

**Universidad Nacional de Ingeniería  
Facultad de Ingeniería Civil**



**“EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE  
SUELOS DE LA CIUDAD DE CHIMBOTE”**

**T E S I S**

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

**Denys Amador Parra Murrugarra**

**Lima - Perú - 1991**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

PLAN DE TESIS

Alumno : Denys Parra Murrugarra  
Codigo : 821215A  
Promocion : 1988-II  
Asesor : Dr. Ing. Jorge Alva Hurtado  
Tema : Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Chimbote  
Objetivo : El objetivo de la presente tesis es contribuir a conocer y entender la ocurrencia del fenómeno denominado licuación de suelos, así como también presentar las metodologías simplificadas actualizadas para evaluar su potencial y su aplicación en un lugar específico : la ciudad de Chimbote . Se propone finalmente para esta ciudad un mapa del potencial de licuación de suelos a ser tomado en cuenta en la mitigación de los daños debido a la eventualidad de un movimiento sísmico severo.

Plan de tesis :

INTRODUCCION

CAPITULO I : ANTECEDENTES DE LA OCURRENCIA DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

- 1.1 INTRODUCCION
- 1.2 GEOLOGIA DE CHIMBOTE
- 1.3 SISMICIDAD DEL AREA DE CHIMBOTE
- 1.4 MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE CHIMBOTE

- 1.5 EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970
- 1.6 EVIDENCIAS DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

CAPITULO II : EL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS

- 2.1 INTRODUCCION
- 2.2 BREVE HISTORIA DE ESTUDIOS DE LICUACION
- 2.3 MECANISMO DE DESARROLLO DE LICUACION
- 2.4 FACTORES QUE INFLUENCIAN LA OCURRENCIA DE LICUACION
- 2.5 IDENTIFICACION DE DEPOSITOS POTENCIALMENTE LICUABLES
- 2.6 COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO DURANTE TERREMOTOS
- 2.7 FACTORES QUE INFLUENCIAN EL DANO EN EL TERRENO POR LICUACION INDUCIDA

CAPITULO III : METODOLOGIAS PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

- 3.1 INTRODUCCION
- 3.2 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION
- 3.3 METODOS DE LABORATORIO
- 3.4 METODOS SIMPLIFICADOS BASADOS EN LOS RESULTADOS DE ENSAYOS IN SITU
  - 3.4.1 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR
  - 3.4.2 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION CONICA
  - 3.4.3 METODOS BASADOS EN LA MEDICION DE ONDAS DE CORTE
- 3.5 OTROS METODOS EXISTENTES
- 3.6 EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA LICUACION

CAPITULO IV : INVESTIGACIONES GEOTECNICAS REALIZADAS

- 4.1 INTRODUCCION
- 4.2 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR
- 4.3 ENSAYO DE PENETRACION CONO HOLANDES
- 4.4 ESTUDIOS RECOPIADOS REALIZADOS EN CHIMBOTE
- 4.5 SONDAJES EFECTUADOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO
- 4.6 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION
- 4.7 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE CHIMBOTE
- 4.8 ZONAS POTENCIALMENTE LICUABLES DE CHIMBOTE

CAPITULO V : ENSAYOS TRIAXIALES CICLICOS

- 5.1 INTRODUCCION
- 5.2 RESISTENCIA CICLICA
- 5.3 EQUIPO DE COMPRESION TRIAXIAL CICLICO
- 5.4 ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS
- 5.5 RESULTADOS OBTENIDOS

CAPITULO VI : EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

- 6.1 INTRODUCCION
- 6.2 MAGNITUD Y ACELERACIONES SISMICAS REPRESENTATIVAS
- 6.3 APLICACION DE LAS METODOLGIAS SIMPLIFICADAS
- 6.4 ANALISIS DE LICUACION
- 6.5 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS Y MAPEO DEL POTENCIAL DE LICUACION

CAPITULO VII : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 7.1 CONCLUSIONES
- 7.2 RECOMENDACIONES

## BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- 1.- Alva Hurtado J. E.(1983),"Breve Historia del Fenómeno de Licuación de Suelos en el Peru",IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones,Lima,Perú.
- 2.- Alva Hurtado J. E. y Orihuela P.(1982),"Estudio de Licuación y Amplificación Sísmica en Chimbote,Perú" IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Chiclayo, Perú.
- 3.- Barrón H. (1984),"Vulnerabilidad Sísmica de Chimbote" Tesis de Grado,Universidad Nacional de Ingeniería,Lima,Perú.
- 4.- Berg G.V. y Husid R.(1973),"Structural Behavior in the 1970 Peru Earthquake",5th World Conference in Earthquake Engineering,Rome,Italy.
- 5.- Carrillo Gil A.(1970),"Algunas Apreciaciones del Comportamiento del Subsuelo en la Zona del Sismo de Ancash",II Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones,Lima,Peru.
- 6.- Carrillo Gil A.(1972),"Estudio de Suelos para Cimentación y Pavimentación".Plan Director de Desarrollo de Chimbote PNUD,Chimbote,Perú.
- 7.- Cluff L.S.(1971),"Peru Earthquake of May 31,1970; Engineering Geology Observations", Bulletin of Seismological Society of America,Vol.61,Nº 3,pp 511-534.
- 8.- Ericksen G.E.,Plafker G. y Fernandez-Concha J. (1970), "Preliminary Report on the Geological Events Associated with the May 31, 1970 Peru Earthquake", U.S.Geological Survey Circular 639.
- 9.- Hermoza M. (1972),"Estudio sobre el Sismo del 31 de Mayo de 1970,Ciudad de Chimbote",Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería,Lima Perú.

- 10.- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K. y Yasuda S. (1978), "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan", 5th Japan Symposium on Earthquake Engineering, November.
- 11.- Iwasaki T. (1986), "Soil Liquefaction Studies in Japan State of the Art", International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- 12.- Liao S. y Whitman R.V. (1986), "Overburden Correction Factors for SPT in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, March, pp 373-377.
- 13.- Morimoto R., Koizumi Y., Matsuda T, Hakumo M. y Yamaguchi I. (1971), "Seismic Microzoning of Chimbote Area, Peru", Overseas Technical Cooperation Agency, Government of Japan, March.
- 14.- Ordoñez A., Barrón H. y Alva Hurtado J.E. (1984), "Vulnerabilidad Sísmica de Chimbote y Huaraz", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- 15.- Plafcker G., Ericksen G.E. y Fernández-Concha J. (1971), "Geological Aspect of the May 31, 1970, Peru Earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 61, N° 3, pp 543-578.
- 16.- Robertson P.K. y Campanella R.G. (1983), "Interpretation of Cone Penetration Test Part I: Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol 20, pp 718-733.
- 17.- Robertson P.K. y Campanella R.G. (1985), "Liquefaction Potential Using the CPT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 111, N° 3, pp 384-403.
- 18.- Seed H.B., Idriss I.M. y Arango I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol 109, N° 3, pp 458-481.
- 19.- Seed H.B. y de Alba P. (1986), "Use of SPT and CPT Test for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands", Use of In situ Test in Geotechnical Engineering, ASCE, pp 281-302.

- 20.- Tokimatsu K. y Yoshimi Y.(1981),"Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics,University of Missouri-Rolla,pp 203-208.
- 21.- Tokimatsu K. y Yoshimi Y.(1983),"Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content",Soils and Foundations, Vol.23,N° 4,pp 56-74.



.....  
#  
Dr.Ing. Jorge Alva Hurtado  
Asesor



.....  
#  
Denys Parra Murrugarra  
Cod : 821215A

## SUMARIO

El Capítulo I de este estudio, describe los antecedentes de la ocurrencia de licuación de suelos en la ciudad de Chimbote, involucrando las disciplinas de la Geología y Sismicidad, así como algunos estudios realizados en Chimbote, con el fin de esclarecer el panorama global acerca de los antecedentes del fenómeno. El Capítulo II presenta una descripción detallada del mecanismo de desarrollo del fenómeno, así como también los factores que influyen su ocurrencia; se presenta además una metodología práctica para identificar depósitos potencialmente licuables y se describen los esfuerzos de corte que inducen los movimientos sísmicos en el terreno. El Capítulo III detalla las metodologías existentes para la evaluación del potencial de licuación de suelos, destacando entre ellas las metodologías simplificadas basadas en la observación del comportamiento de campo. En el Capítulo IV se presentan los ensayos de campo realizados en Chimbote así como también los estudios recopilados realizados por diversos organismos en los últimos 20 años en esta ciudad, que contribuyen a mejorar el conocimiento general de los suelos de Chimbote. El Capítulo V describe el ensayo de licuación de suelos con



el equipo de compresión **triaxial** ciclico instalado en el Laboratorio Geotécnico del CISMID, el cual también es descrito brevemente. El Capítulo VI presenta los resultados obtenidos en la evaluación del potencial de licuación utilizando las metodologías simplificadas y se propone finalmente el mapa de licuación de suelos de la ciudad de Chimbote para dos niveles de aceleración máxima superficial que corresponden a un sismo de 7.5 grados de magnitud. Finalmente en el Capítulo VII se presentan las Conclusiones y Recomendaciones derivadas del presente estudio.

Existe una luz infinita que perdura en el tiempo y el espacio, que ha iluminado con fulgor todos los días de mi vida: MIS PADRES

A ellos les dedico el logro más importante de mi vida.

A LILY

A MIS HERMANOS

## AGRADECIMIENTO

Es muy difícil expresar en pocas palabras un sentimiento profundo, encontrar las frases precisas, juntarlas, y sin recurrir al formalismo expresar con humildad una sencilla verdad. En el trayecto de estas y otras experiencias paralelas, he tratado de seguir por el camino señalado con justicia, honestidad, ética. He aprendido mucho y poco a la vez y espero seguir haciéndolo. Por todas las enseñanzas anteriores, por las presentes y por la que estén por venir, deseo expresarle a mi maestro el Dr. Jorge Alva Hurtado dos sinceras y hermosas palabras: MUCHAS GRACIAS.

Con la misma sinceridad quisiera también expresar mi gratitud al Ing. Luis Chang y a los Técnicos Sr. Julio Olavarría y Sr. Victor Valenzuela, por el valioso apoyo prestado en las campañas de exploración de campo realizadas en la ciudad de Chimbote.

Finalmente mi agradecimiento a todas las personas e instituciones quienes de una o de otra manera contribuyeron con la realización del presente trabajo.

" EVALUACION DE POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS DE LA

CIUDAD DE CHIMBOTE "

## INDICE

	PAG.
INTRODUCCION	1
CAPITULO I : ANTECEDENTES DE LA OCURRENCIA DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE	
1.1 INTRODUCCION	5
1.2 GEOLOGIA DE CHIMBOTE	6
1.3 SISMICIDAD DEL AREA DE CHIMBOTE	15
1.4 MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE CHIMBOTE	20
1.5 EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970	23
1.6 EVIDENCIAS DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE	26
CAPITULO II : EL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS	
2.1 INTRODUCCION	33
2.2 BREVE HISTORIA DE ESTUDIOS DE LICUACION	34
2.3 MECANISMO DE DESARROLLO DE LICUACION	37
2.3.1 LICUACION DINAMICA	39
2.3.2 LICUACION ESTATICA	40
2.4 FACTORES QUE INFLUENCIAN LA OCURRENCIA DE LICUACION	42
2.4.1 GRANULOMETRIA DEL SUELO	43
2.4.2 DENSIDAD RELATIVA	45

	PAG.
2.4.3 PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO	48
2.4.4 PRESION DE POROS	49
2.4.5 PRESION INICIAL DE CONFINAMIENTO	50
2.4.6 MAGNITUD DEL MOVIMIENTO SISMICO	52
2.4.7 DURACION DEL MOVIMIENTO SISMICO	53
2.5 COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO DURANTE TERREMOTOS	54
2.6 IDENTIFICACION DE DEPOSITOS POTENCIALMENTE LICUABLES	56
2.6.1 IDENTIFICACION BASADA EN EL TIPO DE SUELO	57
2.6.2 IDENTIFICACION BASADA EN LA ESTRATIGRAFIA DEL DEPOSITO	58
2.6.3 IDENTIFICACION BASADA EN LA DENSIDAD DE LA ARENA	59
2.7 FACTORES QUE INFLUENCIAN EL DAÑO EN EL TERRENO POR LICUACION INDUCIDA	60
CAPITULO III : METODOLOGIAS PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS	
3.1 INTRODUCCION	70
3.2 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION	71
3.3 METODOS DE LABORATORIO	74
3.3.1 ENSAYO TRIAXIAL CICLICO	75
3.3.2 ENSAYO DE CORTE SIMPLE CICLICO	75
3.3.3 ENSAYO DE CORTE TORSIONAL CICLICO	76

	PAG.
3.3.4 EVALUACION DE LA FALLA Y RESISTENCIA CICLICA DE ARENAS	77
3.4 METODOS SIMPLIFICADOS BASADOS EN LOS RESULTADOS DE ENSAYOS IN-SITU	78
3.4.1 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR	81
3.4.1.1 METODO SIMPLIFICADO DE SEED E IDRISSE	82
3.4.1.2 METODO SIMPLIFICADO DE TOKIMATSU Y YOSHIMI	86
3.4.1.3.METODO SIMPLIFICADO DE IWASAKI Y TATSUOKA	88
3.4.2 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION CONICA	89
3.4.2.1 METODO SIMPLIFICADO DE SEED Y DE ALBA	90
3.4.2.2 METODO SIMPLIFICADO DE ROBERTSON Y CAMPANELLA	92
3.4.2.3 METODO SIMPLIFICADO DE YASUDA Y OTROS	93
3.4.3 METODOS BASADOS EN LA MEDICION DE ONDAS DE CORTE	95
3.4.3.1 METODO SIMPLIFICADO DE TOKIMATSU Y OTROS	96
3.5 OTROS METODOS EXISTENTES	98
3.5.1 METODOS DINAMICOS ANALITICOS-EXPERIMENTALES	98
3.5.2 METODOS PROBABILISTICOS	99
3.6 EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA LICUACION	100



	PAG.
CAPITULO IV : INVESTIGACIONES GEOTECNICAS REALIZADAS	
4.1 INTRODUCCION	111
4.2 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR	112
4.2.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	113
4.2.2 ESTANDARIZACION DEL METODO	115
4.3 ENSAYO DE PENETRACION CONO HOLANDES	118
4.3.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO	118
4.3.2 EQUIPO E INTERPRETACION GENERAL	120
4.4 ESTUDIOS RECOPIADOS REALIZADOS EN CHIMBOTE	121
4.5 SONDAJES EFECTUADOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO	122
4.5.1 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR	123
4.5.1.1 CORRECCION A LOS DATOS DEL SPT	125
4.5.2 ENSAYO DE PENETRACION CONO HOLANDES	127
4.5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO	130
4.6 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION	133
4.7 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE CHIMBOTE	133
4.8 ZONAS POTENCIALMENTE LICUABLES DE CHIMBOTE	136
CAPITULO V : ENSAYOS TRIAXIALES CICLICOS	
5.1 INTRODUCCION	141
5.2 ENSAYO TRIAXIAL CICLICO	142
5.3 RESISTENCIA CICLICA	143
5.4 EQUIPO DE COMPRESION TRIAXIAL CICLICO	145
5.4.1 PANEL DE PRESION DE CONFINAMIENTO Y SATURACION	146
5.4.2 CELDA TRIAXIAL	147

	PAG.
5.4.3 MARCO DE CARGA	148
5.4.4 UNIDAD NEUMATICA DE CARGA DINAMICA SINUSOIDAL	148
5.4.5 SISTEMA DE ADQUISICION DE DATOS	149
5.4.6 COMPRESOR DE AIRE	150
5.5 ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS	150
5.5.1 PREPARACION DEL ESPECIMEN Y MONTAJE INICIAL	151
5.5.2 PRESION DE CONFINAMIENTO Y SATURACION	152
5.5.3 CONSOLIDACION	154
5.5.4 APLICACION DE LA CARGA CICLICA	154
5.5.5 FUENTES DE ERROR	156
5.6 RESULTADOS OBTENIDOS	157
 CAPITULO VI : EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION	
6.1 INTRODUCCION	168
6.2 MAGNITUD Y ACELERACIONES SISMICAS REPRESENTATIVAS	169
6.2.1 CONSIDERACIONES DE RIESGO SISMICO EN EL PERU	170
6.2.2 ELECCION DE LA MAGNITUD Y ACELERACION REPRESENTATIVA	172
6.3 APLICACION DE LAS METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS	174
6.3.1 EVALUACION DE LOS SONDAJES SPT	175
6.3.2 EVALUACION DE LOS SONDAJES CPT	175
6.4 ANALISIS DE LICUACION	176
6.4.1 PROCESAMIENTO	176
6.4.2 DISCUSION DE LOS METODOS APLICADOS	178
6.4.3 RESULTADOS	181

	PAG.
6.5 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS Y MAPEO DEL POTENCIAL DE LICUACION	185
 CAPITULO VII : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
7.1 INTRODUCCION	189
7.2 CONCLUSIONES	190
7.3 RECOMENDACIONES	195
 BIBLIOGRAFIA	 197
 ANEXOS	 208
Anexo I : Perfiles de los Sondajes Recopilados Realizados en Chimbote.	
Anexo II : Ensayos de Exploración de Campo Realizados en Chimbote.	
Anexo III : Resultados de Ensayos de Laboratorio de las Muestras Obtenidas en la Exploración de Campo.	
Anexo IV : Preparación de Especímenes en Laboratorio	
Anexo V : Muestreo de Especímenes no Disturbados en Arenas.	
Anexo VI : Resultados de Ensayos de Licuación de Suelos Realizados en el Equipo Triaxial Cíclico.	
Anexo VII : Listado del Análisis Simplificado de Licua- ción de Suelos.	
 FOTOGRAFIAS	

## PLANOS

- P1 : Mapa Geológico de Chimbote.
- P2 : Mapa de Microzonificación Sísmica de Chimbote.
- P3 : Mapa de Distribución de Grietas en el Terreno y Volcanes de Arena.
- P4 : Mapa de Ubicación de los Sondajes Recopilados y Sondajes Realizados.
- P5 : Mapa del Potencial de Licuación de Suelos de la Ciudad de Chimbote

## INTRODUCCION

El gran daño producido en la ciudad de México debido al terremoto del 19 de Noviembre de 1985, dejó una dramática advertencia de la influencia extremadamente importante de las arcillas sobre las características del movimiento del terreno debido al terremoto. Sin embargo, los mayores problemas de la ingeniería geotécnica en el campo de la ingeniería sísmica están mayormente asociados con las arenas y otros suelos no cohesivos. Existe una amplia evidencia que la mayoría de los depósitos arcillosos **mantienen** un alto grado de estabilidad bajo los efectos de un sacudimiento sísmico pero los problemas asociados con inestabilidad y asentamiento, usualmente debido a licuación o movilidad cíclica de arenas y otros suelos no cohesivos parecen ser reportados virtualmente en todos los terremotos significativos en los años recientes

El estudio del fenómeno de licuación de arenas ha sido ampliamente desarrollado por numerosos ingenieros e investigadores en todo el mundo, desde que este fenómeno fue identificado como el causante principal de los daños en el terreno y estructuras de tierra durante terremotos. Mientras en una primera etapa este desarrollo fue motivado apa-

rentemente por la ocurrencia catastrófica de licuación durante los terremotos de Niigata y Alaska en 1964, el ímpetu para continuar el estudio de licuación se ha debido a una serie de grandes terremotos que han ocurrido en todas las regiones sísmicamente activas del mundo.

En el Perú, también se ha reportado evidencias de la ocurrencia de licuación en diversos lugares como Supe, Tumbes, Ica, Moyobamba, etc. durante terremotos severos ocurridos en el pasado, pero ha sido la ciudad de Chimbote donde estas evidencias se han presentado con mayor amplitud a raíz del terremoto del 31 de Mayo de 1970, las mismas que han sido debidamente documentadas pero escasamente estudiadas. Las manifestaciones superficiales del fenómeno se presentaron como: fisuramientos, desplazamientos laterales, efusiones de lodo y arena, abovedamientos, etc. claras evidencias de la susceptibilidad a sufrir licuación, de los depósitos arenosos y sueltos de la ciudad, produciendo como consecuencia, cuantiosos daños materiales y pérdidas humanas.

El Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, como parte de su tarea en la prevención de desastres de diversa naturaleza que puedan producirse en nuestro país, condujo la presente investigación con la finalidad de contribuir a mitigar los daños que pudiera ocasionar la

ocurrencia del fenómeno ante la eventualidad de un terremoto en la ciudad de Chimbote, donde como se mencionó anteriormente, ya han existido evidencias y manifestaciones de la ocurrencia de licuación de arenas en terremotos pasados.

## CAPITULO I

### ANTECEDENTES DE LA OCURRENCIA DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

1.1 INTRODUCCION

1.2 GEOLOGIA DE CHIMBOTE

1.3 SISMICIDAD DEL AREA DE CHIMBOTE

1.4 MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE CHIMBOTE

1.5 EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970

1.6 EVIDENCIAS DEL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS EN LA  
CIUDAD DE CHIMBOTE



## CAPITULO I

### ANTECEDENTES DE LA OCURRENCIA DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

#### 1.1 INTRODUCCION

El terremoto del 31 de Mayo de 1970 produjo el fenómeno de licuación de suelos en una extensa zona del área epícentral, principalmente en la ciudad de Chimbote, la cual, debido a su condición de zona pesquera e industrial, se encontraba en aquel entonces en un franco proceso de crecimiento urbano. La ciudad se ubica en su mayor parte sobre los depósitos aluviales del río Lacramarca, constituidos por arenas limpias y arenas limosas saturadas, con densidades relativas sueltas en algunas zonas.

En este Capítulo se presentan la Geología y la Sismicidad de Chimbote que son factores determinantes en la ocurrencia del fenómeno. Se presenta también la Microzonificación Sísmica de la ciudad realizada por la Misión Japonesa en 1971, como un primer paso para conocer el comportamiento del suelo en cada zona propuesta ante la

ocurrencia de un evento sísmico. Se analiza también el terremoto más destructor de la historia sísmica peruana, el ocurrido el 31 de Mayo de 1970, cuyo epicentro se produjo a 70 Km de la ciudad en estudio y que produjo numerosas evidencias del fenómeno de licuación tanto en Chimbote como en lugares aledaños, hechos que también se describen.

## 1.2 GEOLOGIA DE CHIMBOTE

La ciudad de Chimbote geológicamente presenta tres tipos de afloramientos que son representados principalmente por depósitos de origen volcánico y por rocas intrusivas (Pérez Verástegui, 1970).

Volcánico Casma : es una secuencia mixta volcánica sedimentaria (derrames andesíticos y riolíticos). En la ciudad de Chimbote el volcánico se encuentra expuesto principalmente en el extremo norte por los cerros Chimbote y Tambo Real y en el extremo Sur-Este por los cerros Península y División. La edad de los depósitos anteriores ha sido ubicada a fines del período Jurásico y Cretácico Superior.

El Intrusivo : este segundo tipo de afloramiento existente en la zona se encuentra representado por formaciones de graniodorita, cuya coloración oscila entre gris oscuro a gris claro, su grano varía entre medio y grueso; teniendo su mejor exposición en el lado Este de la ciudad, en las colinas de las Pampas de Chimbote.

El Cuaternario : esta última acumulación geológica está formada por extensos depósitos de arena eólica, formando muchas veces colinas de poca elevación. Se observa la presencia de materiales aluviales y fluviales formando depósitos a lo largo del lecho antiguo del Río Lacramarca, así como en el extremo Norte de la ciudad, conocidos como El Cascajal, La Mora, etc.

En cuanto a la geología superficial del área de Chimbote, se puede decir que una gran parte de la ciudad se encuentra ubicada en la planicie aluvial del Río Lacramarca, a lo largo de la costa de la Bahía de Chimbote, limitando por el Norte con cerros de origen volcánico cubiertos por arena, mientras que en la parte sur se observa zonas planas cubiertas de material eólico. Esta geología superficial puede ser clasificada de la siguiente manera: (Morimoto y otros, 1971)

A : Roca Basal

A1 : Roca basal volcánica, roca sedimentaria,  
granitos de edad cretácea.

A2 : Roca basal cubierta con antiguos depósitos de  
arenas eólicas

B : Depósitos Aluviales

B1 : Depósitos aluviales del río Lacramarca

B2 : Remanentes de depósitos aluviales antiguos del  
río Lacramarca

B3 : Depósitos de llanura de inundación alrededor  
de los cerros de Chimbote y la Pampa de  
Irrigación de Chimbote

C : Líneas de Playa

C1 : Líneas de playa recientes

C2 : Líneas de playa antiguas

D : Arenas Eólicas

D1 : Arenas eólicas recientes

D2 : Arenas eólicas antiguas

E : Pantanos

F : Terrenos de Bajo Nivel Dividiendo el Aluvión

A : Roca Basal o Lecho Rocoso

Está compuesta principalmente por Andesitas volcánicas del Cretáceo con lutitas y areniscas y rocas graníticas intruyéndolas. Las rocas volcánicas de la formación Casma han sido metamorfoseadas por las rocas graníticas intruídas. Estas se encuentran en los cerros del norte de la ciudad (Tambo Real), mientras que los cerros que se encuentran al sur-este, están formados por rocas de granito.

B : Depósitos Aluviales

Existen algunos depósitos o planicies aluviales como

B1 : Depósitos aluviales del río Lacramarca

Se desarrollan rellenando el valle del río Lacramarca, de 10 Km de largo por 5 Km de ancho en la costa.

La corriente de agua del río Lacramarca desaparece cerca de la cúspide del abanico fluvial, por debajo de la superficie del suelo. La margen marina de la planicie aluvial está entruncada oblicuamente por las líneas de la costa de la parte norte, donde tiene de tres a cinco metros de alto sobre el nivel del mar y está enmarcada por una loma de playa. Por otro lado en la parte sur del abanico, el depósito desciende gradualmente llegando a pantanos y lagunas. El depósito aluvial tiene zonas de suelos útiles para el cultivo en su superficie.

En términos generales, los depósitos aluviales consisten de varias clases de arena, entremezcladas con capas delgadas de arcilla y grava. Las capas de grava más superficiales se encuentran entre 10 a 20 mt en la parte de tierra adentro del área, haciéndose más delgadas y profundas hacia el nivel del mar.

Es importante anotar los dos siguientes hechos que son favorables para la licuación del sub-suelo; el primero es que la arena de la parte superior del perfil es pobremente graduada, probablemente por los efectos del viento, y el segundo es que el nivel del agua freática está bastante cercano a la superficie, de 1 a 2 mt de profundidad y algunas veces hasta bajo presión.

B2 : Remanentes de depósitos aluviales antiguos del río  
Lacramarca

Es una terraza parecida a una banqueta angosta que se apoya en la parte baja de los taludes de las colinas, a lo largo de la margen norte de la planicie aluvial del río Lacramarca

La terraza tiene una ancho de 10 a 50 mt y cerca de 20 mt de alto sobre la planicie aluvial. El ángulo inferior de la terraza está cubierta con arena eólica. El canto extremo consiste de un barranco donde se exponen en su parte más alta un lodo gris pobremente consolidado y arenas limosas muy finas de 2 mt de espesor. Los depósitos contienen numerosos residuos de plantas y no tienen indicación de una deposición marina. Son considerados remanentes de la vieja planicie aluvial escapados de la erosión subsecuente.

**B3 : Depósitos de Llanura de Inundación alrededor de los Cerros de Chimbote y la Pampa de Irrigación de Chimbote**

Las montañas rocosas en la región tienen pendientes suaves y amplias planicies alrededor de ellas. Estas planicies consisten en depósitos de gran espesor de arena gruesa y grava con cantos sub-angulares.

La más grande planicie fluvial típica se extiende del lado oeste hacia la costa, desde la Pampa de irrigación de Chimbote, en la Urbanización Buenos Aires.

