riegos o roturas de tuberías.

10) La variación de volumen en las arcillas es producto de:

* Los cambios en el medio ambiente llámese: aumento de temperatura ó incremento de la humedad.

* Las variaciones en la tensión capilar y de la presión efectiva.

* La proporción de partículas menores de 2 micras y de cuán activa sea la especie mineralógica presente en la arcilla, mayores serán las variaciones volumétricas.

11) Debe tomarse en cuenta que la variación que una edificación induce al equilibrio de humedad del terreno, llega ésta al "bulbo" imaginario, cuyas dimensiones no sabemos calcular, pero que podemos admitir que tiene una profundidad del orden de vez y media el ancho del espacio cubierto.

12) La profundidad activa del terreno desnudo es uno de los datos más importantes para el proyecto de cimentaciones, pero se debe tener en cuenta que ésta no coincide necesariamente con la profundidad activa sobre la cimentación.

13) Las grietas por contracción llegan a una profundidad igual al valor de la profundidad activa de expansión.

- 14) En nuestra zona de estudio la profundidad activa del terreno desnudo es todavía menor, ya que la lluvia es escasa. Las grietas son mucho menos aparentes porque, al mojarse menos el terreno, retrae menos al secarse, aunque en forma de fisuras, podrían encontrarse a profundidades grandes.
- 15) La profundidad activa se ve limitada cuando una capa de suelo sobre el nivel freático es rica en carbonatos.
- 16) El mecanismo de hinchamiento produce cambios en parámetros como la: resistencia, compresibilidad y permeabilidad.
- 17) La presión de hinchamiento es la presión requerida para prevenir la expansión.
- 18) Existe un problema adicional que nuestras arcillas expansivas presentan y es el ser a la vez terrenos colapsables; lo que significa que con pequeños aumentos de humedad se altera el equilibrio provocando su aumento de volumen, siendo su estructura floculada haciendo todo ello que colapsen con humedades mayores.
- 19) Actualmente es difícil desarrollar una clasificación satisfactoria de las lutitas debido a que las pruebas no están normalizadas y los datos que disponemos de diferentes lugares son imprecisos.

- 20) Las medidas realizadas por los métodos descritos en el capítulo V, presentan en algunos casos dispersión, lo cual se debe a la gran sensibilidad de las magnitudes observadas (hinchamiento y presión de hinchamiento), a las variaciones de densidad, humedad de un punto a otro del terreno y en segundo lugar a su sensibilidad, quizá mayor todavía a causas de perturbación en las muestras (deseccación, descompresión, apertura de fisuras, etc.)
- 21) El potencial de expansión de las arcillas de Talara se ha cuantificado mediante ensayos de expansión libre y expansión con carga. Obteniendo un porcentaje de expansión que varía entre 5 % y 64 % para muestras con carga axial nula; en cambio se tiene que para muestras cargadas axialmente se obtuvo hasta 5.6 % de expansión para una carga de 1.00 Kg/cm², de 6.3 % de expansión para una carga de 1.5 Kg/cm² y de 1.3 % para una carga de 2.00 Kg/cm².
- 22) En los ensayos de consolidación se ha obtenido una presión de consolidación hasta de 3.11 Kg/cm², el coeficiente de consolidación ha variado entre 0.104 y 0.158 y el coeficiente de expansión ha variado entre 0.051 y 0.090.
- 23) Dada las condiciones especiales que presenta un suelo expansivo es difícil dar una solución única y general sobre el tipo de cimentación adecuado, ya que los factores que influyen son variados: el suelo, el

clima, el tipo de estructura y su relación costo-calidad, la idiosincracia de los pobladores y sus costumbres, los materiales que se disponen, etc.

24) La metodología que podemos seguir para poder escoger el tipo de cimentación adecuada, podría ser la siguiente:

- * Identificar el problema.
- * Estimar los cambios previsibles de la humedad y del espesor de la capa activa.
- * Estimación de las propiedades de expansión de una arcilla.
- * Previsión de los movimientos.
- * Elección de la solución y cálculo de la misma.

25) Las correlaciones empíricas se emplean para dos fines: el primero, para evaluaciones preliminares y el segundo para la interpolación o incluso extrapolación de resultados de ensayos más completos realizados en algunos puntos del terreno.

26) Los cálculos efectuados por medio de las correlaciones empíricas presentan gran dispersión en algunos casos con respecto a los valores reales y esto debido a que ellas fueron calculadas para un tipo de arcillas de una zona en particular.