La planicie aluvial debe haber sido formada por inundación por ausencia definitiva de valles en esta planicie. Una similar a la anterior es la del sur de las colinas de Chimbote. La planicie consiste en una alteración por debris angulares derivados de las montañas adyacentes y arena escogida, probablemente al retrabajo eólico. La planicie aluvial al norte del puerto de la Siderúrgica, consiste mayormente en arena retrabajada por el viento. El nivel freático es relativamente profundo.

#### C : Líneas de Playa

##### C1 : Líneas de Playa Recientes

La cual se encuentra desarrollada a lo largo de la Bahía de Chimbote. Mide generalmente de 20 a 100 mt de ancho y está de 3 a 5 msnm. Consiste de capas de arena gruesa laminadas con fragmentos de conchuelas. La arena de la playa se entremezcla parcialmente con la arcilla aluvial en los niveles posteriores de la parte central de la ciudad.

##### C2 - C3 - C4 : Líneas de Playa Antiguas

Las cuales se encuentran situadas al norte de Chimbote. Consisten geológicamente de tres líneas de playa; dos de las cuales tierra adentro son contornos de la línea de costa de tiempos antiguos, cuando el mar llegó allí. Otra línea de playa antigua más notoria y hacia tierra se encuentra a 7 mt por encima del nivel actual y en su

superficie se encuentra la actual avenida José Olaya. Otra línea de playa antigua se localiza en el centro del área de las lagunas de la parte sur que limita con la extremidad este del barrio de Villa María y que se encuentra a 1 mt sobre la superficie de los mismos.

D : Arenas Eólicas

Los fuertes vientos prevalecientes del Océano transportan arenas finas costa adentro en la dirección norte-noreste y forman dunas en la parte sur del área de la ciudad. La fuente principal de las arenas eólicas es la costa sur de la bahía de Chimbote y la costa norte de la Bahía de Samanco. Junto a estas arenas que forman dunas móviles, en la parte norte del área de la ciudad existen arenas eólicas antiguas (D2).

Capas bastantes gruesas de arenas eólicas recientes cubren la parte sur de las llanuras aluviales del río Lacramarca (D1). Las dunas de arena tienen una altura de 10 a 20 mt y están colocadas en dirección paralela a los vientos predominantes. Las dunas consisten en arena fina uniforme con granos de cuarzo.

La pendiente sur del Cerro Tambo Real está cubierta de arena eólica antigua. El barrio de San Pedro, El Cementerio y el Reservorio se encuentran en esta pendiente arenosa.

La arena, compuesta de granos finos a gruesos, contiene pequeños fragmentos de conchuelas. Se estima que



el grosor de la arena es de pocos metros. Estas arenas se han formado cuando la costa marina estaba más cerca del pie de estos cerros.

**E : Pantanos**

Los pantanos se han formado en las partes bajas de las llanuras aluviales que se encuentran cercadas. Están ubicadas en áreas donde las aguas son superficiales, no pueden drenarse por impedírsele la presencia de alturas circundantes, como por ejemplo los depósitos costeros.

El pantano más extenso se encuentra en la parte Sur Este de la ciudad. Está ubicado en la parte más baja de la planicie aluvial. Este pantano se divide en parte externa e interna separadas parcialmente por una línea de playa antigua cerca de la Carretera Panamericana. El agua de este pantano proveniente de un gran número de fuentes en su parte interna fluye hacia el mar, pasando a través de las dunas y de los depósitos costeros. La fuente de las aguas freáticas es el río Lacramarca, que fluye bajo la superficie del suelo al comienzo mismo del abanico aluvial.

El perfil geológico de este pantano contiene principalmente arenas medias hasta 25 mt de profundidad, aunque capas de grava arcillo-limosas se encuentran en algunos niveles. Cabe subrayar que no se ha encontrado sedimentos de fango al fondo del pantano.

Existe otro pantano en la parte baja al norte de la ciudad. Está rodeado por el norte por el cerro Chimbote, por el este por el cerro Tambo Real, por el sur por el río Lacramarca y por el oeste por los depósitos costeros. En términos generales la parte norte de este pantano contiene arena suelta del abanico aluvial que se extiende desde los cerros del norte, mientras que la parte sur está formada por arena aluvial y grava del abanico aluvial del río Lacramarca.

#### F : Terrenos de Bajo Nivel Dividiendo el Aluvi6n

En el valle que cortan y separan los terrenos aluviales, el abanico aluvial del río Lacramarca está recortado en su parte norte por pequeños valles recientes. Estos valles se desarrollan interiormente con una erosión superficial de los acantilados marinos de 2 a 3 msnm. El término de estos valles llega generalmete a 1 Km o menos en la costa marina.

El valle más largo inmediatamente al sur del centro de la ciudad es de alrededor de 2 Km de longitud. El terreno contiene en su superficie arenas finas limosas o arenas fangosas con o sin restos orgánicos. No se conoce el espesor de estos depósitos sin embargo se estima que no pasa de algunos metros.

Finalmente se presenta el Plano P1, en el cual se ilustra la Geología de la ciudad de Chimbote, en el plano catastral actualizado al año 1988.

### 1.3 SISMICIDAD DEL AREA DE CHIMBOTE

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que hay en la tierra, formando parte del Cinturón Circumpacífico.

Los principales rasgos tectónicos de la región occidental de Sudamérica, como son la Cordillera de los Andes y la fosa oceánica Perú-Chile, están relacionados con la alta actividad sísmica y otros fenómenos telúricos de la región, como consecuencia de la interacción de dos placas convergentes cuya resultante más saltante precisamente es el proceso orogénico contemporáneo constituido por los Andes. La teoría que postula esta relación es la Tectónica de Placas o Tectónica Global (Isacks et.al. 1968). La idea básica de la Teoría Tectónica de Placas es que la envoltura más superficial de la tierra sólida, llamada Litósfera (100 Kms), está dividida en varias placas rígidas que crecen a lo largo de estrechas cadenas meso-oceánicas casi lineales; dichas placas son transportadas en otra envoltura menos rígida, la Astenósfera, y son comprimidas o destruidas en los límites compresionales de interacción, donde la corteza terrestre es comprimida en cadenas montañosas o donde existen fosas marinas (Berrocal et.al., 1975).

El mecanismo básico que causa el movimiento de las placas no se conoce, pero se dice que es debido a corrientes de convección o movimientos del mismo manto plástico y

caliente de la tierra y también a los efectos gravitacionales y de rotación de la tierra.

Los límites o bordes de las placas raramente coinciden con los margenes continentales, pudiendo ser de tres tipos:

- 1)Según cordilleras axiales, donde las placas divergen una de otra y donde se genera un nuevo suelo oceánico.
- 2)Según las fallas de transformación a lo largo de las placas que se deslizan una respectivamente a la otra.
- 3)Según zonas de subducción, en donde las placas convergen y una de ellas se sumerge bajo el borde delantero de la suprayacente.

Se ha observado que la mayor parte de la actividad tectónica en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de estas placas. El frotamiento mutuo de estas placas es lo que produce los terremotos, por lo que la localización de éstos delimitará los bordes de las mismas.

El margen continental occidental de Sudamérica, donde la Placa Oceánica de Nazca está siendo subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, es uno de los bordes de placa mayores de la tierra.

La Placa Sudamericana crece de la cadena meso-oceánica del Atlántico, avanzando hacia el noroeste con una velocidad de 2 a 3 cm por año y se encuentra con la Placa de Nazca en su extremo occidental, constituido por la costa

Sudamericana del Pacífico. Por otro lado, la placa de Nazca crece de la cadena meso-oceánica del Pacífico Oriental y avanza hacia el este con una velocidad de aproximadamente 5 a 10 cms por año, subyaciendo debajo de la Placa Sudamericana con una velocidad de convergencia de 7 a 12 cms por año (Berrocal et.al, 1975).

Como resultado del encuentro de la Placa Sudamericana y la Placa de Nazca y la subducción de esta última, han sido formadas la Cadena Andina y la fosa Perú-Chile en diferentes etapas evolutivas. El continuo interaccionar de estas dos placas da origen a la mayor proporción de actividad sísmica de la región occidental de nuestro continente. La placa de Nazca se sumerge por debajo de la frontera Perú-Brasil y noroeste de Argentina. La distribución espacial de los hipocentros confirma la subducción de la Placa de Nazca, aún cuando existe controversia debido a la ausencia de actividad sísmica entre los 300 y 500 Kms. de profundidad (Berrocal et.al, 1975).

En el Perú la gran mayoría de sismos han sido de origen tectónico y no de origen volcánico, como por ejemplo el ocurrido el 31 de Mayo de 1970, terremoto que se constituyó en el mas destructor de la historia sísmica peruana y que tuvo su epicentro a 70 Km de la zona en estudio, la que a su vez fué la más afectada.

Se ha establecido que el riesgo sísmico del Perú es mayor en los valles de los ríos, ya que la población se encuentra casi enteramente en la costa y en los valles que desaguan las vertientes occidentales de los Andes.

Para esto se ha reunido estadísticamente los principales eventos sísmicos que han ocurrido entre los paralelos 8° a 12° de latitud sur y entre los meridianos 76° y 82° de longitud oeste, de los cuales se resaltará los que han afectado la zona en estudio y lugares aledaños.

-Sismo del 9 de Julio de 1619, afectó las ciudades de Trujillo y Piura donde se registraron grandes daños materiales y numerosas víctimas.

-Sismo del 14 de Febrero de 1658, afectó la ciudad de Trujillo ocasionando daños materiales en su totalidad y numerosas víctimas.

-Sismo del 6 de Enero de 1725, afectó las ciudades de Trujillo y Callejón de Huaylas.

-Sismo del 16 de Noviembre de 1907, afectó las ciudades de Casma y Tarma ocasionando daños moderados.

-Sismo del 20 de mayo de 1917, afectó levemente a la ciudad de Trujillo, en Casma ocasionó daños moderados y en Chimbote se sintió fuertemente, ocasionando daños materiales.

-Sismo del 21 de Junio de 1937, con una intensidad de VI (M.M.) y una magnitud de 6.75 ocasionando diversos daños en Trujillo, Chimbote, Casma, Salaverry y Lambayeque; leves en Cajamarca y Cutervo.

- Sismo del 23 de Junio de 1951, afectó al Callejón de Huaylas ocasionando daños moderados.
- Sismo del 19 de Agosto de 1955, afectó a las ciudades de Trujillo y Chimbote, ocasionando daños moderados.
- Sismo del 18 de Febrero de 1956, con una intensidad VII (M.M.) en las ciudades de Carhuaz y Callejón de Huaylas, ocasionando daños considerables.
- Sismo del 29 de Octubre de 1956, con una intensidad VI (M.M.) en las ciudades de Huánuco y Tingo María ocasionando daños moderados. Se sintió en Chimbote y Lima.
- Sismo del 24 de Setiembre de 1963, con una intensidad de VI a VII y magnitud 6.75. En Ancash fallaron las construcciones de adobe, derrumbes en gran escala enterrando los canales de regadío e interrumpiendo el camino, etc. (Huaraz, Huarmey).
- Sismo del 31 de Mayo de 1970; nos ocuparemos con mayor detalle en la siguiente sección.

Como se puede apreciar la posibilidad de ocurrencia de un terremoto severo en el área de la ciudad de Chimbote se mantiene vigente, por lo cual se debería tomar las precauciones del caso para mitigar sus consecuencias, en caso de producirse este fenómeno natural, el cual, por otro lado, podría causar el fenómeno de licuación que se está estudiando.

#### 1.4 MICROZONIFICACION SISMICA DE LA CIUDAD DE CHIMBOTE

El movimiento del terreno y la destrucción de las construcciones debido a los movimientos sísmicos están gobernados esencialmente por la magnitud y la distancia epicentral del terremoto producido, pero la heterogeneidad local en la distribución de los daños en una cierta y limitada area se atribuye a la diferencia local en las condiciones del suelo identificada preliminarmente por medio de una topografía local (Morimoto, 1971). Esto se conoce también como efecto de microzona, es decir que en determinadas areas de una ciudad, con características de suelos y geología desfavorables, la intensidad sísmica se incrementa, y por lo tanto, los daños seran claramente mayores que en areas aledañas con mejores condiciones naturales (Alva et.al., 1990).

Para el propósito de proteger una ciudad de daños producidos por un terremoto, todas las estructuras y estructuras de tierra en regiones sísmicamente activas como la nuestra, deberían ser construídas para resistir el mismo.

El coeficiente de diseño básico de la fuerza sísmica está principalmente determinado por dos factores : (1) la actividad sísmica, (2) las condiciones locales del suelo. El coeficiente de diseño para edificaciones puede ser modificado de acuerdo a los usos que se les den y a sus características estructurales. El factor concerniente a la actividad sísmica podría determinarse estadísticamente en



base a la actividad sísmica del pasado. Actualmente el territorio peruano ha sido dividido en tres regiones, en cada una de las cuales han sido propuestos valores diferentes de los factores sísmicos regionales.

Se ha establecido durante terremotos destructivos pasados , que el daño ocasionado a las estructuras en una área limitada tiene muchas irregularidades locales. Esto indica que la fuerza sísmica actuante sobre una estructura está afectada en gran medida por la topografía y las condiciones del subsuelo en el lugar. Por lo tanto si el efecto de las condiciones locales del suelo serán tomados en consideración, debería realizarse un mapa de zonificación detallada en un área determinada. Para establecer la más razonable utilización del terreno en el planeamiento de una ciudad, se recomienda realizar una microzonificación en el área desde el punto de vista de la ingeniería antisísmica (Morimoto, 1971).

Debido a la ocurrencia del terremoto del 31 de Mayo de 1970, la ciudad de Chimbote fué severamente afectada perdiéndose muchas vidas humanas y evidenciándose grandes daños en las construcciones, ya sean de concreto armado, albañilería, adobe y estructuras de acero; por lo tanto, la reconstrucción de la ciudad era una necesidad prioritaria. Previamente a iniciar el planeamiento de la ciudad, se requirió realizar la microzonificación sísmica de la misma,

tarea que fue encomendada a una misión de investigadores enviados por el Gobierno del Japón al Perú.

El mapa de microzonificación fué realizado en base a la geología, ensayos de penetración estándar, evaluación de daños durante el sismo de 1970, medición de microtrepidaciones y réplicas, ensayos de refracción sísmica y análisis de amplificación. Sobre la base de estas investigaciones, el área en estudio fue dividida en cuatro zonas, desde el punto de vista de la utilización del terreno y cuyas características generales se describen a continuación.

Zona I : El subsuelo consiste de gravas densas o rocas, el nivel freático está a más de 10 metros de profundidad. Las elevaciones topográficas son mayores de 10 msnm. Existen pocas posibilidades de asentamiento en edificios o subsidencia del terreno. Se esperan mayores fuerzas sísmicas, debido a la iteracción suelo-estructura.

Zona II : Esta zona está cubierta por arena suelta a semi-densa, con varios metros de potencia. Por debajo existen arenas densas y cementadas. En la mayor parte el nivel freático se encuentra a 5 mts. de profundidad. No se esperan asentamientos en edificios de hasta dos pisos, excepto en los bordes exteriores de las dunas. Se recomienda cimentar los edificios mayores de dos pisos por pilotes en la arena densa. La construcción en las dunas requerirá vibroflotación.

Zona ~~III~~: El subsuelo consiste de arena cubierta con capa delgada de suelo agrícola. Las gravas se encuentran por debajo de los 10 metros. El nivel freático se encuentra a poca profundidad. La arena fina suelta que se encuentra a distintas profundidades se licuará durante un sismo. Sin embargo, debido a su profundidad, no ocurrirán asentamientos apreciables en los edificios, excepto casos especiales.

Zona IV : Esta zona tiene un nivel freático muy alto, la mayor parte está cubierta por agua o pantanos. La elevación promedio de la zona es menor de 5 msnm. El subsuelo consiste de arenas saturadas cubiertas de capas delgadas de limo orgánico. El daño a las edificaciones será principalmente por asentamiento y parcialmente por amplificación. En algunos lugares la arena se licuará hasta la superficie ante la ocurrencia de un sismo severo. Se recomienda cimentar por pilotes hasta la arena densa, o mejorar el terreno con vibroflotación.

En el Plano P2 se presenta la microzonificación sísmica de la ciudad de Chimbote, en el mapa actualizado al año 1988.

#### 1.5 EL TERREMOTO DEL 31 DE MAYO DE 1970

A las 3:23 pm (hora local) del 31 de Mayo de 1970 ocurrió un terremoto de 7.8 grados en la escala de Richter,

con epicentro a 70 Km de la costa del Perú al Oeste de la ciudad de Chimbote (Unesco, Ceresis, 1970).

La zona afectada por el sismo, cuyo epicentro se determinó a 9.4° de latitud sur y 78.9° de longitud oeste, con una profundidad de 25 Km, abarcó el departamento de Ancash, gran parte del departamento de La Libertad y algunas provincias del departamento de Lima, Huánuco y Cerro de Pasco. El conjunto de un área de 80 a 85 mil Km<sup>2</sup> con numerosas aldeas, centro poblados y ciudades fueron destruidas o dañadas cuya población alcanzaba aproximadamente 1'800,000 habitantes (Cryrza, PNUD, 1975).

En el terremoto, ciudades enteras, como Chimbote, Casma, Huarney en la costa, Caraz, Huaraz y Yungay en la sierra, así como otras ciudades y pueblos fueron destruidos o dañados en gran parte. Se perdieron unas 50,000 vidas y 20,000 personas desaparecieron. El número de heridos fue de 150,000 y más de 500,000 personas quedaron sin techo. Como manera general de descripción de daños ocasionados por el sismo se puede afirmar que (Silgado, 1978)

-60,000 viviendas necesitaban reconstruirse.

-De 38 poblaciones, 15 quedaron con las viviendas destruidas en más del 80%. El resto sufrió daños de consideración.

-En 18 ciudades con un total de 309,000 habitantes y en 81 pueblos con una población de 59,400 personas, los alcantarillados quedaron inhabilitados.

- 6,730 aulas quedaron destruídas.
- La capacidad de energía eléctrica de Ancash y La Libertad quedó reducida a un 10% por los severos daños causados a la Central Hidroeléctrica de Huallanca.
- Quedaron dañadas facilidades para irrigar 110,000 Has.
- El 77% de los caminos de la Libertad y Ancash se interrumpieron, así como el 40% de los existentes en Chancay y Cajatambo.

Específicamente la ciudad de Chimbote presentó daños materiales menores que Huarney o Casma y algunas otras ciudades del Callejón de Huaylas, sin embargo sufrió una pérdida económica mayor que las otras ciudades. En esta ciudad se registraron 750 personas muertas, 490 perdidas y aproximadamente 20,000 heridos, para una población de 170,000 personas (Cryrza, PNUD, 1975).

Es importante hacer notar que los daños encontrados en la ciudad de Chimbote y en otras ciudades, en los diversos aspectos en los que se evaluaron, fueron no solo por las diferencias en grados de desarrollo alcanzado, sino también principalmente por las distintas intensidades registradas en cada ciudad, debido a las diferentes distancias de las mismas al epicentro del sismo. Según el mapa de isosistas preparado después del sismo, la intensidad en escala Mercalli Modificada en las principales ciudades afectadas se distribuyó de la siguiente manera (Unesco, 1970).

Chimbote	VIII	Huallanca	VI
Casma	VIII	Chiclayo	VI
Huaraz	VII	Piura	V
Trujillo	VII	Lima	IV
Huarney	VII		

#### 1.6 EVIDENCIAS DEL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS EN LA CIUDAD DE CHIMBOTE

El fenómeno de licuación de suelos (el cual nos ocuparemos en detalle en el siguiente capítulo), es en síntesis el cambio físico que experimenta una masa de suelo al pasar de su estado sólido a un estado fluido semejante al de un líquido viscoso. Para que se produzca licuación deben conjugarse ciertos factores que involucran las características propias del depósito de suelo y las características regionales de sismicidad. Es decir, debe estar constituido, en forma general, por una arena uniforme, suelta y saturada y debe producirse un terremoto severo y duradero.

Por lo descrito en forma general en las secciones anteriores de este capítulo estos factores convergen en el área de la ciudad de Chimbote, lo que convierte a estos suelos en potencialmente licuables y por consiguiente las estructuras cimentadas sobre estos depósitos están en riesgo constante de colapsar, ante la ocurrencia del fenómeno, si no se han tomado las precauciones del caso en el diseño y construcción de sus cimentaciones, ya que como

es sabido una de las principales manifestaciones del fenómeno, es la pérdida de resistencia al corte del suelo con el consiguiente hundimiento de las estructuras.

En la década del 60, a raíz del incremento de la actividad industrial en Chimbote, la ciudad creció rápidamente. Debido a la falta de una adecuada política de planificación urbana, los habitantes de la ciudad construyeron sus viviendas en las zonas aledañas al centro urbano, terrenos éstos cuyo subsuelo presenta muchas condiciones desfavorables, tanto desde el punto de vista estático como dinámico, siendo este último el más crítico.

El terremoto del 31 de Mayo de 1970, cuyas características y consecuencias hemos descrito anteriormente, puso al descubierto las condiciones altamente desfavorables de estos depósitos sobre la que se encontraba la mayor parte de la ciudad. Si bien es cierto que hubieron muchas fallas de orden estructural, debido a un mal diseño y construcción de las edificaciones, los efectos más significativos por ejemplo en la planicie aluvial del Río Lacramarca fué el agrietamiento del terreno, el cual estuvo asociado con la expulsión de agua y arena, que dieron como resultado muchos "volcanes de arena" los cuales abrieron grietas en el terreno (Morimoto, 1971), evidenciando la ocurrencia de licuación. Estos volcanes aparecieron mayormente en el medio de este plano aluvial, particularmente en los campos cultivados entre San José y Clemencia y alrededor de las

Cucardas a lo largo del Camino Perú. En estas áreas muchos pozos de agua fueron destruidos ya sea por hundimiento o inclinación de las paredes de concreto o por flexión de las tuberías de acero en el pozo. La vía del tren fué destruída en este tramo, por la deformación ondulante del terreno (Morimoto, 1971).

En el colegio Mundo Mejor ubicado en Miraflores Alto, compuestos por tres cuerpos de concreto armado distribuídas en forma de U, se produjo evidente efecto de licuación. Los edificios se asentaron uniformemente, sin daño alguno, sobre el nivel del terreno. A medida que los edificios se asentaban, la tierra debajo de las cimentaciones era empujada hacia afuera, rompiendo las losas del piso y curvándolas hacia arriba. Los edificios del Banco Popular del Perú, entre la calle Bolognesi y Prado, también sufrieron asentamientos importantes (Carrillo, 1982).

En la Urbanización La Caleta en la costa de Chimbote, una serie de grietas se desarrollaron a lo largo de zonas angostas sobre el lado interior del terreno de una línea de playa. Ocurrió hundimiento en el lado del talud inferior de la grieta.

En las áreas de pantanos y terrenos de bajo nivel, el daño estaba caracterizado por un hundimiento del terreno local y regional, debido a la compactación de los depósitos del subsuelo, el asentamiento de las construcciones y el



sumergimiento del terreno. Por ejemplo, los terrenos de bajo nivel a lo largo de los valles superficiales dividiendo la planicie aluvial del río Lacramarca tales como en Miramar Bajo y en Miraflores Bajo, fueron sumergidos aproximadamente 0.5 mt, inmediatamente después del terremoto, el nivel del agua disminuyó subsecuentemente. El sumergimiento fué causado tanto por una subida abrupta del nivel freático, como por el hundimiento del terreno por si mismo, probablemente debido a la compactación de depósitos no consolidados que rellenaban el fondo del valle.

El hundimiento del terreno y de las casas en el barrio de Villa María y una elevación de cerca de 1 mt del nivel freático, ocurrió también en el área de pantanos en el sur de la ciudad. El crecimiento del depósito de agua del pantano ocurrió no solo debido al incremento de la cantidad de agua expulsada del pantano, sino también debido al hundimiento de esta área. Estos dos fenómenos fueron causados probablemente por la compactación de depósitos saturados de esta área durante el terremoto. Un ascenso similar del nivel freático (aproximadamente 1 mt), ocurrió también en los pantanos al norte de Chimbote. Además un área de bajo nivel rodeada por arena de dunas en Miraflores Alto fue cubiérta por agua para formar una nueva laguna. En todos los casos el nivel del agua se elevó inmediatamente después del terremoto, hundiéndose posteriormente. En Agosto de 1970, el nivel del agua todavía estaba más alto que el nivel antes del terremoto (Morimoto, 1971).

Por otro lado, también se reportó, algunos daños en la planta siderúrgica de Chimbote SOGESA, donde se produjeron asentamientos en las vecindades de las zapatas de la cimentación de las columnas de los galpones (Carrillo, 1982). Como se sabe la mayor parte del área de esta importante empresa del acero, se encuentra ubicada en la zona de pantanos al norte de la ciudad.

Algunos edificios se asentaron también, en limitadas áreas en el centro de la ciudad, donde los edificios y las pistas se dañaron debido a asentamientos diferenciales. Estas áreas dañadas en el centro de la ciudad ubicadas en las áreas de bajo nivel entre las líneas de playa o en los pantanos antiguos. Los daños en la Carretera Panamericana en el área de Chimbote se limitaron a las áreas secas de bajo nivel donde se produjeron en el terreno (tanto natural como artificial) asentamientos diferenciales.

En el Puerto de Chimbote, un muelle de relleno de roca se asentó aproximadamente 0.30 mt. El relleno se extendía desde un embarcadero; el agua con arena y fragmentos de conchuelas brotaron de las numerosas fisuras que aparecieron durante el terremoto. Como resultado de esto el relleno se había asentado aproximadamente 2 mt, apareciendo por partes sumergido bajo el nivel del mar. Se dedujo que había ocurrido licuación (Morimoto, 1971).

Como un resumen de las evidencias de licuación así como de otros problemas ocurridos en Chimbote a consecuencia del terremoto de 1970, se presenta en el plano P3 el mapa estructural de Chimbote el cual presenta la distribución de las grietas en el terreno y volcanes de arena producidos.

## CAPITULO II

### EL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS

#### 2.1 INTRODUCCION

#### 2.2 BREVE HISTORIA DE ESTUDIOS DE LICUACION

#### 2.3 MECANISMO DE DESARROLLO DE LICUACION

##### 2.3.1 LICUACION DINAMICA

##### 2.3.2 LICUACION ESTATICA

#### 2.4 FACTORES QUE INFLUENCIAN LA OCURRENCIA DE LICUACION

##### 2.4.1 GRANULOMETRIA DEL SUELO

##### 2.4.2 DENSIDAD RELATIVA

##### 2.4.3 PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREATICO

##### 2.4.4 PRESION DE POROS

##### 2.4.5 PRESION INICIAL DE CONFINAMIENTO

##### 2.4.6 MAGNITUD DEL MOVIMIENTO SISMICO

##### 2.4.7 DURACION DEL MOVIMIENTO SISMICO

#### 2.5 IDENTIFICACION DE DEPOSITOS POTENCIALMENTE LICUABLES

##### 2.5.1 IDENTIFICACION BASADA EN EL TIPO DE SUELO

##### 2.5.2 IDENTIFICACION BASADA EN LA ESTRATIGRAFIA DEL DEPOSITO

##### 2.5.3 IDENTIFICACION BASADA EN LA DENSIDAD DE LA ARENA

#### 2.6 COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO DURANTE TERREMOTOS

#### 2.7 FACTORES QUE INFLUENCIAN EL DAÑO EN EL TERRENO POR LICUACION INDUCIDA

## CAPITULO II

### EL FENOMENO DE LICUACION DE SUELOS

#### 2.1 INTRODUCCION

En los últimos terremotos severos que han afectado diversas áreas del planeta se han reportado numerosas fallas manifestadas en la superficie del terreno, debido al asentamiento del mismo, pérdida de su capacidad portante, erupción de arena y lodo, fisuramientos, etc., con las consiguientes consecuencias muchas veces catastróficas, sobre las estructuras cimentadas sobre estos suelos. Muchas de estas fallas son evidentes manifestaciones del fenómeno llamado licuación de suelos que se presenta en depósitos arenosos saturados y en estado de compacidad suelto cuando ocurre un movimiento sísmico de gran magnitud y duración.

No fué sino hasta los terremotos de Niigata y Alaska en 1964, con consecuencias realmente catastróficas debido a la ocurrencia de licuación de arenas en extensas areas, que los ingenieros geotécnicos empezaron a estudiar con mayor profundidad este fenómeno. Para entender la verdadera natu-

raleza y manifestación de la licuación, en este capítulo se hace una breve historia de los estudios de licuación hasta 1964. Se explica también el mecanismo de desarrollo de licuación, presentando la posibilidad de ocurrencia de la llamada licuación estática debido a la acción de cargas no perturbadoras. Se describe y detalla los factores que influyen la ocurrencia del fenómeno y se presenta una metodología práctica para la identificación de depósitos que tienen potencial de licuar, basadas en diferentes criterios. Se presenta también una forma sencilla de evaluar los esfuerzos de corte cíclicos inducidos en el terreno por un movimiento sísmico (propuesto por Seed, 1971) sin recurrir a métodos sofisticados. Finalmente se presenta la forma en que, tanto los espesores de los estratos superficiales - que no licuarán durante un terremoto - como de los estratos licuables, influyen en el daño en el terreno por licuación inducida.

## **2.2 BREVE HISTORIA DE ESTUDIOS DE LICUACION**

En 1920 Hazen uso por primera vez el término "licuación" para describir la falla de la Presa Calaveras en California en 1918. Esta falla se debió a licuación tipo deslizamiento ocurrida en la cubierta aguas arriba de la presa, la cual alcanzaba una altura de aproximadamente 60 mt. La presa tenía una estructura de relleno hidráulico y fue subsecuentemente construída usando relleno emparejado.

En 1964 se produjo un terremoto en la ciudad de Niigata, Japón con una magnitud de 7.5 en la escala de Richter el cual trajo consigo grandes daños a diferentes estructuras de ingeniería tales como edificios, puentes, carreteras, vías férreas, puertos, aeropuertos, etc. Muchos de los edificios de concreto armado se inclinaron considerablemente y muchos tramos de puentes de carreteras se cayeron al lecho del río. La mayoría de estos daños fueron causados esencialmente por efectos de licuación de arenas sueltas saturadas ubicadas a lo largo del Río Shinamo y del Río Agamo en la ciudad de Niigata, Japón.

Antes de haberse producido este memorable terremoto, se habían realizado algunos estudios preliminares relacionados a la licuación de suelos en Japón. Mogami y Kubo (1953) confirmaron la existencia del fenómeno de licuación de suelos mediante ensayos de laboratorio, midiendo la resistencia al corte de arenas secas y loams no saturados, colocados en una caja de corte simple capaz de vibrar verticalmente con una gran aceleración varias veces mayor que la aceleración de la gravedad. También encontraron que la relación de vacíos decrece gradualmente y se aproxima a un cierto valor crítico a medida que la aceleración se incrementa. Estos investigadores reconocieron un fenómeno de decremento en la resistencia al corte de especímenes de arena cuando fueron sometidos a una gran aceleración vertical. Ellos llamaron a este fenómeno "licuación". Este fenómeno observado, sin embargo, es ligeramente diferente de la

licuación de arenas saturadas causada por movimientos sísmicos.

Ishii, Tsuchida y Furube (1963) llevaron a cabo experimentos de laboratorio usando una mesa vibratoria sobre la cual fue montada una caja de arena, y midieron las presiones de tierra dinámicas y las presiones hidrodinámicas de la arena saturada la cual estaban actuando sobre la pared de la caja de arena durante el sacudimiento horizontal de la mesa. De este experimento encontraron que las arenas saturadas en la caja alcanzan un estado líquido durante un prolongado sacudimiento horizontal, la presión de poros se incrementa y la relación de vacíos disminuye extensivamente durante el desarrollo de la licuación. Si bien ellos no descubrieron el mecanismo de licuación de arenas durante un sacudimiento vertical, señalaron que el desarrollo de licuación de la arena saturada dentro de la caja puede predecirse a partir de la relación entre la relación de vacíos inicial y la magnitud de la aceleración de la mesa vibratoria.

Ohara (1963) también llevó a cabo ensayos similares en mesas vibratorias sobre el comportamiento de arenas saturadas. Midió incrementos considerables en la presión de poros durante el tiempo de vibración. También indicó que la presión de poros en exceso es aproximadamente igual al producto de la densidad aparente de la arena y la



profundidad. El producto puede ser expresado como el esfuerzo de sobrecarga efectivo.

Si bien muchos investigadores midieron la resistencia dinámica de arenas seca y suelos no saturados, con el uso de aparatos tales como aparatos de corte simple y equipos de compresión triaxial, parece que no se hicieron intentos antes de 1964 para la medición directa de la resistencia dinámica de arenas saturadas ya sea usando aparatos de laboratorio o ensayos in-situ.

### **2.3 MECANISMO DE DESARROLLO DE LICUACION**

Cuando una arena seca es sometida a esfuerzos de corte, cambia su volúmen dependiendo de la densidad; arenas sueltas se contraen, y arenas densas incrementan su volúmen. Este fenómeno es comunmente conocido como dilatancia. Si una arena seca es saturada y sometida al mismo esfuerzo de corte en una condición no drenada, pueda que no ocurra ningún cambio de volúmen durante el corte. Bajo esta condición, el esqueleto de suelo con una tendencia a la contracción transfiere algo de su carga al agua y esta presión así producida reacciona a su turno para prevenir que ocurra el cambio de volúmen.

En condición de carga dinámica con esfuerzos de corte cíclicos, el mismo fenómeno también puede ocurrir, y a medida que la carga cíclica continúa el exceso de presión

de poros se desarrolla en el elemento de suelo no drenado, decreciendo de ese modo el esfuerzo de confinamiento efectivo inicialmente aplicado al elemento. Bajo condiciones apropiadas la presión de poros desarrollada, eventualmente llega a ser igual al esfuerzo de confinamiento efectivo. En este estado, sin esfuerzo de confinamiento efectivo, la arena pierde toda su resistencia. Cada partícula de arena es arrojada en el agua circundante. De esta manera el depósito de arena es transformado en un estado de suspensión y se comporta del mismo modo que un líquido viscoso. Este estado es llamado licuación o habitualmente arena movediza (Ishihara, 1979).

El esfuerzo cortante de una arena en estado estático se representa por:

$$s = ( \sigma - u ) \operatorname{tg} \bar{\phi} = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \bar{\phi}$$

donde

$s$  = esfuerzo total

$u$  = presión de poros

$\bar{\sigma}$  = esfuerzo efectivo

$\bar{\phi}$  = ángulo de fricción interna de la arena.

de lo explicado anteriormente al producirse el sacudimiento sísmico la presión de poros tiende a modificarse aumentando su valor, pudiendo llegar a igualar al esfuerzo total  $u' = \sigma$ , por lo tanto:

$$s = ( \sigma - u' ) \operatorname{tg} \phi$$

$$s = 0$$

Por otro lado, Iwamoto (1983) pudo explicar en forma resumida el fenómeno de licuación de arenas de la siguiente manera :

- 1.-El movimiento del terreno debido al terremoto causa esfuerzos de corte repetidos en la arena saturada.
- 2.-Los esfuerzos de corte causan una tendencia a la dilatancia negativa (o compresión), la condición no drenada no permite todavía compresión.
- 3.-Se generan y acumulan las presiones de poro en la arena.
- 4.-El esfuerzo de confinamiento efectivo decrece.
- 5.-El contacto entre las partículas de la arena suelta, y por lo tanto la resistencia al corte decrece.
- 6.-La arena inicia un estado licuado y sin ninguna resistencia al corte.

### **2.3.1 LICUACION DINAMICA**

Se entiende por licuación dinámica a la ocurrencia de licuación bajo condiciones de carga dinámicas no drenadas. Estas cargas son producidas por los eventos sísmicos y se manifiestan en el depósito de suelo como esfuerzos de corte dinámicos, los cuales son los causantes del desarrollo de la presión de poros debido a la falta de drenaje o al escaso tiempo que existe para que estas presiones puedan disiparse.

El comportamiento de los depósitos arenosos bajo cargas dinámicas ha recibido una gran atención por parte de los investigadores desde que los dramáticos

efectos de licuación fueron observados en Niigata y Alaska durante los terremotos de 1964. Estimulados por la necesidad de evaluar el potencial de licuación que afectan ciertas estructuras críticas tales como plantas nucleares, el comportamiento ante la licuación de arenas bajo estas condiciones de carga dinámicas ha llegado a ser relativamente bien entendido (Kramer, 1988).

### **2.3.2 LICUACION ESTATICA**

La licuación de estratos de arena suelta y saturada puede ser también producida por cargas estáticas no drenadas que se incrementan uniformemente. A esto se le conoce como licuación estática.

Esta forma particular por el cual un suelo arenoso puede colapsar, produce los mismos daños y efectos negativos que el fenómeno de licuación inducido por un movimiento sísmico; sin embargo, ha recibido considerablemente menos atención que éste, aunque se han realizado estudios de laboratorio muy importantes acerca de este fenómeno en los últimos 20 años por Castro y Poulos. Estos y otros estudios realizados han enfatizado e interpretado resultados en términos de las propiedades de los suelos después de haber ocurrido la licuación (Kramer, 1988).

La resistencia a la licuación estática de arenas sueltas saturadas, está afectada por varios parámetros. Por ejemplo, para determinar la influencia de la densidad relativa, presión de confinamiento y nivel inicial de esfuerzo de corte sobre la resistencia a la licuación estática, se llevó a cabo una amplia investigación de ensayos de laboratorio sobre una arena limpia, uniforme y fina y una arena fina limosa. La investigación conducida por Kramer y Seed (1988) indicó que la resistencia a la licuación estática definida como el incremento de los esfuerzos de corte bajo condiciones no drenadas requerido para iniciar licuación, se incrementa con el incremento de la densidad relativa y la presión de confinamiento, y disminuye con el incremento del nivel inicial del esfuerzo de corte.

Desde que se produjo la falla de la Presa Calaveras en California en 1918, los deslizamientos producidos por licuación estática han sido observadas en varias presas de tierra y presas de relaves rellenas hidráulicamente. Las descripciones de las circunstancias que rodearon la gran mayoría de los deslizamientos en los depósitos naturales indican que se observó la súbita disminución del nivel freático fuera del centro del talud casi inmediatamente antes del inicio del deslizamiento (Kramer, 1988).

Debido a los efectos, en algunos casos catastróficos, del terremoto del 31 de Mayo de 1970 en Chimbote, debido a la ocurrencia de licuación inducida por este terremoto, se tratará con mayor profundidad el fenómeno definido como licuación dinámica.

#### **2.4 FACTORES QUE INFLUENCIAN LA OCURRENCIA DE LICUACION**

La ocurrencia de este fenómeno en terremotos pasados (Niigata 1964, Alaska 1964, Chimbote 1970, etc.), han evidenciado que el comportamiento de los depósitos arenosos ante las perturbaciones originadas por el movimiento sísmico está influenciado por las características del depósito evaluado, por los esfuerzos iniciales que actúan sobre el mismo y por las características del terremoto que ocasiona la perturbación. Estudios detallados de laboratorio y de campo en lugares donde han y no han licuado, han confirmado lo anterior, siendo los parámetros más determinantes los siguientes:

- Granulometría del suelo.
- Densidad relativa.
- Profundidad del nivel freático.
- Presión de poros.
- Presión inicial de confinamiento.
- Magnitud del movimiento sísmico.

- Duración del movimiento sísmico.

#### 2.4.1 GRANULOMETRIA DEL SUELO

Diversos ensayos de laboratorio han demostrado que los suelos más susceptibles a sufrir licuación son aquellos que tienen granulometría uniforme en comparación con los suelos bien graduados y que en los suelos de granulometría uniforme las arenas finas tienden a licuarse más fácilmente que las arenas gruesas.

Por otro lado estudios llevados a cabo por Seed (1986) y Tokimatsu (1983) han demostrado que mientras mayor sea el contenido de finos (partículas que pasan la malla No 200), mayor será su resistencia a sufrir licuación, es decir existe un mejor comportamiento, desde el punto de vista dinámico, de las arenas limosas con respecto a las arenas limpias o con escaso contenido de finos.

Las grandes deformaciones por cortante o flujo cuando se produce licuación, son solo posibles si los granos del suelo pueden moverse unos sobre otros, una vez que empieza el reacomodo de las partículas debido a la deformación cíclica del terreno durante un terremoto, es por ello que las arenas uniformes o mal graduadas sufrirán con mayor facilidad el efecto de licuación, siendo un problema más serio si el suelo tiene un coeficiente de uniformidad mayor o igual a 2.

Por otro lado, la forma y el tipo de granos de un suelo no influye en su potencial de licuación por cuanto éste se producirá en cualquier tipo y forma de granos (Whitman, 1971)

En forma general la licuación no ocurre en suelos cohesivos. Tanto ensayos de laboratorio como datos de comportamiento de campo han mostrado que la gran mayoría de suelos arcillosos no licuarán durante terremotos. Sin embargo algunos estudios llevados a cabo en China han mostrado que ciertos tipos de materiales arcillosos pueden ser vulnerables a sufrir una severa pérdida de resistencia como consecuencia de un sacudimiento sísmico. Este fenómeno se le conoce como Tixotropía.

Estos suelos parecen tener las siguientes características:

- % de partículas menores de 0.005 mm < 15%
- Limite líquido - LL < 35%
- Contenido de humedad > 0.9\*LL

En todo caso, la mejor manera de determinar sus características de resistencia cíclica es mediante un ensayo. Otros tipos de suelos arcillosos pueden ser considerados no vulnerables a sufrir pérdida de resistencia ante un evento sísmico (Seed, 1981).



Por otro lado, la licuación es raramente un problema con suelos muy gruesos que tienen una alta permeabilidad; el agua fluye rápidamente de la zona donde ocurre el reacomodo de las partículas, pudiendo de este modo disiparse la presión de poros y por lo tanto la densificación ocurre tan rápidamente que las grandes deformaciones por cortante no pueden desarrollarse.

Finalmente se presenta en la Fig 2.1 propuesta por Tsuchida (1970), la cual nos muestra las curvas límites de distribución granulométrica de suelos arenosos potencialmente licuables, sobre la base de análisis por tamizado hechas en un gran número de suelos de los que se sabía que habían y no habían experimentado licuación durante anteriores terremotos.

#### **2.4.2 DENSIDAD RELATIVA**

Diversos autores, basados en ensayos de laboratorio y pruebas de campo, han admitido que la densidad relativa es un parámetro muy importante en la susceptibilidad de un suelo a la licuación. En forma general se puede afirmar que durante un sismo dado una arena suelta puede sufrir licuación mientras que este mismo suelo en un estado mas compacto puede no sufrir el fenómeno.

La densidad relativa o compacidad relativa puede definirse mediante la siguiente relación:

$$Dr (\%) = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

donde :  $e_{\max}$  = relación de vacíos en el estado más  
suelto del suelo

$e_{\min}$  = relación de vacíos en el estado más  
compacto de suelo

$e_{\text{nat}}$  = relación de vacíos en el estado natural  
del suelo

o también en función del peso específico del material.

$$Dr (\%) = \frac{\gamma_{d\max} (\gamma_d - \gamma_{d\min})}{\gamma_d (\gamma_{d\max} - \gamma_{d\min})} \times 100$$

donde :  $\gamma_{d\max}$  = peso específico del suelo en su estado  
más compacto

$\gamma_{d\min}$  = peso específico del suelo en su estado  
más suelto

$\gamma_{d\text{nat}}$  = peso específico del suelo en su estado  
natural

Por otro lado, para evaluar la densidad relativa in-situ existen algunas relaciones empíricas en función de la resistencia a la penetración del suelo, como la propuesta por Meyerhof (1957) en base a los resultados de ensayos realizados en arenas limpias por Gibbs y Holtz (1957):

$$Dr (\%) = 21 \sqrt{\frac{N}{\sigma_v + 0.7}}$$

donde :  $N$  = número de golpes por cada 30 cm del SPT  
 $\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo efectivo vertical en kg/cm<sup>2</sup>

La evidencia de licuación toma muy diferentes formas, algunas más catastróficas que otras, dependiendo de su densidad relativa, medida indirectamente por el valor  $N$  del SPT, ya que debería comprenderse bien que una condición de "licuación" para una arena con un valor de  $N$  entre 40-50, arena compacta, implica un comportamiento diferente que para una arena con un valor  $N$  de 15-25, medianamente compacta.

Este fenómeno fué diferenciado por Seed (1979), refiriéndose a un tipo de comportamiento que implica grandes deformaciones como "licuación" y el otro tipo como "movilidad cíclica" con limitado potencial de deformación.

Así una arena con una valor  $N$  de 40 ( $D_r$  de 70-80%) puede mostrar evidencia de campo de licuación en la forma de volcanes de arena pero no es probable que experimente más del 10% de deformación por corte bajo la influencia del sacudimiento sísmico., aún después de que se hayan desarrollado altas presiones de poros. En contraste con ello arenas con valor de  $N$  de 20 ( $D_r$  de 30-60%), pueden desarrollar relaciones de presiones de poro de 100% y experimentar muy grandes deformaciones

por corte del orden del 25-30%, bajo la acción de los esfuerzos de corte aplicados (Seed y otros, 1985).

#### 2.4.3 PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO

Es una condición necesaria para que un suelo susceptible a licuarse sufra el fenómeno, que los vacíos existentes entre las partículas del material se encuentren ocupados por agua es decir que la arena esté saturada, de tal manera que la presión de poros o presión intersticial producida por el agua en todas las direcciones dentro de estos intersticios, pueda progresivamente ir acumulándose por efecto de la vibración producida por el movimiento sísmico.

Por consiguiente, la ubicación del nivel freático cuando se produzca un sismo en un depósito arenoso, será de mucha importancia porque regirá la condición de saturación y por lo tanto influirá también en el esfuerzo efectivo, el cual tendrá un valor relativamente alto en el depósito de arena cuando el nivel freático se encuentre más profundo, habiendo menos posibilidades que se produzca licuación.

Las relaciones calculadas para las metodologías simplificadas (Seed, Tokimatsu, Iwasaki), en base a la observación del comportamiento del suelo en terremotos pasados determinaron que el potencial de licuación es

menor para niveles freáticos más profundos, confirmando lo mencionado anteriormente.

#### 2.4.4 PRESION DE POROS

La presión de poros por flujo constante no depende de las propiedades del suelo, sino de las condiciones hidráulicas que son independientes de las respuestas del suelo a cargas externas. Esta componente de presión de poros es una variable independiente desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos. Por otro lado, la presión de poros inducida sí depende de las propiedades mecánicas del suelo, tales como la permeabilidad y susceptibilidad del suelo al cambio de volumen (Martinez, 1984).

La observación del comportamiento de la presión de poros durante los ensayos realizados en equipos de corte por torsión dinámica empleando carga irregular, llevados a cabo por Ishihara (1977), Fig 2.2, indicaron que la presión de poros se incrementa gradualmente mientras la carga continúa. Se detiene cuando se encuentra con el esfuerzo de corte máximo y se mantiene casi constante después, aún cuando el espécimen está todavía experimentando cambios de esfuerzos con menos amplitud. Se sabe por lo tanto que la forma de la onda de carga irregular después del paso del esfuerzo máximo nada tiene que ver con el desarrollo de la presión de poros, y que los factores que influyen este

desarrollo son la magnitud de la relación de esfuerzos máximos  $\sigma_{\text{máx}}/\sigma_v$  o y la forma de la onda antes de producirse el máximo esfuerzo de corte.

En base a estas observaciones podemos asumir que la presencia del efecto de licuación durante un terremoto en depósitos de arena, ocurre en el momento probablemente de la ocurrencia del máximo esfuerzo de corte. Además la ocurrencia de este esfuerzo máximo en un estrato de arena cercano a la superficie, coincide casi con la ocurrencia del pico máximo de la aceleración sobre la superficie del terreno. Asimismo, de acuerdo al análisis de registros de la aceleración obtenidos en los lugares donde se sabe que ha ocurrido licuación, los efectos del fenómeno son indicados en el depósito de arena entre 5 a 30 segundos (Ishihara, 1977) después de comenzar el movimiento severo en la totalidad de los terremotos, no existiendo virtualmente, por el corto tiempo, alguna disipación de la presión de poros, predominando la condición no drenada.

#### 2.4.5 PRESION INICIAL DE CONFINAMIENTO

Se ha reconocido que las condiciones de esfuerzo inicial como las representadas por el valor del coeficiente de la presión de tierra en reposo  $K_0$ , tienen una gran influencia en la resistencia a la licuación de arenas saturadas. Finn, Pikerling y Bransy (1971) mostraron que el efecto del valor  $K_0$  bajo

consolidación anisotrópica en la relación de esfuerzo cíclico que causa licuación inicial puede ser apropiadamente evaluada si el esfuerzo normal medio es usado como un índice para especificar el confinamiento total de la arena. Seed y Peacock (1971) e Ishibayashi y Sherif (1974) confirmaron esta observación, estos últimos por medio de un mecanismo de ensayo de corte torsional.

La forma mediante la cual los valores iniciales de  $K_0$  influyen la licuación de arenas fue estudiado por Ishihara y Li (1972) e Ishihara, Iwamoto, Yasuda y Takatsu (1977) usando un mecanismo de corte torsional, mostraron que cuando una arena saturada consolidada bajo condiciones de  $K_0$  es sometida a esfuerzos de corte cíclicos horizontales con deformación lateral perfectamente confinada, Los esfuerzos laterales cambiarán para producir un estado isotrópico de esfuerzos bajo licuación. Sobre la base de esta observación, se demostró que la relación de esfuerzo cíclico que causa licuación en una muestra isotrópicamente consolidada, esta relacionada con la relación de esfuerzos cíclicos en licuación bajo consolidación anisotrópica de siguiente forma:

$$\left( \frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} \right)_A = \frac{1 + 2K_0}{3} \left( \frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} \right)_I$$

donde :  $\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo efectivo vertical

$\tau_1$  = amplitud del esfuerzo de corte cíclico

En la actualidad, parece generalmente dificultoso medir con precisión el valor de  $K_0$  en el campo, y por lo tanto, este valor puede asumirse igual a 0.5 para depósitos normalmente consolidados no compactados. En caso de depósitos de suelos que sean estabilizados por algún método de compactación, deberá darse un valor mayor del coeficiente in-situ  $K_0$ .

#### 2.4.5 MAGNITUD DEL MOVIMIENTO SISMICO

La magnitud de un terremoto no depende de las propiedades del depósito de suelo que está siendo afectado por las vibraciones sísmicas, pero la susceptibilidad a la licuación del mismo sí depende de la magnitud de los esfuerzos y deformaciones inducidas en el terreno por este movimiento, las cuales, por otra parte, están relacionadas con la magnitud de las sacudidas.

Dependiendo de la distancia hipocentral (distancia real desde el lugar evaluado hasta donde se produjo el sismo), la magnitud del movimiento producirá cierto valor de aceleración máxima en la roca basal, la cual sufrirá ya sea amplificación o de-amplificación, dependiendo de las condiciones locales del suelo, hasta llegar a la superficie, de esta manera la propagación de las ondas de corte durante un sismo a través del



esqueleto de suelo, producirá un complicado registro de esfuerzos de corte en función del tiempo, causando así diversos esfuerzos y deformaciones en la masa de suelo cuya magnitud dependerá, por lo tanto, de la magnitud del terremoto.

Algunas metodologías simplificadas para evaluar licuación basadas en el comportamiento de campo en terremotos pasados, indican que la resistencia a la licuación de un suelo disminuye al aumentar la magnitud del movimiento sísmico. La principal diferencia entre estos eventos sísmicos de diferente magnitud está en el número de ciclos equivalentes de esfuerzo que éstos pueden inducir, lo cual se verá con mayor detalle en el siguiente capítulo.

#### **2.4.6 DURACION DEL MOVIMIENTO SISMICO**

El movimiento sísmico que causará licuación será tan fuerte y a la vez tan corto (5-30 seg.) que impedirá la disipación de la presión intersticial rigiendo, como ya se mencionó, la condición no drenada, aún en condiciones favorables, esto es, proporciones de esfuerzos, permeabilidad, geometría y condiciones de borde. Pero a su vez, este movimiento deberá ser lo suficientemente duradero para producirse en este lapso, el desarrollo total de esta presión intersticial hasta igualar al esfuerzo efectivo, produciendo licuación. Más aun, cuando el movimiento permanece todavía severo, aun

después del paso del esfuerzo de corte máximo, la presión de poros inducida puede generarse para algún grado mientras están siendo disipadas al mismo tiempo. Posteriormente existirá una suma total de presión de poros por un largo periodo de tiempo en un depósito, causando grandes asentamientos superficiales. Si el movimiento es menos duradero después del esfuerzo de corte máximo, las presiones de poro son disipadas sin ser generadas aún, recuperando esfuerzos efectivos para un período corto de tiempo en el depósito de arena. Por lo tanto los asentamientos resultantes serán menores.

## **2.5 COMPORTAMIENTO DINAMICO DEL SUBSUELO DURANTE TERREMOTOS**

Los esfuerzos inducidos en algún punto del terreno durante un terremoto se deben probablemente a la propagación en dirección ascendente de las ondas de corte en el depósito desde la roca basal. Si asumimos que el perfil de suelo está compuesto por una serie de estratos horizontales, el movimiento del terreno debido a la excitación sísmica en la base, resultará solo en deformación por corte y puede usarse la teoría de la propagación unidimensional de las ondas a través de los estratos, para calcular la respuesta del terreno y por lo tanto el tiempo-historia de los esfuerzos de corte a una profundidad en el depósito de suelo.

Sin embargo, sin necesidad de utilizar este procedimiento analítico refinado, los esfuerzos de corte en el depósito de suelo no muy profundos donde la licuación es probable que ocurra, puede ser evaluado mediante un procedimiento mas simple, propuesto por Seed e Idriss (1971). Este considera una columna de suelo a una profundidad  $z$ , Fig. 2.3. Si asumimos que esta columna se mueve horizontalmente como un cuerpo rígido, podemos definir el máximo esfuerzo de corte,  $\tau_{\text{máx}}$ , que actúa sobre la base de esta columna como:

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{a_{\text{máx}} \gamma_t z r_d}{g}$$

donde :  $a_{\text{máx}}$  = aceleración horizontal máxima en la superficie

$g$  = aceleración de la gravedad

$\gamma_t$  = peso unitario del suelo

$r_d$  = factor de reducción menor que uno, debido a que el suelo se mueve como un cuerpo deformable

$z$  = profundidad en metros

Dividiendo la ecuación anterior por el esfuerzo efectivo vertical  $\sigma_v$ , tenemos:

$$\frac{\tau_{\text{máx}}}{\bar{\sigma}_v} = \frac{a_{\text{máx}}}{g} \frac{\gamma_t}{\sigma_v} r_d$$

donde :  $\sigma_v$  = esfuerzo total vertical

La ecuación anterior ha sido ampliamente usada para evaluar la magnitud del esfuerzo de corte inducido en un elemento de suelo durante un terremoto. Una de las ventajas de esta ecuación es que una gran cantidad de información de aceleraciones registradas sobre la superficie puede ser usada para evaluar los esfuerzos de corte en el terreno.