- 27) Mediante la evaluación de las propiedades físicas de las arcillas en el Laboratorio, se han obtenido correlaciones entre ellas. De igual manera, con los Ensayos de Expansión Libre hemos obtenido una relación entre su contenido de humedad inicial y el porcentaje de expansión de la muestra, relaciones que podrían mejorarse aumentando el número de análisis y ensayos.
- 28) La información de este suelo generalizado permitirá, sobre todo, hacer los planos de zonificación e incrementar las zonas inestables a fin de hacer una buena planificación.
- 29) Debe tenerse en consideración que además de suelos expansivos existen en Talara suelos susceptibles a licuación, ya que son arenosos y de baja densidad y nivel freático alto.
- 30) También existen suelos del Pleistoceno conocido como Tablazo, que son susceptibles al colapso por inundación. Estos suelos están cementados por sales, sulfatos y carbonatos.
- 31) Se recomienda que en las zonas donde se presuma la existencia de arcillas expansivas, se realicen ensayos de expansión libre, con carga y expansión controlada.
- 32) Se efectúen análisis de la mineralogía de las arcillas así como difracción de Rayos "X" y análisis termodiferencial, en muestras representativas de cada una

de las zonas de Talara, que presentan este tipo de suelo.

- 33) En los futuros estudios geotécnicos en Talara, deberán evaluarse las posibilidades de expansión, licuación y colapso de los suelos, dependiendo del área de ubicación de las nuevas edificaciones.
- 34) Hacer mayores ensayos de las propiedades físicas de las arcillas lutáceas para tener mayor cantidad de datos y afinar más las correlaciones empíricas propuestas.
- 35) Se recomienda continuar con los estudios del subsuelo de Talara, particularmente en las zonas en donde no ha sido posible recopilar información geotécnica.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- 1.- Alva Hurtado, Jorge E. (1989) "Características Geotécnicas de la Ciudad de Talara" - CONCYTEC.
- 2.- Carrillo Gil, Arnaldo (1967) "Comportamiento de las Arcillas Expansivas en la Región Norte del Perú" - UNI.
- 3.- Cazar Cadena, Pfander, Muirraguí, Carlos y Chiriboga, Gualberto (1983) "Suelos Expansivos - Estado del Arte" - Escuela Politécnica de Quito. Memorias del Primer Encuentro Nacional de Mecánica de Suelos.
- 4.- Central Board of Irrigation and Power New Delhi India, (1988). "6th International Conference on Expansive Soils". A. A. Balkema - Rotterdam.
- 5.- Chen, F.H. (1975) "Foundations on Expansive Soils". Elsevier Scientific Publishing Company - Amsterdam - Oxford - New York.
- 6.- Escario, V. (1979) "Determinación de las Características Geotécnicas de los Suelos Expansivos" - Boletín informativo del Laboratorio de Transporte y Mecánica de Suelos, N° 132.
- 7.- España Farias, Nicolás A. (1976) "Construcción de Viviendas Livianas de bajo costo sobre arcillas expansivas" - Boletín IMME - Año XIII - N° 56 - Octubre - Diciembre.

- 8.- Dakshanamurthy, V. and Raman, V. (1973) "A simple method of identifying an soil" - Volumen 13, N° 1.
- 9.- Gonzales Luna, Gróver (1976) "Bioestratigrafía del Eoceno en la Región de Talara".
- 10.- 4th International Conference on Expansive Soils - Volume I y Volume II (1980). American Society of Civil Engineers, New York (Denver - Colorado).
- 11.- Ladd, Charles C. (1959) "Mechanisms of Swelling by comported clay" - Massachussets Institute of Technology.
- 12.- Lambe, T. William y Whitman, Robert V. (1959) "The Role of Effective Stress in the Behavior of Expansive Soils" - First Annual Soil Mechanics Conference Colorado School of Mines Golden, Colorado.
- 13.- Landázuri Soto, César y Argüello, Raúl (1983) "Atenuación y Cálculo de la Presión de Hinchamiento" - Universidad Católica del Ecuador. Memorias del Primer Encuentro de Mecánica de Suelos.
- 14.- Jiménez Salas, A., Serratosa, J.M. and Dr. Chen, F.W. (1957) "Foundations on Swelling Clays" - Laboratorio de Transporte Madrid, Ypan - London.
- 15.- Jiménez Salas, A. (1980) "Geotécnia y Cimientos" - Editorial Rueda, Madrid - Esapaña.
- 16.- Quiroga, Oscar y Petersen, George (1954) "Mapa Geológico generalizado del Noroeste del Perú.
- 17.- Obermeier, Stephen F. (1974) "Evaluation of Laboratory Techniques for Measurement the Swell

- Potential of Clays" - Bulletin of the Association of Engineering Geologist, Vol. XI, N° 4.
- 18.- Underwood, Loyd B. (1965) "Clasificación e Identificación de Lutitas" - Jefe de Geólogos, Cuerpo de Ingenieros, División Missouri River, Omaha, Nebr. - Traducción y adecuación: Alberto Martinez Vargas - .
- 19.- Torrence Martin, R. (1960) "Adsorved water on clay: a review" - Research Associate, Soil Engineering Division Department of Civil Engineering Massachusetts Institute of Technology Cambridge 39, Massachusetts.
- 20.- Tourtelot, Harry A. (1974) "Geologic Origin and distribution of Swelling Clays" - Bulletin of the Association of Engineering Geologist. Volumen XI, N° 4