Es evidente que el tipo de relación expresada por la ecuación anterior es válida en un instante de tiempo a lo largo de la duración del movimiento sísmico. Esto implica que algún cambio en el tiempo de los esfuerzos de corte en el depósito de suelo a poca profundidad tendrá lugar junto con la variación en el tiempo de la aceleración en la superficie, la diferencia será solo en la magnitud relativa. Por lo tanto, un registro tiempo-historia del esfuerzo de corte en el suelo tiene la misma forma general que el registro tiempo-historia de la aceleración en la superficie (Ishihara, 1985). La Fig 2.4, presenta un dibujo esquemático del comportamiento dinámico del subsuelo durante un evento sísmico.

## **2.6 IDENTIFICACION DE DEPOSITOS POTENCIALMENTE LICUABLES**

Para conseguir el mapeo del potencial de licuación de suelos de un área determinada, es necesario tener a la mano toda la información posible para observar el perfil del depósito y las características de los suelos que lo constituyen. Toda la información sobre las condiciones del

subsuelo que hoy en día es aprovechable en diversas partes del mundo, incluido nuestro país, son una gran cantidad de registros de sondajes realizados por organismos públicos y empresas privadas con diferentes fines. La revisión de cada uno de estos sondajes ha demostrado que la información más confiable comúnmente disponible es:

- 1) El tipo de suelo.
- 2) Estratificación del depósito.
- 3) Densidad de la arena.

#### **2.6.1 IDENTIFICACION BASADA EN EL TIPO DE SUELO**

El primer paso para la identificación de depósitos licuables sería la distinción de tipos de suelos que son potencialmente propensos a la licuación. Ya es conocido que los suelos arenosos son potencialmente licuables, mientras que suelos limosos o arcillosos no lo son. Para ser más específicos, diversos estudios han sido realizados por Ishihara, Sodekawa y Tanaka (1978), para esclarecer la posibilidad de ocurrencia de licuación de arenas limosas o limos arenosos en términos de su contenido de finos. Sin embargo la información acerca de las características granulométricas no siempre está disponible para permitir la clasificación de los suelos sobre esta base. De ser éste el caso, la clasificación de suelos potencialmente licuables o no licuables debe hacerse sobre la base de los nombres de los suelos registrados en cada registro de sondajes en

particular (Ishihara, 1978). La designación del tipo de suelo usado para la identificación se muestra en la Tabla 2.1.

**TABLA 2.1 : Clasificación de suelos licuables y no licuables según la denominación**

	Tipo de Suelo
suelos licuables	arena, arena fina, arena media, arena limosa, arena con parte de arcilla, arena con conchuelas fracturadas, arena con plantas descompuestas, arena con parte de grava
suelos no licuables	suelo superficial, relleno superficial, arcilla, limo, lodo, suelo descompuesto, grava

### **2.6.2 IDENTIFICACION BASADA EN LA ESTRATIGRAFIA DEL DEPOSITO**

Estudios realizados por Ishihara (1979), sobre una recopilación de perfiles de suelo los cuales desarrollaron licuación durante grandes terremotos en Japón,

mostraron a grandes rasgos que existen tres tipos de perfiles de suelo en los cuales la licuación es más probable que ocurra.

1) Depósitos de arena : arenas con diferentes composiciones granulométricas existen en estratos hasta profundidades de por lo menos 20 metros. Este tipo está típicamente representado por el perfil de suelo de Niigata como muestra la Fig. 2.5.

2) Depósitos de arena intercalada : constituídos por un estrato de arena de 3 a 10 metros a relativamente poca profundidad. Sobre este estrato de arena y por debajo de él, existe estratos de limo o arcilla Este tipo esta representado por los perfiles de las Figuras 2.6 a 2.9.

3) Estratos delgados de arena suprayaciendo sobre arenas gravosas : este tipo esta representado típicamente por los perfiles de las Figuras 2.10 y 2.11. Notar que este tipo de perfil usualmente existe con depósitos en forma de abanico y la licuación esta asociada con la abundante agua artesiana del terreno (Ishihara, 1977).

### **2.6.3 IDENTIFICACION BASADA EN LA DENSIDAD DE LA ARENA**

Cuando un estrato de arena se identifica que posee potencialmente el efecto de daño en vista de un perfil

de suelo desfavorable como los anteriores, lo que se necesita examinar a continuación es la densidad del estrato de arena. Una forma muy simple para evaluar el efecto de la densidad in-situ de la arena sería usar el valor N disponible del ensayo de penetración estándar. Para propósitos prácticos sería conveniente establecer algún valor crítico de N debajo del cual la licuación puede ocurrir y encima del cual puede no ocurrir. Este valor crítico de N puede ser determinado mediante el procedimiento propuesto por Ishihara (1977), cuando se especifica la máxima aceleración horizontal en la superficie (Ishihara, 1978). Conociendo el nivel freático así como algunas características granulométricas, tales como el D<sub>50</sub> o el contenido de finos, se puede evaluar las relaciones de esfuerzos cíclicos a los cuales el depósito de suelo será sometido a diferentes profundidades durante un terremoto, mediante metodologías simplificadas o analíticas que se detallará más adelante.

## **2.7 FACTORES QUE INFLUENCIAN EL DAÑO EN EL TERRENO POR LICUACION INDUCIDA**

Uno de los factores que influyen la manifestación superficial de licuación es el espesor de la capa de suelo no licuable que suprayace el depósito de arena propensa a licuar. Si la capa superficial es delgada, la presión de poros del estrato de arena licuada subyacente será capaz



de romper fácilmente, el estrato de suelo superficial que no licuó, causando de este modo la ruptura del terreno produciendo en la superficie volcanes de arena y fisuramiento. Por otro lado si la capa de suelo superficial es lo suficientemente gruesa, la fuerza ascendente debido al exceso de presión de poros no será lo suficientemente fuerte para causar una brecha en el estrato superficial, y en consecuencia, no habrá manifestación superficial de licuación, aún si esta ocurre en alguna profundidad del depósito. En vista de estas consideraciones, el primer paso es especificar un valor crítico del espesor del estrato de suelo superficial no licuable o que no licuará.

El espesor de arena licuable por si mismo ejercerá una profunda influencia en el desarrollo de una brecha a través de la capa superficial. Si el estrato de arena licuada es delgado, la presión ascendente resultante no será lo suficientemente poderosa para causar el colapso del estrato superficial. Por lo tanto el lugar puede ser identificado como libre de daño debido a licuación. El efecto opuesto puede esperarse que ocurra si el estrato de arena es lo suficientemente grueso. De acuerdo a esto el segundo paso es estipular un valor crítico del espesor del estrato de arena potencialmente licuable (Ishihara, 1978).

Una guía del contexto anterior fué adoptado por Ishihara y Ogawa en 1978, al establecer una mapa de microzonificación para el área del centro de Tokio. En esta

área la estratificación subsuperficial está caracterizada por la presencia de un depósito de arena aluvial subyaciendo rellenos superficiales de una miscelánea de arcillas, lodos, arenas y piedras, los cuales están considerados exentos a la licuación. El estrato de arena potencialmente licuable está subyacido en muchos casos por material aluvial de arcillas y limos, pero a veces por depósitos de arena densa de origen diluvial.

Se realizaron estudios sobre datos de sondajes en lugares con comportamiento de campo conocido durante pasados terremotos en Japón. Sobre una gran área afectada generalmente por licuación, se sabía que algunos sitios habían sufrido, daños pero otros se sabía que no habían mostrado evidencias de daño. El resultado de este estudio mostró que el efecto dañino de licuación es causado sobre la superficie del terreno cuando el espesor del estrato superficial es menor de aproximadamente 3 mt. También se indicó que con el espesor de este estrato menor de 3 mt, el efecto dañino debido a la licuación se ve en cierta forma reforzado, si el espesor del estrato licuable subyacente es mayor de 3 mt, Fig 2.12. Debe notarse que este cálculo aproximado fué establecido para terremotos con 200 a 300 gals en términos de máxima aceleración horizontal del terreno. El criterio de que la licuación puede o no puede ocurrir, está resumido en la Fig. 2.13.

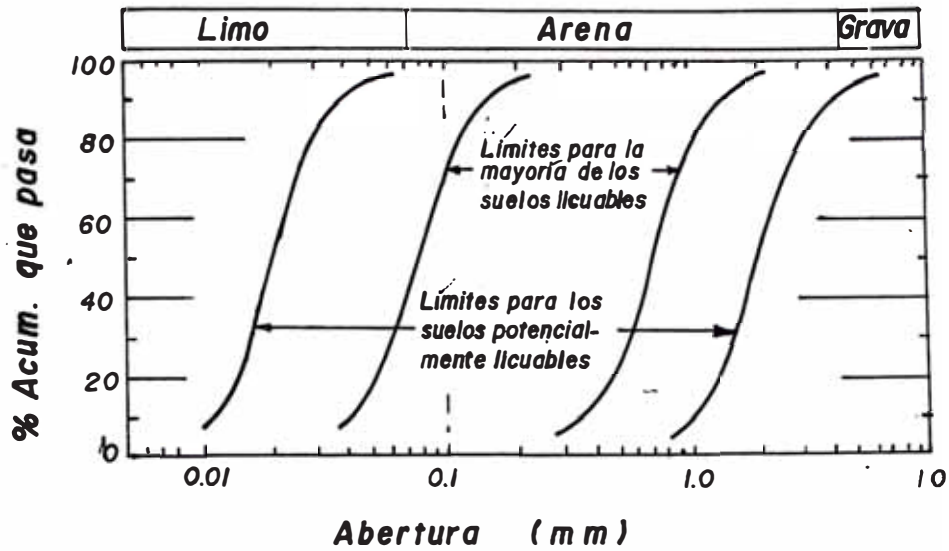


Fig. 2.1 LIMITES DE LAS CURVAS GRANULOMETRICAS QUE SEPARAN SUELOS LICUABLES Y NO LICUABLES (Tsuchida, 1970)

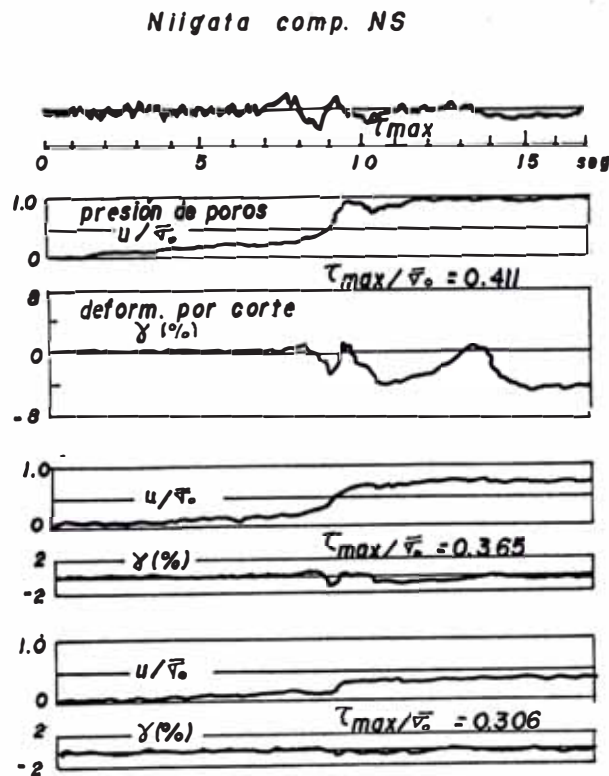
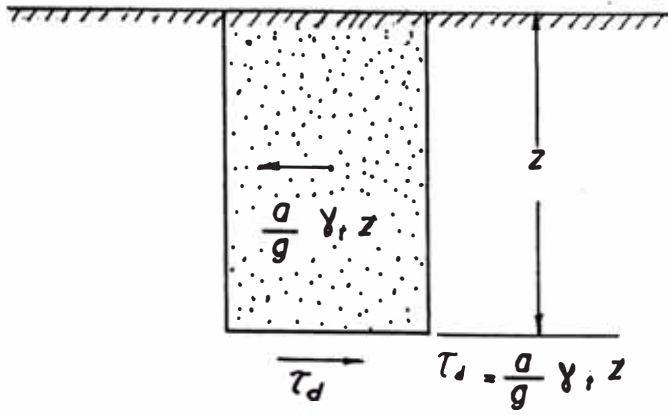
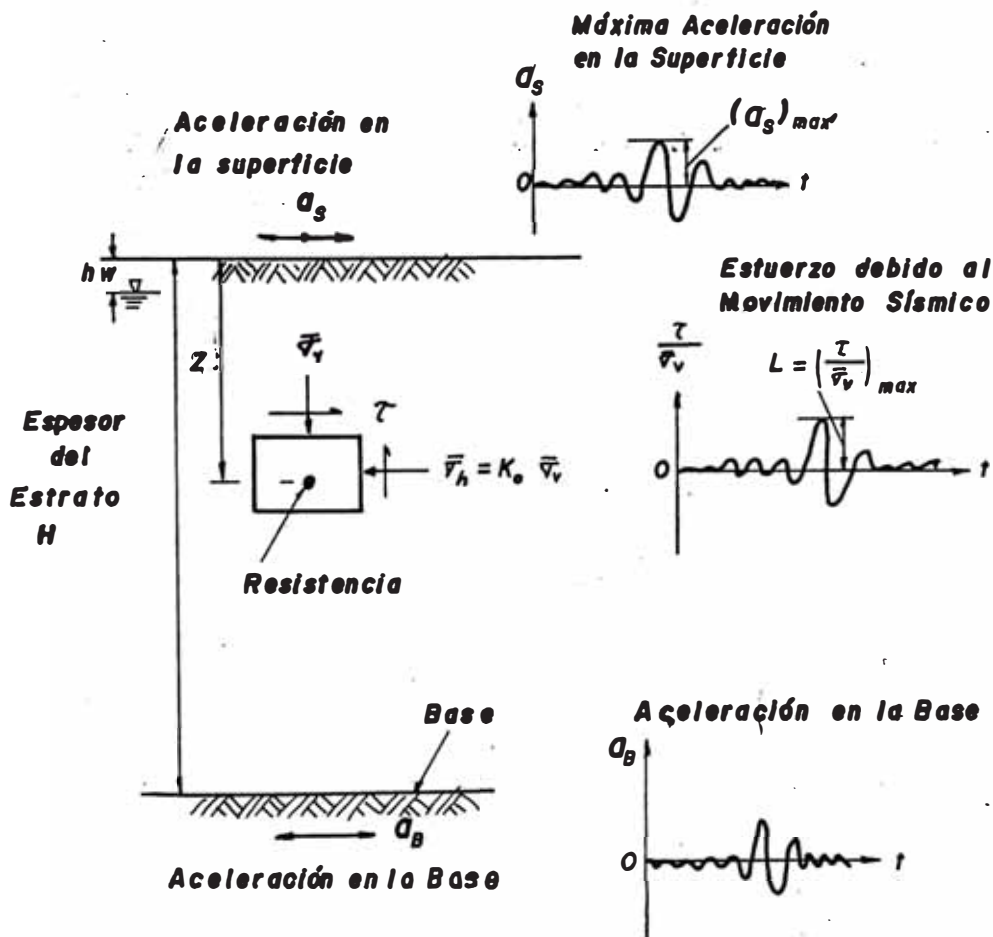


Fig. 2.2 ACCELERACIONES REGISTRADAS, PRESION DE POROS, Y DEFORMACIONES POR CORTE TORSIONAL, A MEDIDA QUE SE INCREMENTA LA RELACION DE ESFUERZOS (Ishihara, 1977)



**Fig. 2.3 RELACION ENTRE LA ACELERACION DEL TERRENO Y EL ESFUERZO DE CORTE INDUCIDO**



**Fig. 2.4 DIBUJO ESQUEMATICO DEL COMPORTAMIENTO DEL SUBSUELO DURANTE TERREMOTOS**

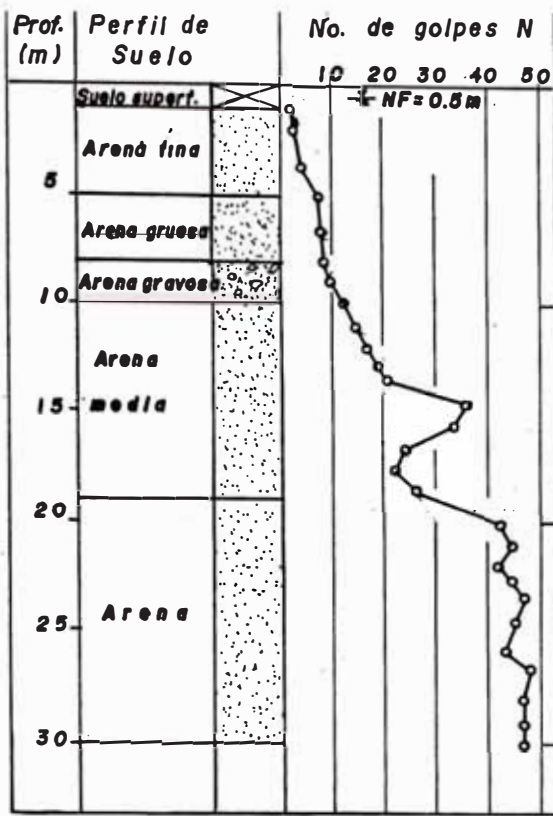


Fig. 2.5 PERFIL DE SUELO EN KAWAGISHI-CHO  
 PREFECTURA DE NIIGATA (Ishihara, 1977)

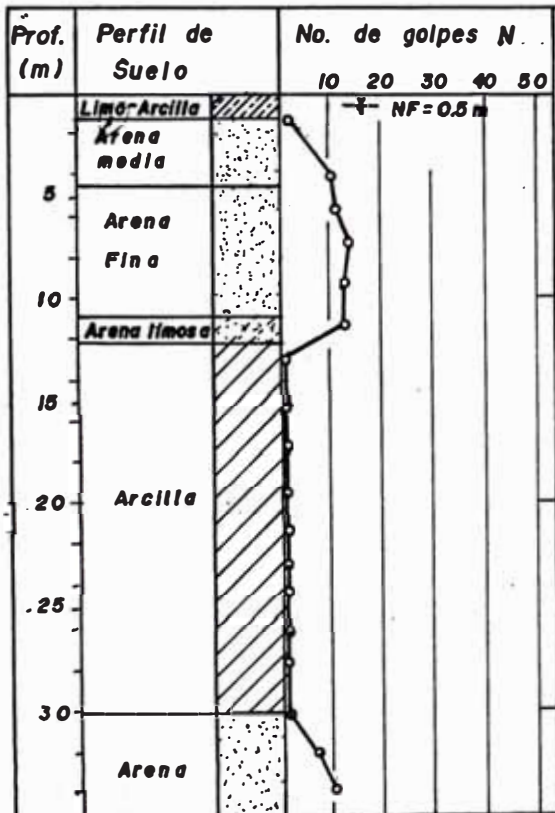


Fig. 2.6 PERFIL DE SUELO EN SAYA  
 PREFECTURA DE AICHI (Ishihara, 1977)

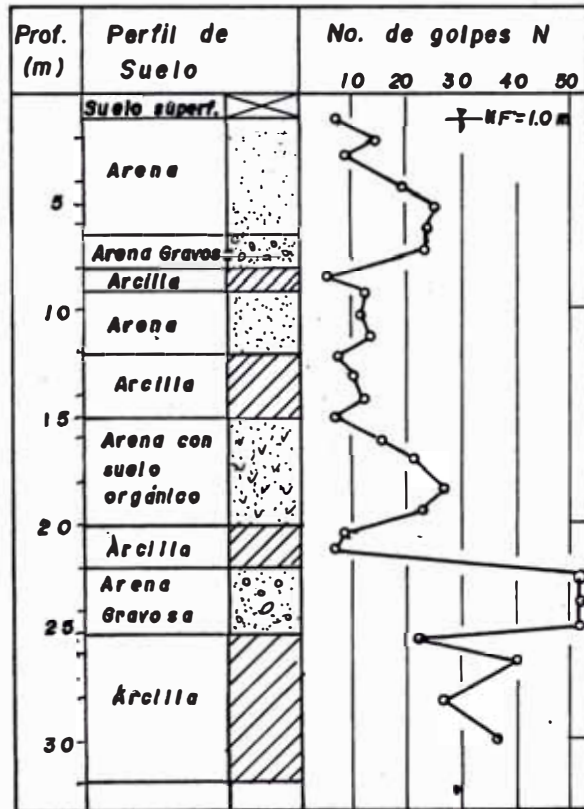


Fig. 2.7 PERFIL DE SUELO EN NISHIBIWAJIMA  
 PREFECTURA DE AICHI (Ishihara, 1977)

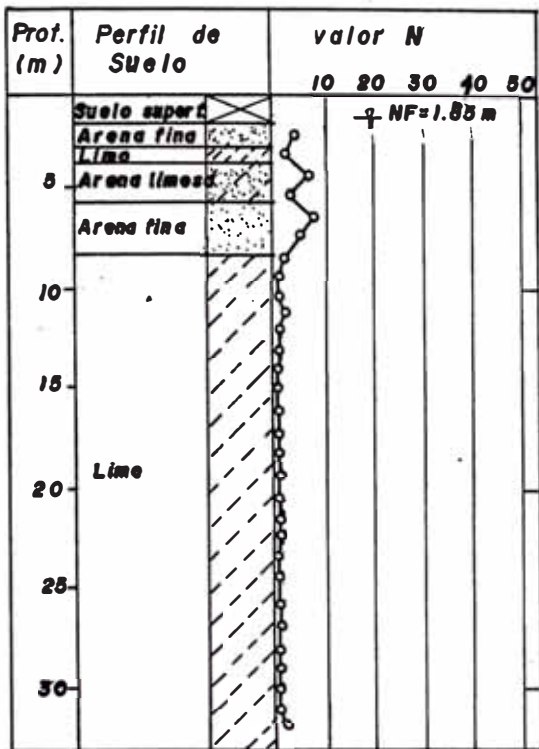


Fig.2.8 PERFIL DE SUELO EN UKITA  
EDOGAWA-KU, TOKYO (Ishihara,1977)

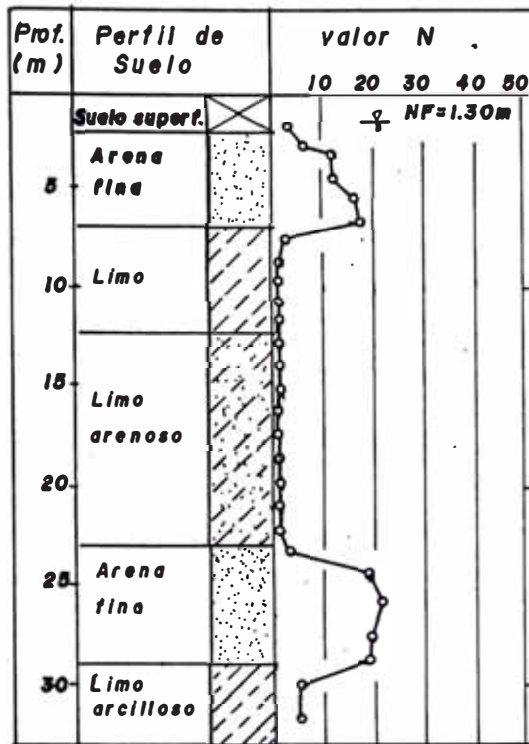


Fig.2.9 PERFIL DE SUELO EN EDOGAWA  
EDOGAWA-KU, TOKYO (Ishihara,1977)

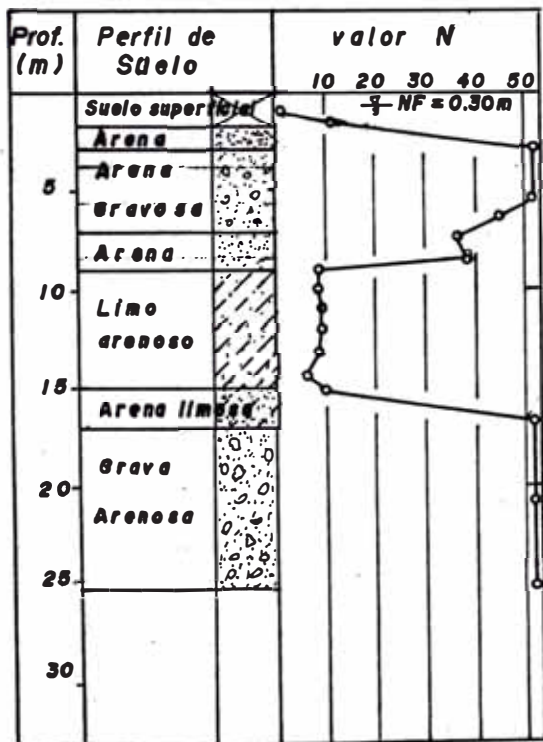


Fig.2.10 PERFIL DE SUELO CERCA A  
MARUOKA. PREFECTURA DE  
FUKUI (Ishihara,1977)

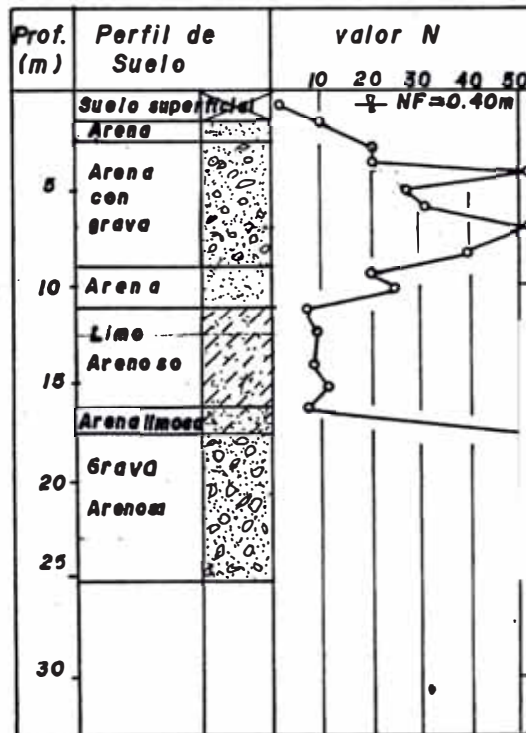
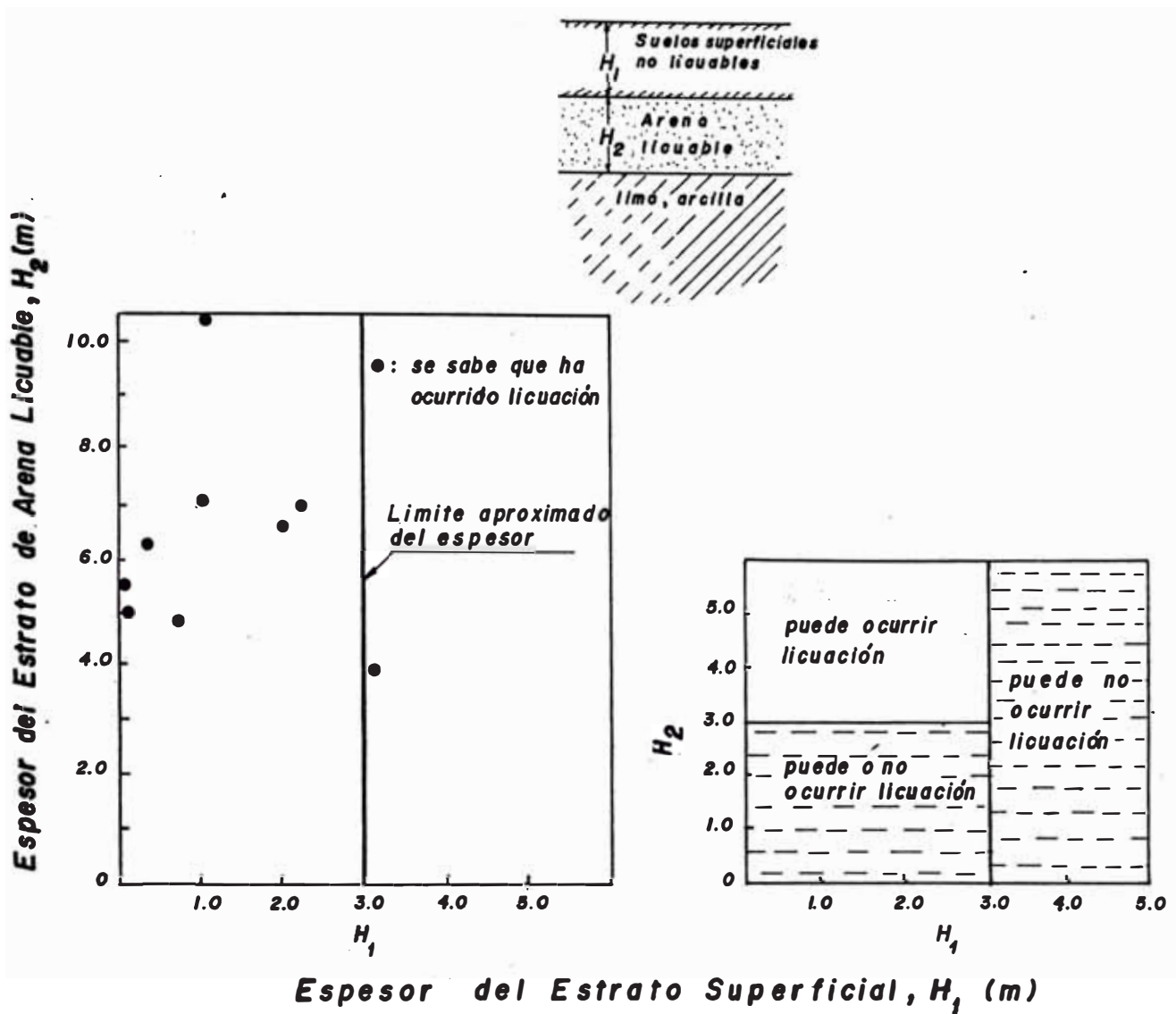


Fig.2.11 PERFIL DE SUELO CERCA A  
MARUOKA. PREFECTURA DE  
FUKUI (Ishihara,1977)



**Fig. 2.12** EFECTO DEL ESTRATO SUPERFICIAL EN LAS CAUSAS DE MANIFESTACION SUPERFICIAL DE LICUACION (Ishihara, 1978)

**Fig. 2.13** CRITERIO PARA CONSIDERAR EL EFECTO DEL ESPESOR DE ARENAS LICUABLES (Ishihara, 1978)

## CAPITULO III

### METODOLOGIAS PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

#### 3.1 INTRODUCCION

#### 3.2 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

#### 3.3 METODOS DE LABORATORIO

##### 3.3.1 ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

##### 3.3.2 ENSAYO DE CORTE SIMPLE CICLICO

##### 3.3.3 ENSAYO DE CORTE TORSIONAL CICLICO

##### 3.3.4 EVALUACION DE LA FALLA Y RESISTENCIA CICLICA DE ARENAS

#### 3.4 METODOS SIMPLIFICADOS BASADOS EN LOS RESULTADOS DE ENSAYOS IN-SITU

##### 3.4.1 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

###### 3.4.1.1 METODO SIMPLIFICADO DE SEED E IDRIS

###### 3.4.1.2 METODO SIMPLIFICADO DE TOKIMATSU Y YOSHIMI

###### 3.4.1.3.METODO SIMPLIFICADO DE IWASAKI Y TATSUOKA



3.4.2 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION  
CONICA

3.4.2.1 METODO SIMPLIFICADO DE SEED Y DE ALBA

3.4.2.2 METODO SIMPLIFICADO DE ROBERTSON Y  
CAMPANELLA

3.4.2.3 METODO SIMPLIFICADO DE YASUDA Y OTROS

3.4.3 METODOS BASADOS EN LA MEDICION DE ONDAS DE CORTE

3.4.3.1 METODO SIMPLIFICADO DE TOKIMATSU Y OTROS

3.5 OTROS METODOS EXISTENTES

3.5.1 METODOS DINAMICOS ANALITICOS / EXPERIMENTALES

3.5.2 METODOS PROBABILISTICOS

3.6 EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA LICUACION

## CAPITULO III

### METODOLOGIAS PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

#### 3.1 INTRODUCCION

Debido al gran interés en el estudio del fenómeno de licuación de arenas saturadas a raíz de los enormes daños que se producen en el terreno y estructuras suprayacentes como consecuencia de la ocurrencia del fenómeno, y debido a la acción de un buen número de terremotos severos ocurridos hasta la fecha, es que numerosos investigadores han llevado a cabo experiencias de campo y de laboratorio para tratar de predecir la ocurrencia o no ocurrencia de la licuación inducida por un movimiento sísmico.

De esta manera se ha realizado una gran cantidad de ensayos dinámicos de laboratorio sobre muestras de arenas, tanto disturbadas como remoldeadas, así como también ensayos in-situ para encontrar correlaciones entre las propiedades físicas y mecánicas de los suelos con su potencial a sufrir licuación durante un terremoto.

En el presente capítulo se describe en forma general, un procedimiento para evaluar el potencial de licuación de un suelo. Se presentan además los ensayos de laboratorio que existen en la actualidad para evaluar la resistencia a la licuación de arenas. Se presenta también una variedad de metodologías para realizar esta evaluación, basadas en diferentes ensayos in-situ como el ensayo de penetración estándar (SPT), el ensayo de penetración del cono holandés (CPT) y medición de ondas de corte, las cuales constituyen métodos simplificados empíricos desarrollados a través de muchos años de estudio y experimentación. Se presentan también en forma muy breve y general, otros métodos existentes basados en diferentes criterios de evaluación. Finalmente se presenta la forma de evaluar la resistencia a la licuación en base a lo anteriormente desarrollado, lo cual se expresa a través del factor de resistencia a la licuación.

### **3.2 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION**

Existe básicamente dos métodos disponibles para evaluar el potencial de licuación de una arena saturada sometida a sacudimiento sísmico.

1) Usando métodos basados en una evaluación de las condiciones de esfuerzos cíclicos o deformación que probablemente serán desarrollados en el campo por un terremoto de diseño propuesto y una comparación de estos esfuerzos

o deformaciones con aquellos observados para causar licuación en muestras representativas del depósito en un ensayo de laboratorio apropiado que proporcione una adecuada simulación de las condiciones de campo o que puedan proporcionar resultados que permitan una evaluación del comportamiento del suelo bajo condiciones de campo.

2) Usando métodos basados en observaciones de campo del comportamiento de depósitos de arena en terremotos previos que impliquen el uso de algunas características in-situ de los depósitos para determinar probables semejanzas o diferencias entre estos lugares y otros propuestos, con respecto a su comportamiento potencial.

Usualmente se considera que estos métodos son completamente diferentes, puesto que el segundo método está basado en correlaciones empíricas de algunas características o comportamiento observado in-situ, mientras que el primero se basa totalmente en un análisis de condiciones de esfuerzo o deformación y el uso de procedimientos de ensayo de laboratorio.

Sin embargo, debido a la forma en la cual se expresan con frecuencia los datos de comportamiento de campo, ambos métodos implican las mismas aproximaciones básicas y difieren solo en la manera en la cual se determinan las características de la licuación en el campo.

Así, por ejemplo, se ha encontrado que un parámetro conveniente para expresar las características de licuación cíclica de una arena bajo las condiciones del nivel del terreno es la relación de esfuerzos cíclicos, es decir la relación de los esfuerzos de corte,  $\tau_d$ , desarrollados sobre superficies horizontales de la arena como resultado de la carga cíclica o sísmica, al esfuerzo efectivo inicial vertical,  $\bar{\sigma}_v$ , actuando sobre el estrato de arena antes de ser aplicados los esfuerzos cíclicos. Este parámetro tiene la ventaja de tomar en cuenta la profundidad del estrato de suelo en consideración, la profundidad del nivel freático y la intensidad del terremoto u otros fenómenos de la carga cíclica (Seed y otros, 1981).

Diversos autores (Seed e Idriss, 1971, Iwasaki y Tatsuoka, 1978, Tokimatsu y Yoshimi, 1983), han propuesto esencialmente la siguiente ecuación para calcular la relación de esfuerzo cíclicos desarrollados en el campo debido a la ocurrencia de un terremoto:

$$\frac{(\tau_d)}{\bar{\sigma}_v} = C \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\bar{\sigma}_v} r_d$$

donde :  $a_{\max}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno

$g$  = aceleración de gravedad

$\sigma_v$  = esfuerzo total vertical sobre el estrato de arena en consideración

$\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo efectivo vertical de este estrato de arena

$r_d$  = factor de reducción del esfuerzo, con valor  
en la superficie

C = factor que relaciona la amplitud del  
esfuerzo de corte promedio al valor máximo

De esta manera, en la evaluación de la resistencia a la licuación de un lugar determinado para el nivel de intensidad sísmica, la relación de esfuerzo inducido por el terremoto puede ser determinado por la ecuación anterior, o un procedimiento similar sobre el cual se basa esta ecuación y compararla con la relación de esfuerzo requerida para causar licuación del suelo, lo cual se determina ya sea mediante el uso de correlaciones de campo o por medio de ensayos de laboratorio en muestras representativas del depósito en consideración.

### 3.3 METODOS DE LABORATORIO

Muchos de los estudios de laboratorio sobre licuación se han basado en el principio de someter en el laboratorio a muestras representativas del suelo, a las mismas condiciones que se encontraron en el campo, y extrapolar el probable comportamiento de campo a partir del comportamiento resultante de los especímenes ensayados. Los sistemas de esfuerzos a los cuales los suelos en el terreno son sometidos durante terremotos, pueden ser divididos en dos clases: un sistema de esfuerzo desviador resultante de la propagación ascendente de las ondas compresionales y un sistema de

esfuerzos de corte que actúan sobre planos horizontales causados por las ondas de corte provenientes de los estratos subyacentes. De acuerdo a un gran número de registros acelerográficos de terremotos pasados, se sabe que la amplitud del movimiento en dirección horizontal es 2 o 3 veces mayor que en dirección vertical. Por lo tanto, el esfuerzo desviador inducido en el suelo por el paso de las ondas compresionales es generalmente pequeño en magnitud, comparado con el esfuerzo de corte debido a la propagación de las ondas de corte. De acuerdo a esto, las fuerzas principales que actúan sobre los elementos de suelo en el campo durante terremotos, son las resultantes de la propagación ascendente de ondas de corte desde el basamento rocoso (Ishihara, 1977), como se muestra en la Fig. 3.1.

Para evaluar el potencial de licuación de una arena dada utilizando ensayos de laboratorio, existen tres mecanismos de ensayo. Estos son el ensayo triaxial, el de corte simple y el de corte torsional, todos éstos operados bajo condiciones de carga cíclica.

### **3.3.1 ENSAYO TRIAXIAL CICLICO**

Se explica en detalle en el Capítulo V.

### **3.3.2 ENSAYO DE CORTE SIMPLE CICLICO**

El ensayo de corte simple cíclico fue desarrollado por Peacock y Seed (1968) para vencer las objeciones

teóricas propias del ensayo triaxial. En este tipo de ensayo la muestra tiene una sección transversal rectangular y es consolidada bajo una presión vertical efectiva, para prevenir deformaciones laterales. La etapa de carga consiste de un esfuerzo de corte cíclico el cual es aplicado al espécimen simulando las condiciones de campo. De esta manera el ensayo aparenta duplicar exactamente estas condiciones cuando los estratos horizontales del terreno son sometidos a sacudimientos mediante ondas de corte que se trasladan ascendente-mente desde el basamento rocoso a la acción sísmica.

### **3.3.3 ENSAYO DE CORTE TORSIONAL CICLICO**

Ishibashi y Sheriff (1974) e Ishihara y Yasuda (1975) realizaron ensayos empleando un equipo de corte por torsión cíclica, el cual permitía la consolidación de especímenes cilíndricos de arena a diferentes valores de  $K_0$  (coeficiente de presión de tierra) y sometido a corte mediante esfuerzos de corte torsional cíclico. El pistón de carga fue diseñado de tal manera que tenga la misma área de la sección transversal de la muestra de modo que pueda evitarse la deformación lateral del espécimen, previniendo algún cambio en el volumen del agua de la celda. De esta manera los esfuerzos de confinamiento efectivo pueden ser aplicados bajo las condiciones descritas anteriormente para los estratos horizontales del depósito y los esfuerzos de corte cíclicos impuestos bajo las condiciones de deformación



plana. Los ensayos de corte torsional pueden ser ejecutados en especímenes cilíndricos sólidos o huecos, pero en vista de la distribución de desplazamientos no uniformes a través de la muestra, la cual es inherente a la torsión de cilindros sólidos, parece mucho mas conveniente usar especímenes cilíndricos huecos que tengan paredes lo mas delgadas posible. Un diagrama esquemático que describe la correspondencia entre condiciones de esfuerzo in-situ y en laboratorio dentro de un elemento de suelo, tanto previamente como después del terremoto se presenta en la Fig. 3.1.

#### **3.3.4 EVALUACION DE LA FALLA Y RESISTENCIA CICLICA DE ARENAS**

La presión de confinamiento inicial, como ya se presentó en el capítulo anterior, es uno de los factores que afectan la licuación de arenas saturadas. En cuanto a esto, Seed y Lee (1966) realizando ensayos en arenas en un equipo triaxial cíclico encontraron que la magnitud del esfuerzo de corte  $\tau_1$ , requerida para causar la falla en la muestra bajo un número de ciclos dado, se encuentra aproximadamente en proporción directa a la presión de confinamiento inicial,  $\sigma_0$ . Por consiguiente, la resistencia a la falla puede ser evaluada convenientemente usando la relación de esfuerzo cíclico definido como :  $\tau_1 / \sigma_0$ .

Por otro lado, en condiciones de carga cíclica, la falla del espécimen ensayado se define, ya sea como el momento en que ocurre licuación inicial donde la presión de poros llega a ser igual a la presión de consolidación inicial, o como el momento en que la muestra alcanza una deformación axial pico a pico de 5% o 10%.

Finalmente, la resistencia cíclica normalmente es obtenida en términos de la relación de esfuerzos cíclicos que produce 5% de deformación axial en doble amplitud en el espécimen bajo 20 ciclos de carga cíclica a amplitud constante (Ishihara, 1977). Esto se consigue al ejecutar un set de ensayos cíclicos (de tres especímenes como mínimo), en las mismas condiciones de esfuerzos iniciales, modificando para cada espécimen, el esfuerzo de corte cíclico y confeccionando un gráfico como el mostrado en la Fig. 3.2.

### **3.4 METODOS SIMPLIFICADOS BASADOS EN LOS RESULTADOS DE ENSAYOS IN-SITU**

Los ensayos in-situ siempre han jugado un rol principal en la evaluación de las características ingenieriles de suelos no cohesivos. Para problemas de carga estática, los ensayos in-situ han sido por largo tiempo la herramienta primaria para: evaluar las características de asentamientos de estos suelos; para la evaluación de los esfuerzos de corte permisibles; para evaluar el grado

general de densidad; y para la estimación de los ángulos de fricción para análisis de estabilidad. Hay dos razones principales para esto:

1) El hecho de que la mayoría de los depósitos naturales de arena son muy poco uniformes. Esto significa que para establecer las propiedades representativas de un depósito se requiere conducir un buen número de ensayos en muestras de diferentes partes de él y que la elección de estas propiedades requiere un significativo grado de juicio ingenieril.

Un buen ejemplo de la variabilidad de lo que debería ser un depósito de arena razonablemente uniforme se muestra en la Fig. 3.3, la cual nos muestra la variación en las resistencias cíclicas de muestras tomadas en la cimentación de la Presa Comanche en California. La arena fué colocada por deposición hidráulica de operaciones mineras. Se consideraba lo suficientemente densa para proporcionar un soporte adecuado a la cimentación para el terraplén de la presa y no fué sino hasta 20 años después de la construcción, que se llevó a cabo un programa de ensayos para explorar con cierto detalle las propiedades dinámicas del estrato relativamente delgado de arena, subyaciendo la cubierta aguas arriba y aguas abajo. El resultado de este programa de exploración también se muestra en la Fig. 3.3. Se puede apreciar que el esfuerzo cíclico requerido para causar licuación en muestras de arena de ubicaciones similares en la sección transversal

varía en más de cien por ciento. Esto no es inusual en depósitos naturales o artificiales y enfatiza la importancia de obtener un cuadro general de la naturaleza de tales depósitos por medio de varios ensayos no costosos, en vez de confiarse de un limitado número de ensayos ejecutados cuidadosamente en muestras, las cuales no pueden ser de ninguna manera representativas del depósito como un todo. Este hecho solo tiende a influir el uso de procedimientos de exploración en favor de ensayos in-situ relativamente baratos, tales como ensayos de penetración, para propósitos de exploración de campo.

2) Un segundo problema principal al tratar con suelos no cohesivos es la extrema dificultad en obtener muestras no disturbadas para ensayos de laboratorio. Mientras en la actualidad se disponen de técnicas para obtener muestras realmente no disturbadas mediante congelamiento del suelo en el terreno antes del muestreo, estas técnicas son muy caras y no son muy comunes. De esta manera los ensayos son con frecuencia ejecutados en muestras no disturbadas de buena calidad, teniendo en cuenta que esto es lo que mejor se puede hacer en forma práctica y económica. En raros casos se aplican correcciones para eliminar los efectos de disturbancia de la muestra.

Por las dos razones citadas anteriormente, el uso de ensayos in-situ para evaluar la resistencia a la carga cíclica o características de licuación de arenas, ha llegado a ser el método preferido para la evaluación de estas pro-

propiedades en la práctica ingenieril en los pasados 15 años. Puesto que no existe algún método capaz de medir la resistencia a la licuación de una arena in-situ, ha sido necesario desarrollar correlaciones entre los valores de resistencia a la carga cíclica determinados de estudios de comportamiento de campo durante sacudimientos sísmicos y parámetros de ensayos in-situ los cuales serán probablemente indicativos de estas propiedades (Seed y De Alba, 1986).

Por lo mencionado anteriormente, las características de licuación de suelos determinadas mediante comportamiento de campo pueden ser correlacionadas con una variedad de parámetros índices de suelos, tales como la resistencia a la penetración estándar, resistencia a la penetración cónica, propiedades eléctricas, velocidad de ondas de corte, etc.

#### **3.4.1 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR**

El valor de la resistencia a la penetración o valor N del SPT, se define como el número de golpes necesarios para que el muestreador de caña partida, de 2" de diámetro exterior y 1 3/8" de diámetro interno, penetre 12" en el terreno debido al impacto de la caída libre de un martillo de 140 lb desde una altura de 30".

Debido a las dificultades para la realización de este ensayo, algunos parámetros de los suelos pueden tal vez ser medidos con mayor exactitud sobre un amplio

rango de profundidades, y en condiciones ambientales más difíciles. Sin embargo, debido a que el SPT ha sido tan ampliamente usado en el pasado, la mayoría de los datos de comportamiento de campo están generalmente correlacionados con este índice de resistencia del suelo.

#### **3.4.1.1 METODO SIMPLIFICADO DE SEED E IDRIS**

Seed e Idriss (1966), estudiaron el fenómeno de licuación ocurrido en el terremoto de Niigata de 1964. Basados en los resultados de laboratorio en arenas limpias sometidas a ensayos triaxiales cíclicos, propusieron un método simple para estimar la resistencia a la licuación de arenas. El método usaba la densidad relativa, derivada del SPT, como un parámetro principal de suelo en la determinación de la resistencia a la licuación.

Posteriormente en 1983, este procedimiento fue revisado. Basados en datos de campo en lugares de los que se sabía que habían y no habían licuado durante terremotos en Estados Unidos, Japón, China, Guatemala, Argentina y otros países establecieron nuevos criterios para evaluar la licuación en arenas limpias y arenas limosas.

Finalmente en 1986, Seed y De Alba complementaron este método, presentando un nuevo criterio don-

de se establece la importancia del contenido de finos en la resistencia a la licuación de las arenas.

Seed e Idriss propusieron que la relación de esfuerzo cíclico para un suelos a una profundidad determinada durante un terremoto puede ser evaluada mediante

$$\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\bar{\sigma}_o}{\bar{\sigma}_o} r_d$$

donde :  $\tau_d$  = esfuerzo de corte promedio inducido por el terremoto

$a_{max}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno

$g$  = aceleración de la gravedad

$\bar{\sigma}_o$  = esfuerzo total vertical a la profundidad considerada

$\bar{\sigma}_o$  = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad considerada

$r_d$  = factor de reducción del esfuerzo que decrece de 1 en la superficie a 0.9 a 10 mts de profundidad

La resistencia a la penetración del suelo usada en las correlaciones es la resistencia a la penetración normalizada  $N_1$ , bajo un esfuerzo efectivo vertical de 1 Kg/cm<sup>2</sup>. El valor de  $N_1$  puede ser determinado por medio de la fórmula:

donde :  $C_n$  = factor de corrección que puede ser evaluado del gráfico de la Fig. 3.4

Liao y Whitman (1985) propusieron la siguiente relación para evaluar  $C_n$ :

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_0}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_0 \text{ en Kg/cm}^2$$

La Fig. 3.5 muestra la relación entre  $\tau_1 / \bar{\sigma}_0$  y el valor de  $N_1$ , propuesto a partir de un estudio extensivo para desarrollar las correlaciones del método simplificado. En esta figura las correlaciones están dadas para arenas con diversos contenidos de finos y para un sismo de 7 1/2 de magnitud. La relación mostrada puede ser fácilmente extendida a terremotos de diferentes magnitudes multiplicando la relación de esfuerzos cíclicos calculados por los factores de corrección mostrados en la Tabla 3.1, la cual fué deducida a partir de estudios estadísticos basados en el número de ciclos representativos que inducen terremotos de diferente magnitud tomando como base de **comparación una** magnitud de 7 1/2, según se muestra en la Tabla 3.2 (Seed et.al., 1975).



Tabla 3.1 : Factores de Corrección para Terremotos de Diferentes Magnitudes

Magnitud	Factores de Corrección
8 1/2	0.89
7 1/2	1.00
6 3/4	1.13
6	1.32
5 1/4	1.50

Tabla 3.2 : Número de Ciclos Representativos de Terremotos de Diferentes Magnitudes

Magnitud	Número de ciclos representativos en 0.65 max
8 1/2	26
7 1/2	15
6 3/4	10
6	5 - 6
5 1/4	2 - 3

### 3.4.1.2 METODO SIMPLIFICADO DE TOKIMATSU Y YOSHIMI

Basados en resultados de extensivos ensayos de laboratorio de licuación de arenas saturadas, Tokimatsu y Yoshimi (1983), indicaron que los efectos de movimientos sísmicos que causan licuación, pueden ser representados por dos parámetros : la aceleración horizontal del terreno y el número de ciclos de movimientos significativos. Esta conclusión es incorporada en la siguiente ecuación para la relación del esfuerzo de corte dinámico para una profundidad determinada:

$$\tau_d = a_{max} \frac{\sigma_o}{g} r_d r_n$$

donde :  $\tau_d$  = amplitud de los ciclos de esfuerzo de corte uniforme, equivalente a un registro tiempo-historia de esfuerzo de corte sísmico.

$a_{max}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno

$g$  = aceleración de la gravedad

$\sigma_o$  = esfuerzo vertical inicial

$\bar{\sigma}_o$  = esfuerzo efectivo vertical inicial

$r_n$  son factores de corrección en términos de la profundidad y la magnitud del terremoto, respectivamente como sigue:

$$r_d = 1 - 0.015 z \quad (\text{según Iwasaki et.al. 1978})$$

$$r_n = 0.1 ( M - 1 )$$

donde :  $z$  = profundidad en metros

$M$  = magnitud del terremoto.

El factor  $r_n$  se introduce para facilitar la comparación del comportamiento de campo durante terremotos de diferentes magnitudes, en base al número de ciclos uniformes equivalentes que producen los mismos, como se indica en la Tabla 3.2.

Los valores de la resistencia a la penetración, o valores  $N$  corregidos para una profundidad dada, se obtienen como sigue:

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

$$N_1 = C_n N$$

$$C_n = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_o}} \quad ; \quad \bar{\sigma}_o \text{ en Kg/cm}^2$$

donde  $N_a$  = valor corregido de la penetración estándar

$N_1$  = resistencia a la penetración estándar normalizada para un esfuerzo efectivo vertical de 1 Kg/cm<sup>2</sup>

$\Delta N_f$  = valor de  $N$  adicional que se incrementa proporcionalmente con el con-

tenido de finos de la arena, Fig. 3.6

La relación de esfuerzo de corte ( $\tau_1 / \sigma_o$ ) está dada por la Fig. 3.7. En este gráfico se evalúa la relación de resistencia a la licuación en función de los valores N corregidos y para tres niveles de deformación por corte 2%, 5%, 10%.

#### 3.4.1.2 METODO SIMPLIFICADO DE IWASAKI Y TATSUOKA

En base al trabajo realizado por Seed e Idriss (1971), la carga dinámica inducida en el elemento de suelo por un movimiento sísmico puede ser estimada mediante:

$$\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_v} = \frac{\tau_{\max}}{\bar{\sigma}_v} = \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\bar{\sigma}_v} r_d$$

donde :  $\tau_{\max}$  = esfuerzo de corte máximo

$a_{\max}$  = aceleración máxima en la superficie del terreno

$g$  = aceleración de la gravedad

$\sigma_v$  = esfuerzo total vertical

$\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo efectivo vertical

$r_d$  = factor de reducción del esfuerzo de corte dinámico para tomar en cuenta la deformación elástica del terreno

Basado en un gran número de análisis de respuesta sísmica del terreno Iwasaki et.al. (1978) propusieron la siguiente relación para  $r_d$ :

$$r_d = 1 - 0.015 z$$

donde  $z$  = profundidad en metros

Por otro lado, Iwasaki et.al. (1978) condujeron numerosos ensayos triaxiales cíclicos sobre muestras de arena no disturbadas. Como resultado concluyeron que la resistencia cíclica no drenada o relación de esfuerzos cíclicos que causará licuación en un elemento de suelo sometido a cargas dinámicas durante un terremoto puede ser evaluada mediante:

para  $0.02 \leq D_{50} \leq 0.6$  mm

$$\frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_v + 0.7}} + 0.225 \log(0.35 / D_{50})$$

para  $0.6 \leq D_{50} \leq 2.0$  mm

$$\frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} = 0.0882 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_v + 0.7}} - 0.05$$

donde :  $\tau_1$  = esfuerzo de corte cíclico que causará licuación

$N$  = No de golpes del SPT

$\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo efectivo vertical

$D_{50}$  = diámetro promedio de las partículas  
en mm

### **3.4.2 METODOS BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACION CONICA**

En años recientes se han realizado significativos avances en la investigación, interpretación, desarrollo y aplicación del ensayo de penetración cónica. La adición de la medición de presión de poros durante el ensayo de penetración ha agregado una nueva dimensión en la interpretación de los parámetros geotécnicos. Debido a lo anterior, es necesario establecer una relación entre los valores medidos de este ensayo, ya sea resistencia por punta, fricción local o exceso de presión de poros, con la resistencia a la licuación de las arenas, en forma análoga a las ya desarrolladas para los valores N del SPT.

#### **3.4.2.1 METODO SIMPLIFICADO DE SEED Y DE ALBA**

En 1986 Seed y De Alba presentaron un método para evaluar la licuación de arenas, basados en un trabajo realizado por ellos mismos, para valores N del SPT (sección 3.4.1.1). El estudio consistía en obtener una relación confiable entre la resistencia por punta, y el valor de la resistencia a la penetración N, y aprovechar la gran cantidad de datos de campo disponibles que relacionan la resistencia

a la licuación con los datos del SPT. En la actualidad parece ser de consenso general que el valor  $q_c/N$  varía con el tamaño de los granos del suelo que usualmente está representado por el diámetro promedio  $D_{50}$ . El resultado de una versión revisada por los autores acerca de esta relación se presenta en la Fig. 3.8.

Teniendo así establecida esta relación para arenas con diferentes tamaños promedios, es posible trasladar en términos del CPT las curvas límites de resistencia a la licuación determinadas en la Fig. 3.5. De esta manera se presenta en la Fig. 3.9 una familia de curvas para evaluar la licuación de arenas, basados en los valores  $q_c$  medidos en un ensayo de penetración cónica, para un terremoto de 7 1/2 de magnitud. Para movimientos de diferente magnitud se pueden usar los factores de corrección de la Tabla 3.1. En este gráfico:

$$q_{c1} = C_n q_c$$

donde  $q_{c1}$  = resistencia por punta modificada,  
normalizada a un esfuerzo efectivo  
vertical de 1 Kg/cm<sup>2</sup>  
 $q_c$  = resistencia por punta del ensayo de  
penetración cónica  
 $C_n$  = factor de corrección

$$c_n = \sqrt{\frac{1}{\bar{\sigma}_v}}$$

$\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo efectivo vertical en  
Kg/cm<sup>2</sup>

### 3.4.2.2 METODO SIMPLIFICADO DE ROBERTSON Y CAMPANELLA

Robertson y Campanella propusieron en 1983, un método modificado basado en los resultados del CPT para evaluar la licuación de arenas, revisando la información disponible acerca de la licuación de arenas limpias y arenas limosas, considerando la influencia del contenido de finos y tomando en cuenta dos parámetros del ensayo: la resistencia por punta  $q_c$ , y la fricción local  $f_s$ , expresado ambos como la relación de fricción FR(%).

Basados en una gran cantidad de datos propuestos por Baldi et.al. (1981), presentaron una expresión para la resistencia por punta modificada:

$$Q_c = C_Q q_c$$

donde  $Q_c$  = resistencia por punta modificada,  
normalizada a un esfuerzo efectivo  
vertical de 1 Kg/cm<sup>2</sup>

$q_c$  = resistencia por punta del CPT.

$C_Q$  = factor de corrección según la Fig.  
3.10



Basándose además en correlaciones efectuadas por Baldi et.al. (1981), acerca de la densidad relativa con la resistencia por punta del CPT y de las realizadas por Christiam y Swiger (1982), acerca de la densidad relativa con la relación de esfuerzos cíclicos, en lugares de los que se sabía habían y no habían licuado, propusieron una curva de resistencia a la licuación en base a datos del CPT.

A lo anteriormente realizado, complementaron la investigación con las correlaciones entre los ensayos SPT y CPT para encontrar una curva límite de resistencia a la licuación. Finalmente analizaron la influencia del contenido de limos de la arena diferenciando valores del  $D_{50}$  y propusieron el gráfico de la Fig. 3.11, en el cual se evalúa la relación de esfuerzos cíclicos que causan licuación ( $\tau_1 / \sigma_0$ ), en base a la resistencia por punta normalizada  $Q_c$  y para dos valores del  $D_{50}$ , los mismos que representan arenas limpias y arenas limosas, para un sismo de 7.5 grados de magnitud. Para sismos de diferente magnitud puede usarse los factores de corrección de la Tabla 3.1.

#### 3.4.2.3 METODO SIMPLIFICADO DE YASUDA Y OTROS

Yasuda, Saito, Iwasaki y Morimoto en 1989, propusieron un nuevo método simplificado para

predecir el potencial de licuación del ensayo de penetración cónica con medición de presión de poros (CPTU). El método se derivaba de ensayos de cono en laboratorio y en el campo y ensayos triaxiales cíclicos en laboratorio sobre muestras extraídas del terreno. Este método de predicción es mas preciso que los métodos convencionales, debido a que no sólo se toma en consideración la resistencia por punta,  $q_c$ , sino también la fricción lateral,  $f_s$ , y el exceso de presión de poros,  $\Delta u$ . Este método es esencialmente válido para predecir el potencial de licuación del terreno que soporta tuberías enterradas a través de un gran área.

En base a la ecuación estipulada por el código para puentes de carreteras en Japón (1980), usando datos del SPT, para evaluar la licuación, se llegó a la siguiente relación:

$$\frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} = R_1 = 0.0233 \left( \frac{q_c}{\bar{\sigma}_m} \right)^{0.525} + \Delta R$$

donde :  $\tau_1$  = esfuerzo de corte que causará  
licuación

$\bar{\sigma}_v$  = esfuerzo efectivo vertical

$q_c$  = resistencia por punta del CPT

$$\bar{\sigma}_m = \left( \frac{1 + 2 K_0}{3} \right) \bar{\sigma}_v$$

$K_0$  = coeficiente de presión de tierra  
(se asume 0.5)

$\Delta u$  = exceso de presión de poros durante  
la penetración

$\Delta R = 0$   $R_f \leq 0.5\%$

$\Delta R = 0.15 (R_f - .05)$   $0.5\% \leq R_f \leq 2.0\%$

$R_f$  = relación de fricción

$$R_f = \frac{f_s}{q_c}$$

$f_s$  = fricción lateral durante la  
penetración

El primer término de la ecuación define la relación de resistencia al esfuerzo cíclico no drenado de una arena limpia sin partículas finas. El segundo término define el factor de corrección de acuerdo al tamaño de las partículas, debido a que  $R_f$  tiene una sola correlación con el  $D_{50}$ .

El método está limitado a arenas de origen aluvial. Además debe conocerse la profundidad del nivel freático mediante una perforación cercana.

### 3.4.3 METODOS BASADOS EN LA MEDICION DE ONDAS DE CORTE

A pesar de que los métodos descritos anteriormente están referidos a ensayos de penetración relativamente diferentes, parece, sin embargo, que éstos se basan en el mismo procedimiento en el sentido que: son ensayos

tipo penetración y clasificados como ensayos destructivos; y dependen más o menos de las correlaciones de campo entre la resistencia a la licuación y el valor N del SPT, puesto que solo se dispone de una cantidad suficiente de datos de campo de valores N del SPT.

En algunos casos particulares cuando se encuentra suelos gravosos, tales ensayos de penetración pueden ser erróneos y no pueden ser usados en forma confiable. Esto requiere de un nuevo procedimiento para evaluar la licuación basado en un ensayo diferente a los ensayos de penetración antes mencionados. La medición de la velocidad de ondas de corte es una posible alternativa para este propósito debido a su posibilidad de realizarla en suelos gravosos.

#### **3.4.3.1 METODO SIMPLIFICADO DE TOKIMATSU Y OTROS**

En 1989, Tokimatsu, Uchida y Oh-oka, en base a una revisión de resultados de ensayos de laboratorio, encontraron que existe una buena correlación entre la resistencia a la licuación y el módulo de corte elástico cuando se especificaban el tipo de suelo y la presión de confinamiento. Para corregir estos efectos, definieron el módulo de corte normalizado y los resultados de los ensayos volvieron a ser examinados. Encontraron que el módulo de corte normalizado tenía una excelente correlación con la resistencia a la licuación independiente del tipo

de suelo y la presión de confinamiento. Sobre la base de lo anteriormente mencionado presentaron un método simplificado que se resume a continuación:

-Determinar la relación de esfuerzos de corte inducido  $\tau_d / \bar{\sigma}_v$ , a una cierta profundidad durante un terremoto, mediante:

$$\frac{\tau_d}{\bar{\sigma}_v} = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\bar{\sigma}_v}{\bar{\sigma}_v} r_d \quad (\text{ver 3.4.1.1})$$

-Determinación in-situ de los perfiles de velocidad de ondas de corte.

-Determinación del módulo de corte elástico,  $G_o$  según:

$$G_o = \rho v_s^2$$

donde :  $\rho$  = densidad de masa

-Evaluación del módulo de corte normalizado,  $G_N$ , según :

$$G_N = G_o / \left[ F(e_{\min}) (\bar{\sigma}_m) \right]^n$$

donde :  $F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$

$F(e_{\min})$  --> para  $e = e_{\min}$

$e$  = relación de vacíos

$\bar{\sigma}_m$  = esfuerzo efectivo promedio de confinamiento

$n$  = constante aprox. 0.5

-Evaluación de la relación de esfuerzos que causan licuación en 15 ciclos para una deformación axial de 5% en doble amplitud, en un ensayo triaxial

cíclico.  $(\bar{\sigma}_d / 2 \bar{\sigma}_o)$ , de la Figura 3.12. Realizar las correcciones apropiadas a la relación de esfuerzos si el número de ciclos equivalentes del terremoto no es de 15 (Tablas 3.1 y 3.2).

-Conversión de la relación de esfuerzos que causan licuación para las condiciones de campo, mediante el coeficiente  $K_o$ ,  $(\tau_1 / \bar{\sigma}_v)$ :

$$\frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_v} = 0.9 \left( \frac{1 + 2 K_o}{3} \right) \left( \frac{\bar{\sigma}_d}{2 \bar{\sigma}_o} \right)$$

donde :  $K_o$  = coeficiente de presión de tierra.

Para fines prácticos se puede asumir algún valor entre 0.5 y 1

### 3.5 OTROS METODOS EXISTENTES

Los siguientes métodos se describen en forma general, puesto que no se enmarcan dentro de la categoría de empíricos o semiempíricos, escapando a la finalidad de la presente investigación

#### 3.5.1 METODOS DINAMICOS ANALITICOS / EXPERIMENTALES

Uno de los más representativos es el desarrollado por Finn, W.D.L (1974) y luego revisado por Martin, Finn y Seed (1978), en el cual el esfuerzo efectivo fue determinado a partir de la respuesta sísmica del estrato de suelo. De este modo tanto la evolución como

disipación de la presión de poros durante el terremoto puede ser calculada, y de acuerdo a esto calcular el potencial de licuación. Ishihara et.al. (1981) y Dikmen, S.U. et.al (1984), aclararon posteriormente el concepto del cambio de presión de poros durante un sacudimiento sísmico.

### 3.5.2 METODOS PROBABILISTICOS

-Christian J.T. y Swiger, W.F. (1975), presentaron una fórmula empírica de licuación con el SPT considerando la incertidumbre de los parámetros del suelo, de esta manera junto con la evaluación de la licuación del suelo, podía ser calculada la probabilidad de un cálculo erróneo.

-Yegian, M.K. y Whitman, R.V. (1978), sugirieron el análisis de riesgo para fallas del terreno por licuación usando un parámetro de resistencia  $S_c$ , e introduciendo adicionalmente el índice de potencial de licuación (IPL), esto es, la relación de esfuerzo de corte sísmico ( $\tau_1$ ), a la resistencia del suelo ( $\tau_s$ ) Finalmente la probabilidad de ocurrencia de licuación.

-Davis R.O. y Berril, J.B. (1989), con Nemat-Nasser, S. y Shokooh (1979), propusieron un método probabilístico, usando la teoría de la transmisión de energía sísmica.

mica para evaluar el incremento de la presión de poros, seguido por un análisis de riesgo de licuación.

-Atkinson, G.M., Finn, W.D.L. y Charlwood, R.G. (1984), desarrollaron un cálculo simple de probabilidad de licuación para una aplicación de riesgo sísmico, el cual estaba referido al método de Seed e Idriss. Se derivó una fórmula típica de la razón anual de la ocurrencia de licuación asumiendo que es aplicable la distribución de Poisson tanto a la acción sísmica como a la licuación del suelo.

### 3.6 EVALUACION DE LA RESISTENCIA A LA LICUACION

En la sección 3.2 del presente capítulo se presentó un procedimiento general para la evaluación del potencial de licuación de suelos, donde se indicó que la relación de esfuerzos cíclicos inducida por un terremoto podía ser evaluada en forma sencilla por la siguiente expresión:

$$\frac{(\tau_d)}{\bar{\sigma}_v} = c \frac{a_{\max}}{g} \frac{\bar{\sigma}_v}{\bar{\sigma}_v} r_d$$

esto es, la relación de esfuerzos de corte que actúan en un elemento de suelo cuando se produce la excitación debido al movimiento sísmico. Esta expresión tiene ciertas variaciones, para cada metodología presentada, siendo la propuesta por Seed e Idriss (1971), la más utilizada en el cálculo de



esta relación de esfuerzos inducidos, es decir cuando  $C = 0.65$ .

Por otro lado, cada uno de los métodos simplificados descritos, basados en las experiencias de campo y de laboratorio de sus autores, proponen diversas expresiones para evaluar la relación de esfuerzos que se requiere para causar licuación en un suelo dado, cuyas características son conocidas ( $\tau_1 / \bar{\sigma}_v$ ). De igual manera, mediante los métodos de laboratorio, al realizar los ensayos cíclicos y evaluar las características de resistencia y deformación de muestras representativas, se ha definido como calcular esta relación de esfuerzos que hemos llamado resistencia cíclica.

Por lo tanto, se puede definir el factor de seguridad contra la ocurrencia del fenómeno de licuación ( $FL$ ), mediante la siguiente expresión:

$$FL = \frac{(\tau_1 / \bar{\sigma}_v)}{(\tau_d / \bar{\sigma}_v)}$$

Por lo tanto :

si  $FL > 1$  no se producirá licuación

si  $FL \leq 1$  se producirá licuación

Finalmente se presenta los siguiente diagramas de flujo los cuales resumen el procedimiento para la evaluación del potencial de licuación de suelos, (Fig. 3.13).

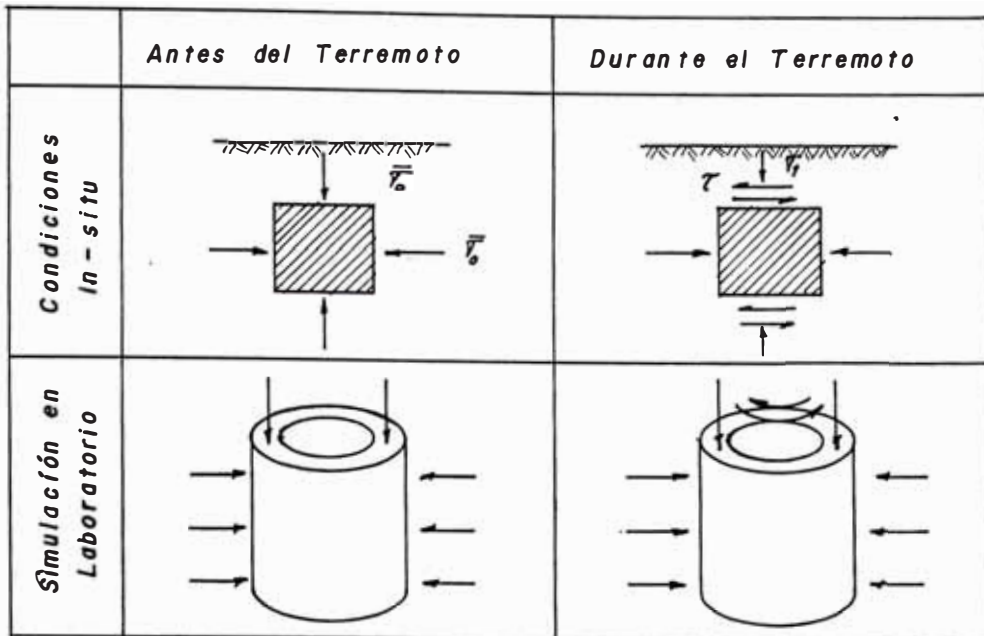


Fig. 3.1 CONDICIONES DE ESFUERZOS EN EL TERRENO Y SU SIMULACION MEDIANTE EL ENSAYO TORSIONAL CICLICO (Ishihara, 1977)

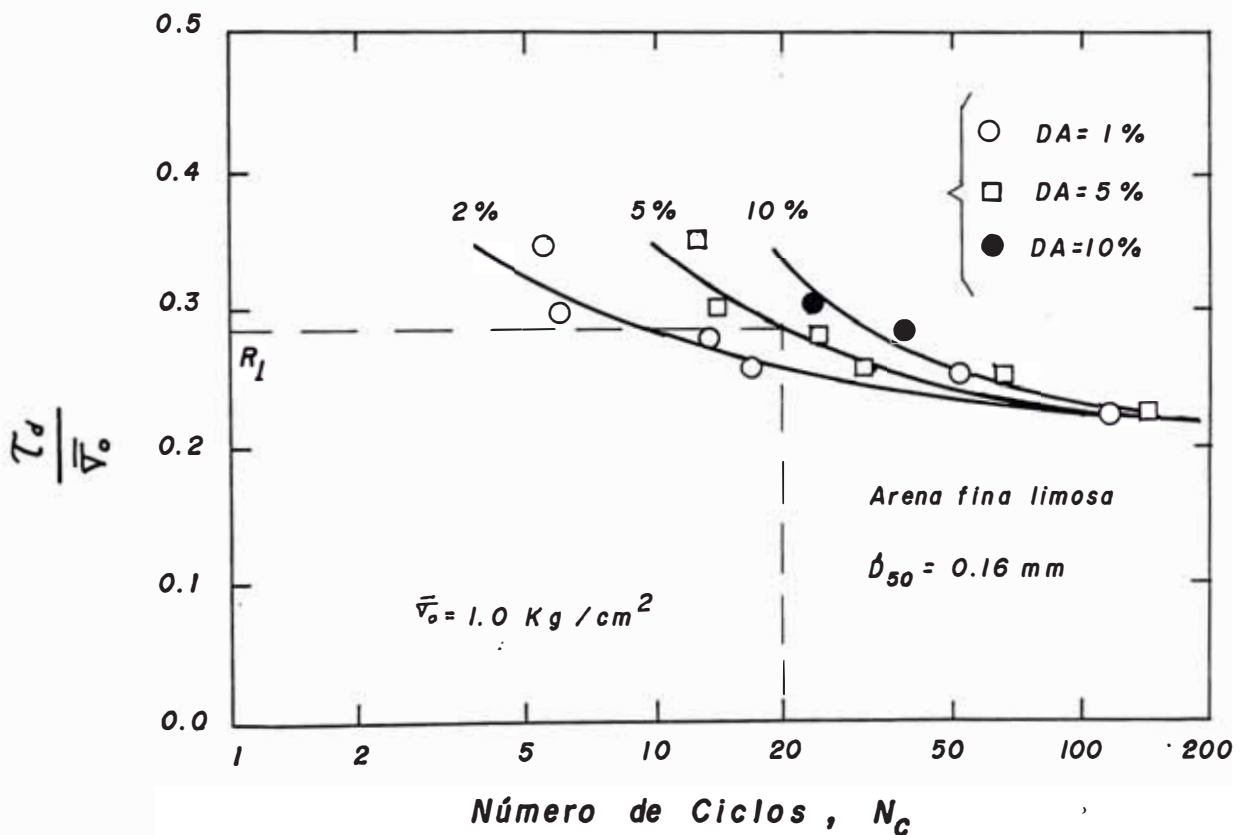


Fig. 3.2 EJEMPLO DE RESULTADOS DE ENSAYOS DINAMICOS DE LABORATORIO PARA OBTENER LA RESISTENCIA DINAMICA AL CORTE DE ESPECIMENES DE SUELO (Iwasaki, 1985)

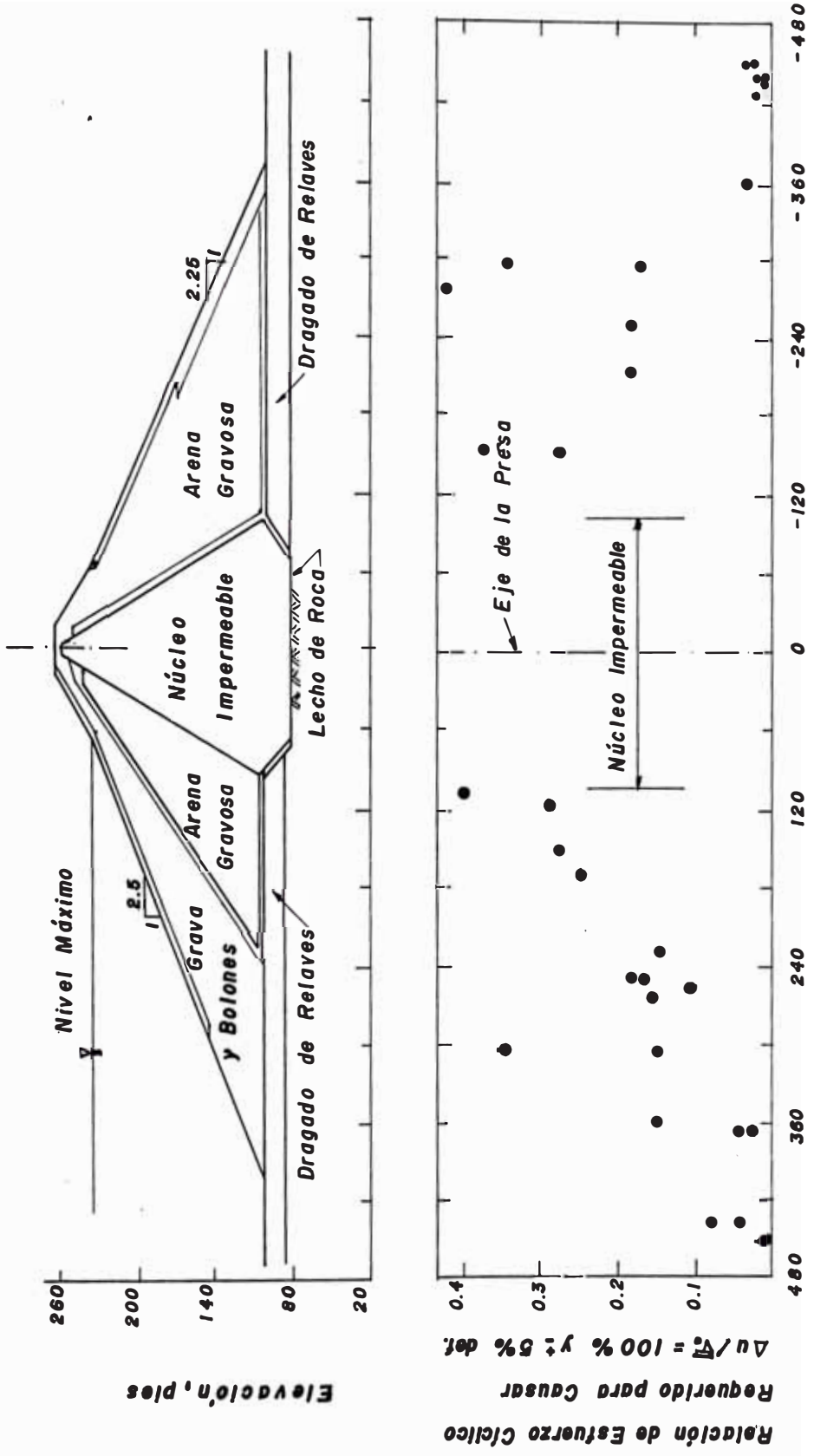


Fig. 3.3 RESISTENCIA A LA LICUACION, CAPA DE RELLENO HIDRAULICO, PRESA COMANCHE (Seed y De Alba, 1986)

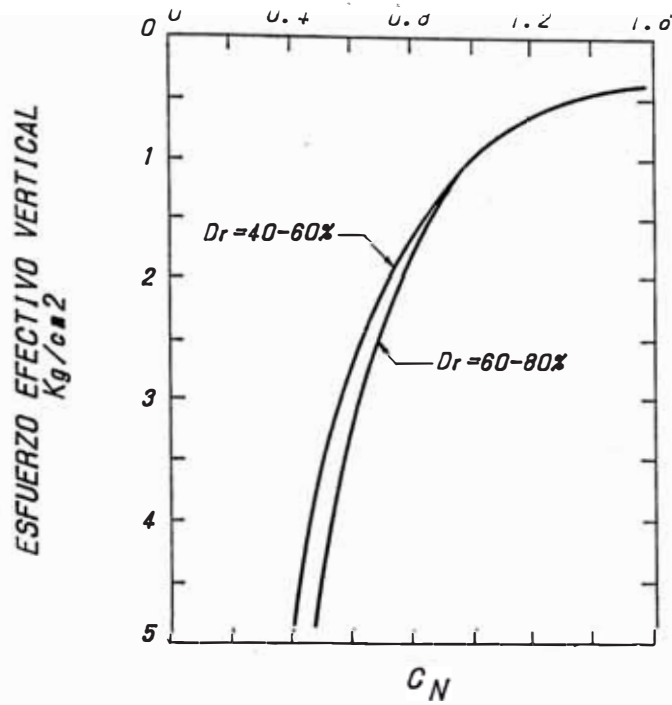


Fig. 3.4 GRAFICO DE VALORES  $C_N$ , BASADOS EN LOS ESTUDIOS DE MARCUSON Y BIEGANOUSKY (1976, 1977)

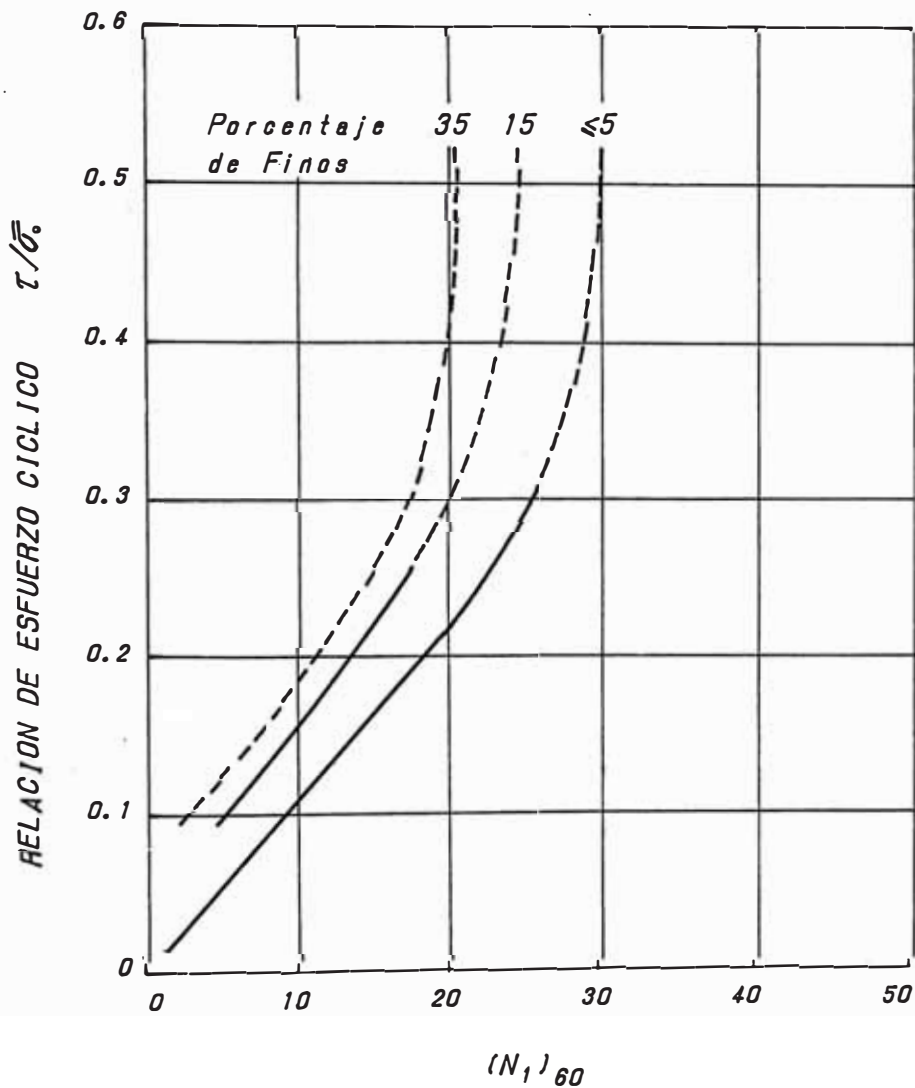


Fig. 3.5 GRAFICO DE LA RELACION DE ESFUERZO PARA CAUSAR LICUACION vs VALORES  $N_1$  PARA ARENAS LIMOSAS PARA TERREMOTOS DE  $M=7-1/2$  (Seed y De Alba, 1986)

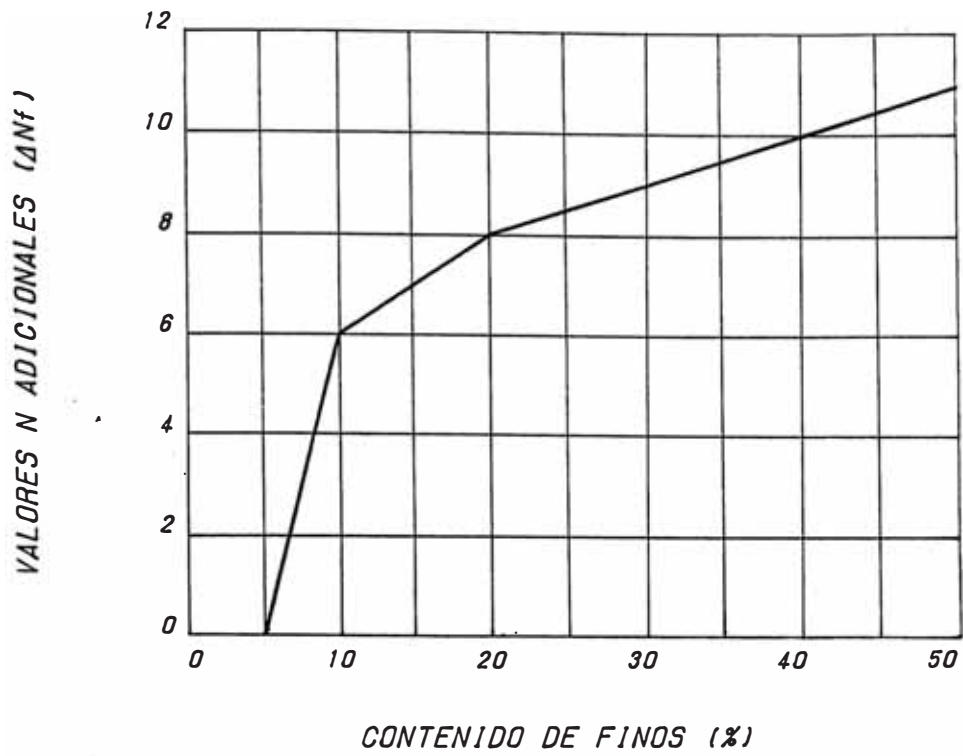


Fig. 3.6 RELACION ENTRE VALORES N ADICIONALES Y CONTENIDO DE FINOS  
(Tokimatsu y Yoshimi, 1983)

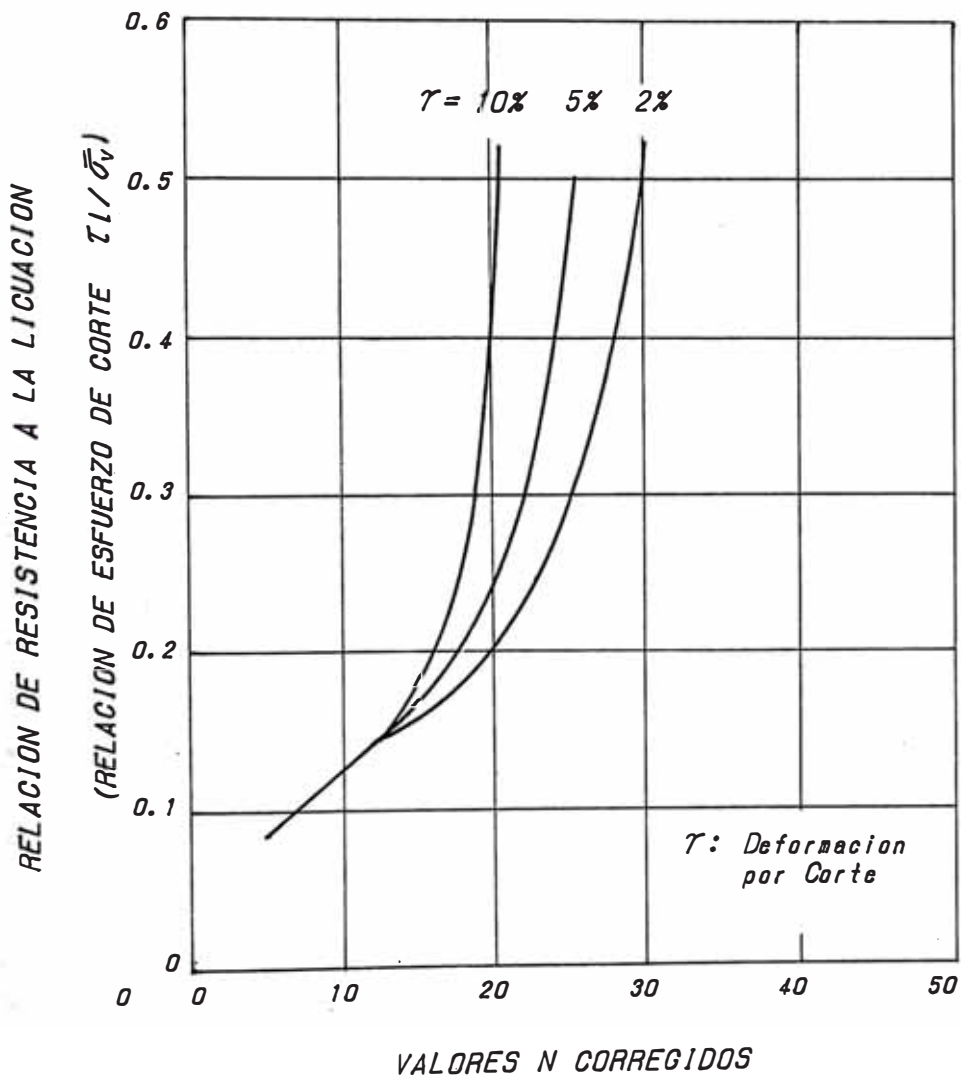


Fig. 3.7 GRAFICO DE LA RELACION DE LA RESISTENCIA A LA LICUACION  
vs VALORES N CORREGIDOS  
(Tokimatsu y Yoshimi, 1983)

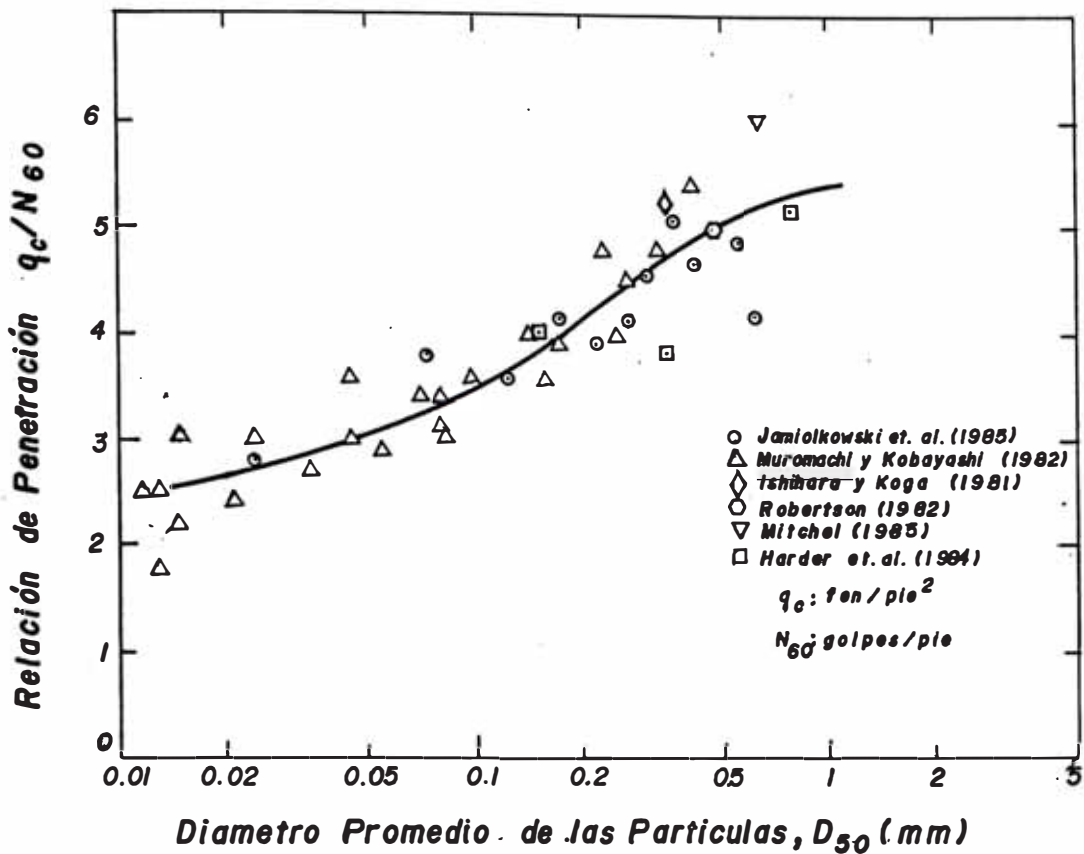


Fig. 3.8 VARIACION DE LA RELACION  $q_c/N_{60}$  CON EL DIAMETRO PROMEDIO (Seed y De Alba, 1986)

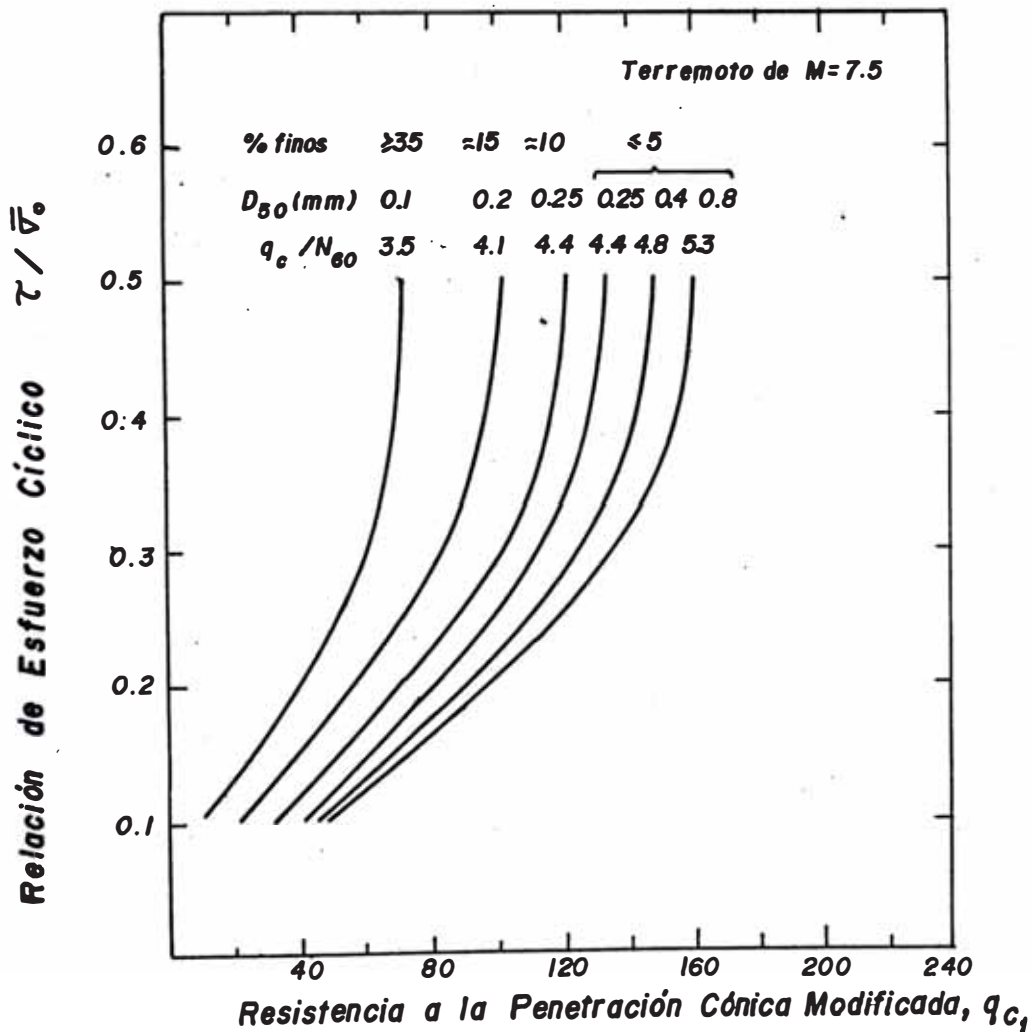
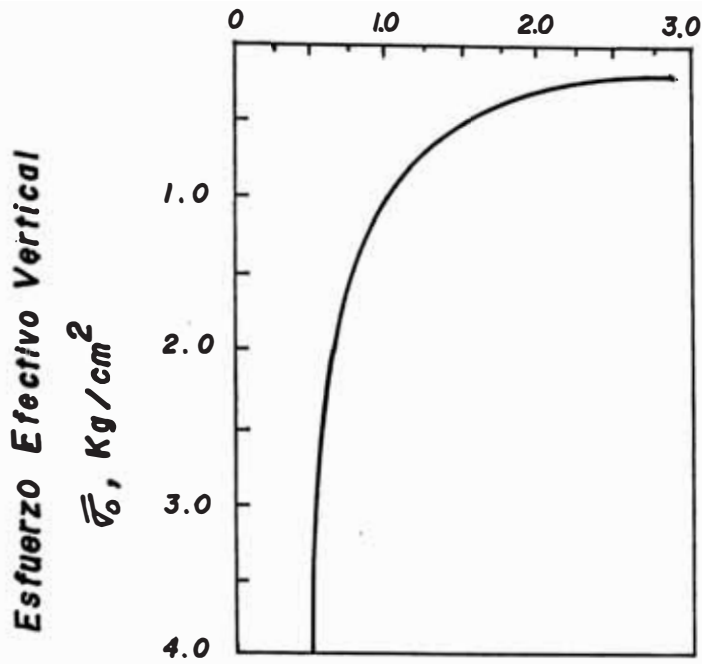
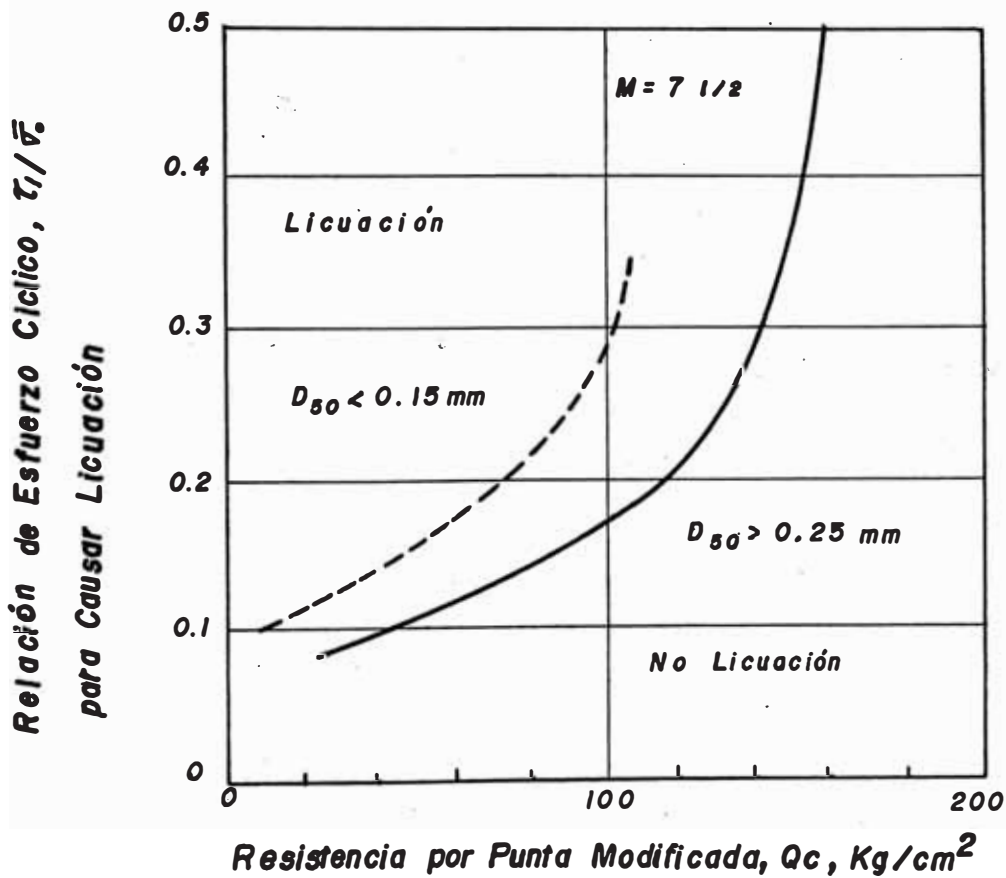


Fig. 3.9 GRAFICO DE LA RELACION ESFUERZO PARA CAUSAR LIQUACION vs LA RESISTENCIA POR PUNTA DEL CONO PARA ARENAS (Seed y De Alba, 1986)

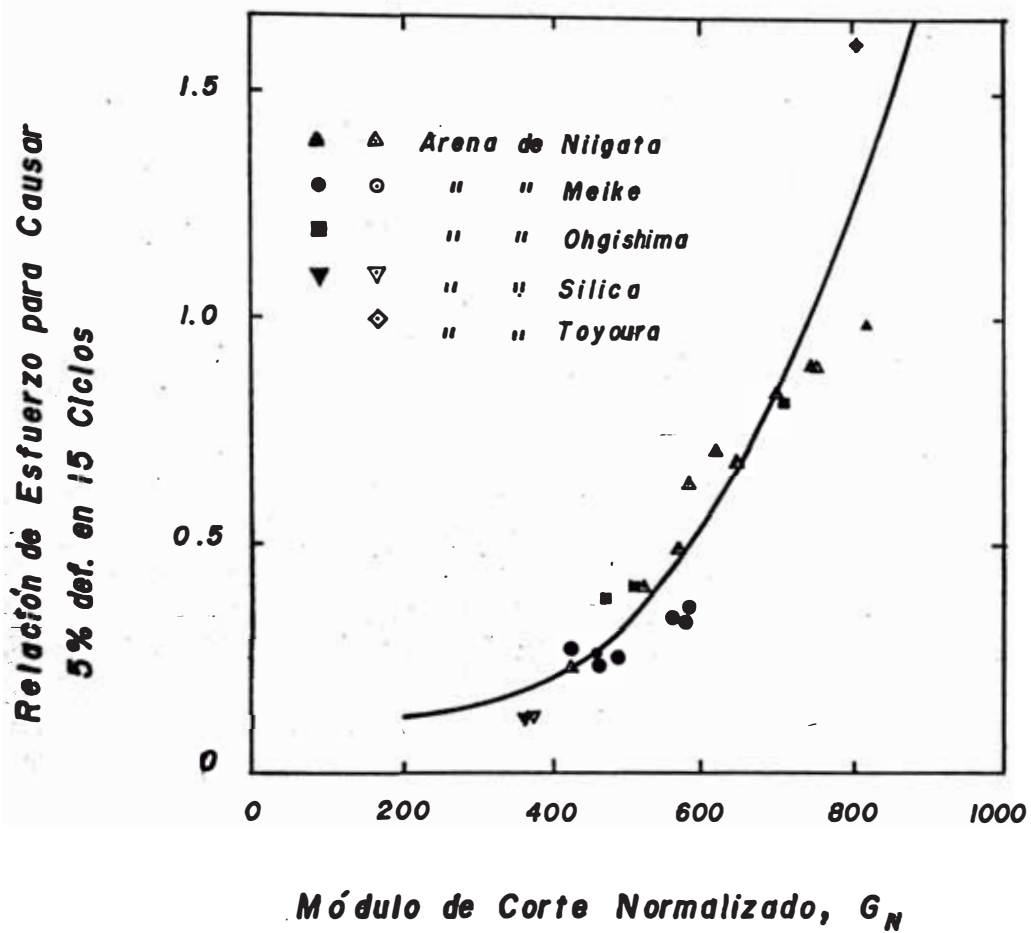
**Factor de Corrección,  $C_0$**



**Fig. 3.10 VARIACION PROPUESTA DEL FACTOR DE CORRECCION,  $C_0$ , CON EL ESFUERZO EFECTIVO VERTICAL (Robertson y Campanella, 1985)**

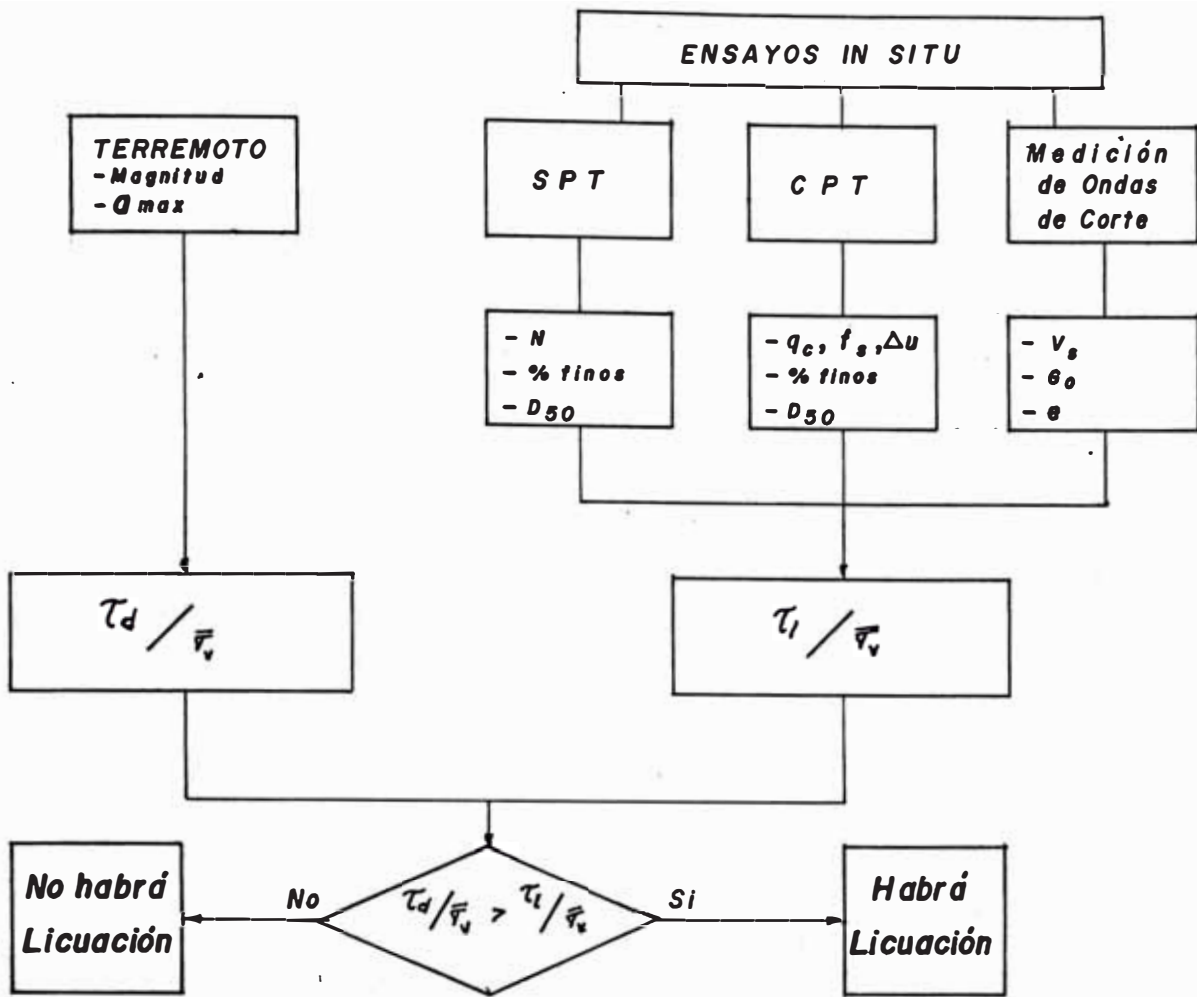


**Fig. 3.11 CORRELACION PROPUESTA ENTRE LA RESISTENCIA A LA LICUACION Y LA RESISTENCIA A LA PENETRACION CONICA MODIFICADA: PARA ARENAS Y ARENAS LIMOSAS (Robertson y Campanella, 1985)**



**Fig. 3.12 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA LICUACION  
Y EL MODULO DE CORTE NORMALIZADO  
(Tokimatsu et. al., 1985)**





En forma general:

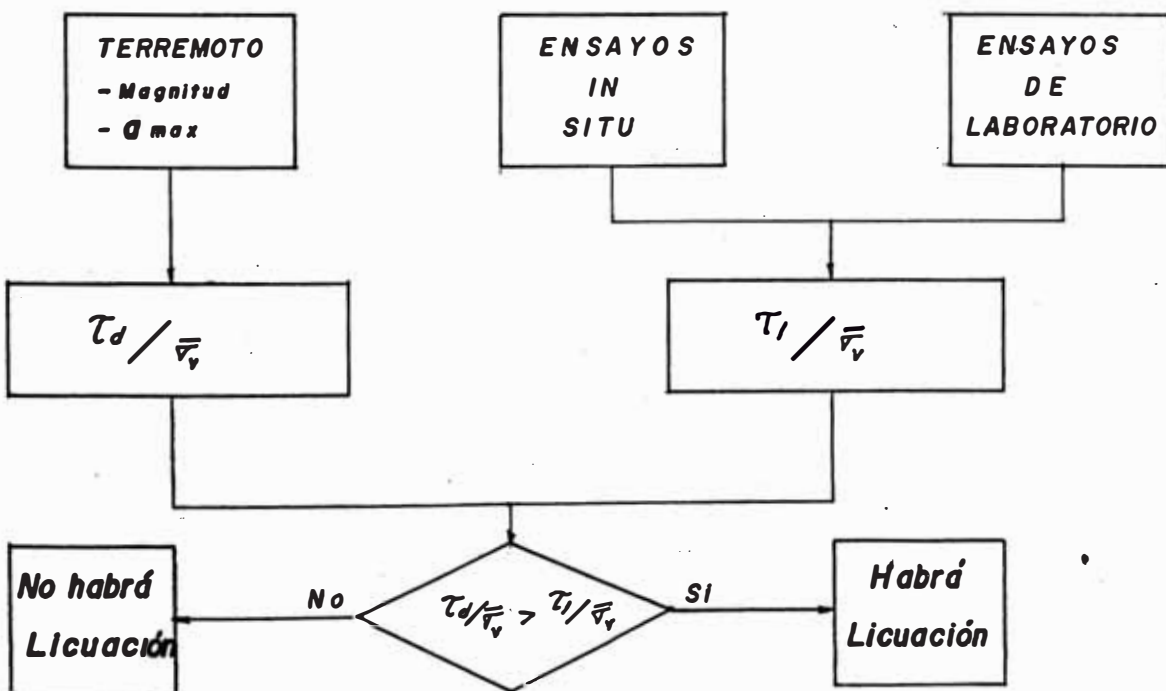


Fig. 3.13 PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION DE SUELOS

## CAPITULO IV

### INVESTIGACIONES GEOTECNICAS REALIZADAS

#### 4.1 INTRODUCCION

#### 4.2 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

##### 4.2.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

##### 4.2.2 ESTANDARIZACION DEL METODO

#### 4.3 ENSAYO DE PENETRACION CONICA

##### 4.3.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

##### 4.3.2 EQUIPO E INTERPRETACION GENERAL

#### 4.4 ESTUDIOS RECOPIADOS REALIZADOS EN CHIMBOTE

#### 4.5 SONDAJES EFECTUADOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

##### 4.5.1 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

##### 4.5.1.1 CORRECCION A LOS DATOS DEL SPT

##### 4.5.2 ENSAYO DE PENETRACION CONO HOLANDES

##### 4.5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

#### 4.6 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION

#### 4.7 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE CHIMBOTE

#### 4.8 ZONAS POTENCIALMENTE LICUABLES DE CHIMBOTE

## CAPITULO IV

### INVESTIGACIONES GEOTECNICAS REALIZADAS

#### 4.1 INTRODUCCION

Para poder realizar la microzonificación de una zona en estudio de las áreas susceptibles a sufrir los efectos de ciertos fenómenos inducidos (expansión, comportamiento sísmico, comportamiento estático, licuación, etc.), es necesario disponer de toda la información posible que relacione directa o indirectamente los parámetros del suelo con su comportamiento ante la posibilidad de la ocurrencia de estos fenómenos.

En este sentido, para realizar el mapeo o microzonificación del potencial de licuación de suelos de la ciudad en estudio, hubo la necesidad de continuar con la importante tarea de recopilación de los estudios existentes iniciada por Barrón en 1984. A pesar de haber reunido una gran cantidad de información, ciertas áreas de la ciudad carecían de los mismos, debido a esto se programó tres campañas

de exploración de campo para efectuar sondajes en estos lugares y complementar así la información necesaria.

En este capítulo se presentan, tanto los estudios recopilados como los sondajes de exploración efectuados en Chimbote y los ensayos de laboratorio realizados en muestras extraídas en cada uno de estos sondajes. Previamente se describe en forma general los procedimientos de ensayo y algunas pautas generales para la ejecución de los ensayos de penetración estándar y de penetración cónica. Se presenta también el reporte de toda la información obtenida en campo y en laboratorio. En base a lo anterior se describen las características geotécnicas de la ciudad y finalmente se hace una evaluación general, tomando como fuente toda la información existente, de las zonas de la ciudad propensas a sufrir licuación y las zonas que están exentas de sufrir el fenómeno.

#### **4.2 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR**

El ensayo de penetración estándar, SPT por sus siglas en inglés, ha mantenido su popularidad desde su puesta en práctica en 1927 y es usado con mayor o menor extensión en por lo menos 29 países. Este ensayo se ejecuta de una forma relativamente simple como parte de un método universal de investigación de campo mediante perforación. El equipo consiste de componentes mecánicos poco pesados, de fácil transporte, manipuleo y mantenimiento. El consenso general

considera que el SPT continuará siendo usado como parte de una rutina de investigación por perforación en campo puesto que permite una evaluación relativamenete económica de las condiciones del terreno en situaciones adversas o favorables (ISSMFE, 1988).

#### 4.2.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

El Ensayo de Penetración Estándar según la norma ASTM-D1586, determina la resistencia del suelo en un pozo de perforación de un muestreador tubular de caña partida y obtiene una muestra disturbada para su identificación. La resistencia a la penetración puede ser relacionada con las características y variabilidad del suelo.

La base del ensayo consiste en dejar caer un martillo de 63.5 Kg de peso en un cabezal de hincado desde una altura de 760 mm. El número de golpes ( N) necesarios para conseguir una penetración de 300 mm mediante el muestreador de acero, es considerado como la resistencia a la penetración.

El equipo de perforación debe ser capaz de realizar esta operación dejando un pozo lo suficientemente limpio para asegurar que el ensayo de penetración sea llevado a cabo sobre un suelo relativamente no disturbado. Cuando se esté trabajando en suelos que no permitan que el pozo permanezca estable se usan fundas

de protección (casings) o lodo bentonítico. El diámetro del pozo debe estar entre 63.5 mm y 150 mm.

El tubo del muestreador es de acero endurecido con una superficie suave tanto externa como interna. El diámetro externo es de 35 mm  $\pm$  1 mm y su longitud de 457 mm como mínimo. En la Fig. 4.1 se muestra la sección transversal de este muestreador.

En la ejecución del ensayo, el muestreador ensamblado se coloca en el fondo del pozo con las varillas de hincado acopladas en su parte superior con el martillo. Se debe registrar la penetración inicial con el peso muerto. Cuando exceda los 450 mm, se omite el hincado y se considera el valor N como cero. Luego el ensayo se ejecuta en dos etapas:

a) Hincado de Asentamiento : se realiza una penetración de 150 mm. Si esta penetración no puede ser alcanzada en 50 golpes, la penetración anterior (con el peso muerto) se toma como el hincado de asentamiento.

b) Hincado de Ensayo : se realiza una penetración adicional de 300 mm. El número de golpes requerido para esta penetración de 300 mm se denomina resistencia a la penetración (N). Si esta penetración no puede ser alcanzada en 100 golpes, se da por concluido el ensayo (ISSMFE, 1988).

#### 4.2.2 ESTANDARIZACION DEL METODO

El incremento en el uso del SPT como un índice de la resistencia a la licuación durante terremotos, ha conducido a un creciente interés en el grado de estandarización de este método en años recientes. Se ha demostrado (Kovacs, 1979, 1983; Schmertmann, 1976, 1977), que la resistencia a la penetración estándar es un factor medido convencionalmente usando diferentes clases de martillos, diferentes sistemas de liberación de energía con diferentes grados de eficiencia, diferentes líquidos de perforación y diferentes clases de tubos de muestreo en diferentes partes del mundo. En consecuencia se han planteado justificadas interrogantes acerca de la consistencia de los valores N del SPT los cuales han sido usados en el desarrollo de correlaciones entre la resistencia a la licuación y la resistencia a la penetración modificada  $N_1$  (Seed et.al, 1985).

Diferentes estudios han demostrado la variabilidad en las condiciones utilizadas en este procedimiento de ensayo supuestamente estandarizado. Por ejemplo Schmertmann (1976) y Kovacs et.al (1983), mostraron que la energía transmitida a los tubos de hincado al ejecutar el ensayo en diversas áreas del mundo pueden variar entre 40% y 90% de la energía teórica de caída libre que se intenta liberar al soltar el martillo.

La principal razón para esta variación es el uso de diferentes métodos para levantar y dejar caer el martillo, además de otros factores asociados con el ensayo que también afectan la resistencia a la penetración medida (Seed et.al., 1985).

En 1985 Seed et.al. realizaron una compilación de estudios acerca de las diversas energías del SPT que se usan en diversos países y propusieron una relación de energía del 60% para que fuese adoptada como energía estándar para minimizar las correcciones de los datos de campo. Los valores del SPT determinados así se designarán  $N_{60}$  y será calculados de la relación:

$$N_{60} = \frac{N_m ER_m}{60}$$

donde :  $N_m$  = valor N del SPT para el método usado en la investigación

$ER_m$  = relación de energía para el método usado en la investigación

Basados en los resultados resumidos anteriormente, las relaciones de energía ( $ER_m$ ) para ensayos SPT en diversos países o bajo condiciones especiales se muestran en la la Tabla 4.1.



Tabla 4.1 Resumen de las Relaciones de Energía para  
Diferentes Procedimientos del SPT

País	Tipo de Martillo	Liberación del Martillo	Energía Estimada ( % )	Factor de Corrección para E=60%
Japón <sup>a</sup>	Donut	Caida libre	78	78/60=1.30
	Donut <sup>b</sup>	Soga y Polea con caída especial	67	67/60=1.12
EEUU	Seguridad	Soga y Polea	60	60/60=1.00
	Donut	Soga y Polea	45	45/60=0.75
Argentina	Donut <sup>b</sup>	Soga y Polea	45	45/60=0.75
China	Donut <sup>b</sup>	Caida libre <sup>c</sup>	60	60/60=1.00
	Donut	Soga y Polea	50	50/60=0.83

<sup>a</sup>Resultados de los SPT japoneses tienen correcciones adicionales debido al diámetro de los pozos de perforación y frecuencia de golpes

<sup>b</sup>Este método prevalece hoy en día en este país

<sup>c</sup>Martillos tipo Pilcon desarrollan una relación de energía de aprox. 60%

### **4.3 ENSAYO DE PENETRACION CONICA**

El Ensayo de Penetración Cónica, CPT ,por sus siglas en inglés, fué creado en Holanda a principios de la década del 30 y se difundió en otros países bajo el nombre de "Ensayo de Penetración Cono Holandés", con el propósito inicial de conocer cuantitativamente la consistencia de estratos muy sueltos por medio de equipo manual, extendiéndose progresivamente su uso, debido a los importantes resultados que se obtenían para evaluar la capacidad de soporte y resistencia al corte de los suelos sometidos a este ensayo (ISSMFE, 1988).

En años recientes se han producido importantes avances en la investigación, desarrollo y aplicación del ensayo de penetración cónica lo que ha incrementado su uso en diversos países para evaluar las características de resistencia in-situ del terreno.

#### **4.3.1 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

El ensayo de penetración cónica o cono holandés, según la norma ASTM-3441, consiste en introducir en el suelo, a una velocidad razonable, una serie de varillas cilíndricas con una punta cónica acoplada en la base y medir en forma continua a intervalos de profundidad elegidos, la resistencia a la penetración sobre el cono, y si se requiere, la resistencia total a la penetración y/o la resistencia a la fricción lateral sobre

un manguito de fricción. Además la presión de poros presente en la superficie de contacto entre la punta del penetrómetro y el suelo puede ser medida durante la penetración, por medio de un sensor de presión instalado en el cono.

El CPT es llevado a cabo para obtener datos de uno o más de los siguientes posibilidades:

- 1.-La estratigrafía y su homogeneidad in-situ
- 2.-La profundidad de los estratos firmes, la ubicación de las cavidades, vacíos u otras discontinuidades.
- 3.-Identificación del suelo.
- 4.-Características mecánicas del suelo.
- 5.-La posibilidad de hincado y la capacidad de soporte de pilotes.

El equipo consiste de una parte cónica y extensión cilíndrica; el ángulo de la punta del cono es de 60°. El área de la base del cono es de 1000 mm<sup>2</sup> para un diámetro de 35.7 mm, que se define como el diámetro de la extensión cilíndrica.

Si tuviese manguito de fricción su diámetro no debe ser menor que el diámetro de la base del cono. El área de la superficie es de  $1.5 \times 10^4$  mm<sup>2</sup>. El manguito de fricción se ubica inmediatamente antes del cono.

La Fig. 4.2a y 4.2b presenta un esquema de la punta del penetrómetro.

El ensayo de penetración se ejecuta en forma continua y manteniendo una verticalidad que no exceda el 2% de desviación con respecto a un eje vertical. Las mediciones se hacen cuando todos los elementos de la punta del penetrómetro tienen la misma velocidad de penetración la cual debe ser de 2 cm/seg con una tolerancia de  $\pm 0.5$  cm/seg. Se recomienda una lectura continua a intervalos no mayores de 0.2 mt, registrando en cada una de estas la profundidad (ISSMFE, 1988).

#### **4.3.2 EQUIPO E INTERPRETACION GENERAL**

El uso del equipo mecánico del cono holandés desafortunadamente compensa su bajo costo inicial con la lentitud del procedimiento, ineffectividad en suelos muy blandos y generalmente poca capacidad de operar a mayores profundidades. Mientras que los conos eléctricos tienen un alto costo inicial, producen beneficios en términos de un procedimiento más rápido, registro continuo, procesamiento automático de datos en el registro, reducción y reporte y gran exactitud. El cono eléctrico también permite la medición de la presión de poros durante la penetración. La medición continua de la presión de poros junto con la resistencia por punta y la fricción, han acrecentado el valor del cono eléctrico como la primera herramienta

para registrar la estratificación del depósito de suelo. Sin, embargo los conos mecánicos seguirán teniendo una gran utilidad debido a su bajo costo, fácil transporte y facilidad de operación.

El ensayo de penetración con el cono holandés induce alrededor de la punta cónica complejos cambios de esfuerzos y deformaciones. Nadie todavía ha desarrollado una solución teórica a este problema, por lo tanto, la interpretación de los datos del ensayo se realizará con correlaciones empíricas para obtener los parámetros geotécnicos requeridos.

#### **4.4 ESTUDIOS RECOPIRADOS REALIZADOS EN CHIMBOTE**

Como se indicó en el capítulo II del presente estudio, para realizar el mapeo del potencial de licuación de un área determinada, es necesario disponer de toda la información posible acerca de las características físicas y mecánicas de los suelos que conforman el área en estudio, en este caso la ciudad de Chimbote. En este sentido con el propósito de estudiar la vulnerabilidad sísmica de Chimbote, Barrón (1984), recopiló una serie de sondajes mediante ensayos de penetración estándar y calicatas realizadas por distintas instituciones públicas y empresas privadas en esta ciudad, principalmente con posterioridad al sismo de 1970, para elaborar el Plan Director de

Chimbote y con propósitos de cimentación de nuevas edificaciones en distintas partes de la ciudad.

Animados por el mismo propósito, el trabajo de recopilación de la información existente ha continuado desarrollándose hasta la fecha. Como resultado de esto, se ha acumulado una gran cantidad de información, disponiéndose en la actualidad de un banco de datos el cual nos ha permitido conocer con cierta profundidad las características de los suelos de Chimbote, el mismo que es importante para el futuro desarrollo de la ciudad.

La ubicación de los sondeos recopilados se presentan en el Plano P4. De igual manera, en el Anexo I se presentan los perfiles obtenidos en estos sondeos.

#### **4.5 SONDAJES EFECTUADOS Y ENSAYOS DE LABORATORIO**

Adicionalmente a los sondeos recopilados, se programó la ejecución de sondeos en lugares representativos de Chimbote y en aquellas áreas donde no se pudo recuperar información geotécnica o donde esta era muy escasa. Los sondeos de exploración se efectuaron en tres campañas de campo: Agosto 1989, Octubre 1989 y Enero 1990.

Los trabajos de campo realizados en Chimbote se resumen en la Tabla 4.2

Tabla 4.2. Resumen de Trabajos de Campo Realizados

fecha sondaje	AGOSTO 89	OCTUBRE 89	ENERO 90	TOTAL
SPT	--	6	5	11
CPT	6	--	3	9
Posteadora Manual	9	--	3	12
Muestras Obtenidas	29	78	80	187

#### 4.5.1 ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR

Se ejecutaron un total de 11 sondajes de penetración estándar, cuyas ubicaciones se presentan en el Plano P4, empleando un equipo de perforación rotatoria Kano Modelo KR-100 cuyas características generales son las siguientes:

- Dimensiones : (LxAxH) mm - 1400x1510x2300
- 680 Kg de peso y 10 HP de potencia.
- Bomba hidráulica para la succión e impulsión de agua o lodo en la operación de perforación.

- Sistema mecánico para generar la rotación en todos los sistemas mediante un motor diesel.
- Trípode acoplado al sistema, de 4 mt de altura. En su parte superior lleva una polea para facilitar la maniobra de herramientas.
- Método de perforación avance por lavado ( Wash Boring ), el cual consiste en impulsar agua a presión mediante la bomba, e ir disturbando y desalojando el material en el fondo del pozo para llegar a la profundidad requerida.

Los sondajes de penetración se realizaron siguiendo la norma ASTM-D1586 según los siguientes procedimientos:

- La técnica aplicada ha sido la de caída libre del martillo de 63.5 Kg, la cual produce un eficiente sistema de desarrollo y liberación de energía transmitida al penetrómetro.
- Se empleó entubado o fundas de protección de 4" de diámetro, para evitar el desmoronamiento de las paredes del pozo de la perforación, que por sus características deleznales ( suelos arenosos) no mantienen verticalidad.
- Los ensayos de penetración se realizaron a intervalos de 1 mt, obteniéndose en cada uno el valor N de la resistencia a la penetración.



- La profundidad alcanzada en los sondajes varió de 4 a 11 mt.
- Los sondajes se detuvieron generalmente cuando se alcanzó un valor de N de 50 golpes/pie, debido a que este valor indica una condición muy compacta del terreno y practicamente la imposibilidad de ocurrencia del fenómeno de licuación.
- En cada ensayo realizado se recuperaron muestras disturbadas representativas para su clasificación en el laboratorio. Asimismo se hizo una descripción visual en campo.
- Se realizó un estricto control de la profundidad según el avance de la perforación asegurándose que cada ensayo se realizara sobre el suelo no disturbado y por debajo del nivel de las fundas de protección.

#### 4.5.1.1 CORRECCION A LOS DATOS DEL SPT

El equipo utilizado en estas pruebas ha sido fabricado en el Japón, país en el cual la frecuencia del número de golpes es mucho menor que en Estados Unidos. La práctica americana es de aprox. 30-40 golpes/min, mientras que en Japón es del orden de 10-25 golpes/min (Seed et.al., 1985), para el método de caída libre como el usado en este estudio, el cual por otro lado proporciona una energía mayor que la práctica americana.

Si consideramos como 60% el valor normalizado de la energía liberada en la aplicación de los métodos simplificados, los valores  $N$  tendrían que ser incrementados debido a que el método utilizado proporciona una energía mayor.

Por otro lado, si consideramos que debido a la baja frecuencia en la aplicación de los golpes con el martillo, se obtendrían valores altos para arenas sueltas  $(N_1)_{60} < 20$  y por el contrario valores bajos de  $N$  para arenas densas  $(N_1)_{60} > 20$  en comparación con una frecuencia de aplicación de golpes más alta, debido a que esta baja frecuencia permite la disipación de la presión de poros en un caso y el incremento en el otro; habría que corregir los datos obtenidos reduciendo el valor de  $N$  para arenas sueltas e incrementándolos para arenas densas. Podrá notarse entonces que el efecto se compensa en el primer caso mientras que en el segundo el efecto se acumula.

Por lo tanto no se aplicará la corrección en ningún caso, ni debido a la energía desarrollada, ni a la frecuencia del ensayo, a los valores de  $N$  medidos por lo que no representará ningún problema para arenas sueltas y por otro lado se obtendrá un valor conservador para depósitos densos.

En la sección fotográfica se presentan algunas vistas de los ensayos de penetración estándar realizados en este estudio.

#### 4.5.2 ENSAYO DE PENETRACION CONO HOLANDES

Se han efectuado un total de 9 sondajes de penetración con el cono holandes, cuyas ubicaciones se presentan en el plano P4, con un equipo de penetración Seiken modelo SM-26-D, de las siguientes características:

- Capacidad : Penetración máxima 2.0 toneladas.
- Tipo de operación : manual accionado por una manivela que transmite los esfuerzos a la varilla de penetración a través de una cadena de acero.
- Lectura : en un anillo de deformación de constante conocida para obtener los valores de la carga aplicada al terreno en la punta del cono en Kg.
- Anclaje : cuatro varillas de punta helicoidal que fijan el equipo al terreno.

Los sondajes de penetración se realizaron según la norma ASTM-3441, según el siguiente procedimiento:

- Las lecturas se tomaron a intervalos de 0.20 mt.
- Se obtuvo un registro continuo de resistencia por punta,  $q_c$ , con la profundidad.

- La máxima profundidad alcanzada fue de 6 mt.
- El anclaje se efectuó sobre el terreno superficial.

Debido a la imposibilidad de obtener muestras, se realizaron sondajes adicionales mediante posteadora manual, para la obtención de estas muestras alteradas para su clasificación en el laboratorio y poder definir el perfil del terreno.

Se presentan en la sección fotográfica algunas vistas de los ensayos CPT realizados en este estudio.

En la Tabla 4.3 se presentan en forma resumida algunos detalles de los sondajes de exploración de campo realizados en la presente investigación en la ciudad de Chimbote.

Tabla 4.3 Sondajes Realizados en este Estudio

Símbolo	Ubicación	Profund (mts)	N F (mts)	NºEnsay.	NºMues.
<b>A) Ensayo de Penetración Estándar.</b>					
S-1	Univ. del Santa, Bnos Aires.	3.95	NA	3	7
S-2	Univ. San Pedro, Los Pinos.	5.00	NA	4	10
S-3	Colegio E. Roca, La Caleta.	7.60	0.95	7	16
S-4	Colegio J. Olaya, Miraflores Alto.	7.65	0.55	7	16
S-5	Colegio C. Vallejo, 1º de Mayo.	6.45	0.30	6	13
S-6	Colegio La Libertad, Florida Alta.	7.45	3.25	7	16
S-7	Colegio La Inmaculada, Bolivar Bajo.	8.45	0.70	8	13
S-8	Pzo.5 SENAPA, 21 de Abril.	9.10	5.15	8	18
S-9	Pronadret, Miramar Bajo.	7.20	1.90	7	12
S-10	Colegio A. Carrión, Miraflores Bajo.	11.05	1.30	11	20
S-11	Colegio Fe y Alegría, San Juan.	9.45	1.60	9	11

Símbolo	Ubicación	Profund (mts)	N F (mts)	NºEnsay.	NºMues.
<b>B) Ensayos de Cono Holandés.</b>					
P-1	Villa María.	2.00	0.20	5	2
P-2	Campo Ferial.	3.95	1.80	17	5
P-3	Miramar Bajo.	5.80	0.40	21	1
P-4	Mercado Mayorista.	4.25	0.80	16	3
P-5	Miraflores 3º zona.	4.50	1.00	16	5
P-6	Florida Alta.	1.05	0.30	3	3
P-7	Santa Teresa Trapecio	5.95	1.90	18	1
P-8	Calle Guisse, Miramar Bajo.	6.00	1.75	28	3
P-9	Dos de Mayo.	5.80	1.30	28	5

#### 4.5.3 ENSAYOS DE LABORATORIO

Las muestras alteradas obtenidas de los sondajes de penetración estándar y de posteadora manual fueron llevadas al Laboratorio Geotécnico del CISMID para la realización de los ensayos estándar de clasificación de suelos y de contenido de humedad.

Los ensayos de laboratorio fueron realizados según las recomendaciones de las normas de ensayo que se mencionan a continuación:

- Granulometría	ASTM D422
- Contenido de Humedad	ASTM D2216
- Límite Líquido	ASTM D4318
- Límite Plástico	ASTM D4318
- Clasificación	ASTM D2487

Se obtuvieron un total de 209 muestras alteradas con parte de las cuales se realizaron los ensayos mencionados los cuales que se presentan en resumen en la Tabla 4.4.

La mayor parte de las muestras analizadas consistían de arenas finas limosas con diferente contenido de finos (material que pasa la malla No 200). Todas las muestras de arena obtenidas (arenas limpias, arenas limosas, arenas finas, medias y gruesas) carecían de plasticidad, por lo cual sólo se obtuvieron los límites de consistencia (LL y LP) de las muestras obtenidas de limos y arcillas.

Finalmente con las muestras seleccionadas se efectuaron los ensayos dinámicos de licuación de suelos en el equipo disponible en el Laboratorio Geotécnico del CISMID, los cuales se presentan en el siguiente capítulo.

Tabla 4.4. Resumen de Ensayos de Laboratorio

Sondaje	N° de Muestras Ensayadas				
	Granulom.	Humedad	LL	LP	Clasif
S-1	4	4	--	--	4
S-2	6	7	--	--	6
S-3	10	10	2	--	10
S-4	10	11	4	3	10
S-5	7	8	--	--	7
S-6	11	13	1	--	11
S-7	7	9	1	1	7
S-8	12	13	1	1	12
S-9	9	9	3	3	9
S-10	15	15	7	5	15
S-11	9	10	1	1	9
P-1	2	2	--	--	5
P-2	5	5	1	1	2
P-3	1	1	--	--	1
P-4	3	3	1	1	1
P-5	5	5	3	3	1
P-6	3	3	1	1	1
P-7	1	1	--	--	1
P-8	3	3	1	1	1
P-9	5	5	2	2	1
CA-1	2	2	--	--	1
CA-2	4	4	--	--	1
CA-3	4	4	--	--	1
<b>TOTAL</b>	<b>138</b>	<b>147</b>	<b>29</b>	<b>24</b>	<b>117</b>



#### 4.6 PROCESAMIENTO DE LA INFORMACION

Todos los datos de campo y los resultados de los análisis de laboratorio fueron procesados mediante una micro-computadora NEC modelo PC-9801VX y luego impresos y graficados a través de sus mecanismos auxiliares de salida: una impresora NEC PC-PR201F y un graficador GRAPHTEC MP3200.

El reporte de los resultados de los ensayos de campo y de laboratorio se presentan en los Anexo II y III.

#### 4.7 CARACTERISTICAS GEOTECNICAS DE CHIMBOTE

En base a los estudios recopilados y los ejecutados en este trabajo, se presenta el siguiente resumen de las características geotécnicas de los depósitos de la ciudad en estudio.

Chimbote se ubica en la planicie aluvional del río Lacramarca, en una longitud de 10 Km. y 5 Km. de ancho. Por el norte limita con cerros de origen volcánico y por el sur del abanico aluvional el depósito desciende gradualmente, llegando a pantanos y lagunas. Las montañas tienen pendientes suaves y amplias planicies, consistentes en depósitos de gran espesor de arena gruesa y grava. En las zonas costeras el mar ha formado líneas de playa recientes y antiguas que consisten en capas de arenas laminares con con-

chuelas. En la parte sur de Chimbote existen capas gruesas de arena eólica reciente. El abanico aluvional del río Lacramarca está dividido por pequeñas valles que consisten de arenas limosas con o sin restos orgánicos.

La napa freática en Chimbote es de tipo radial, libre y a filetes divergentes, con gradientes hidráulicos entre 2 y 8 por mil, con afloramiento de la napa freática en extensas zonas cercanas al mar por falta de drenaje. Existen materiales muy permeables en el subsuelo de Chimbote, con permeabilidades del orden de  $K = 8 \times 10^{-4}$  mts/seg. La napa freática en Chimbote se encuentra entre los 0 y 20 metros.

Se puede afirmar que la ciudad de Chimbote se desplanta sobre un depósito potente de arena con niveles superficiales de agua, que es susceptible a sufrir licuación y densificación, produciendo asentamientos diferenciales a las edificaciones. En la mayor parte de la ciudad la arena tiene una compacidad media a densa, con valores de N de 10 a 30, suprayaciendo arena más densa hasta la roca basal; sin embargo, en otras zonas el valor de N es inferior a 10, con nivel freático superficial.

La zona norte está constituida por San Pedro, Pensacola, Casco Urbano, La Caleta y la Siderúrgica. En San Pedro existe arena suelta a medianamente densa, con nivel freático a 5.0 metros. En la Siderúrgica existen depósitos de arena fina a media con lentes de limo y gravilla, cu-

biertos por material orgánico de relleno, con nivel freático de 0.5 a 1.0 metros. Los valores de N son de 5 a 10 en la superficie, aumentando con la profundidad. El Casco Urbano está constituido por estratos de arena fina a media con lentes de caliche y grava, con nivel freático a 1.50 metros. En la superficie los valores de N son menores de 10 golpes/pie, aumentando con la profundidad hasta llegar a 50 a los 5.0 metros. La Caleta y el Puerto están formados por suelos limo-arenosos sueltos con materia orgánica de espesor 1.5 a 4.0 metros, suprayaciendo arenas medianamente compactas y gravas.

La zona central está comprendida entre la Urb. 21 de Abril y Pueblo Libre, hasta Villa María Baja, incluyendo Miraflores, Miramar Alto y Bajo, Florida Alta y Baja, La Libertad y Trapecio. En Miramar Bajo existe material orgánico en la superficie, por debajo arena fina a media hasta los 10 metros, luego arena limosa hasta los 20 metros y luego grava. El nivel freático oscila entre 0.70 y 1.40 metros. En Miraflores los valores de N son de 8 a 12 a los 2.0 metros, superando los 40 golpes/pie a los 4.0 metros. En Trapecio existen arenas finas y limosas con conchuelas, de 4 a 6 metros de espesor, suprayaciendo un estrato de arena densa con lentes de arcilla y gravilla. En 27 de Octubre existe arena fina con nivel freático a 1 metro. En Villa María Baja existe en la superficie un material fino de relleno, suprayaciendo arenas sueltas a semisuestras, con nivel freático superficial.

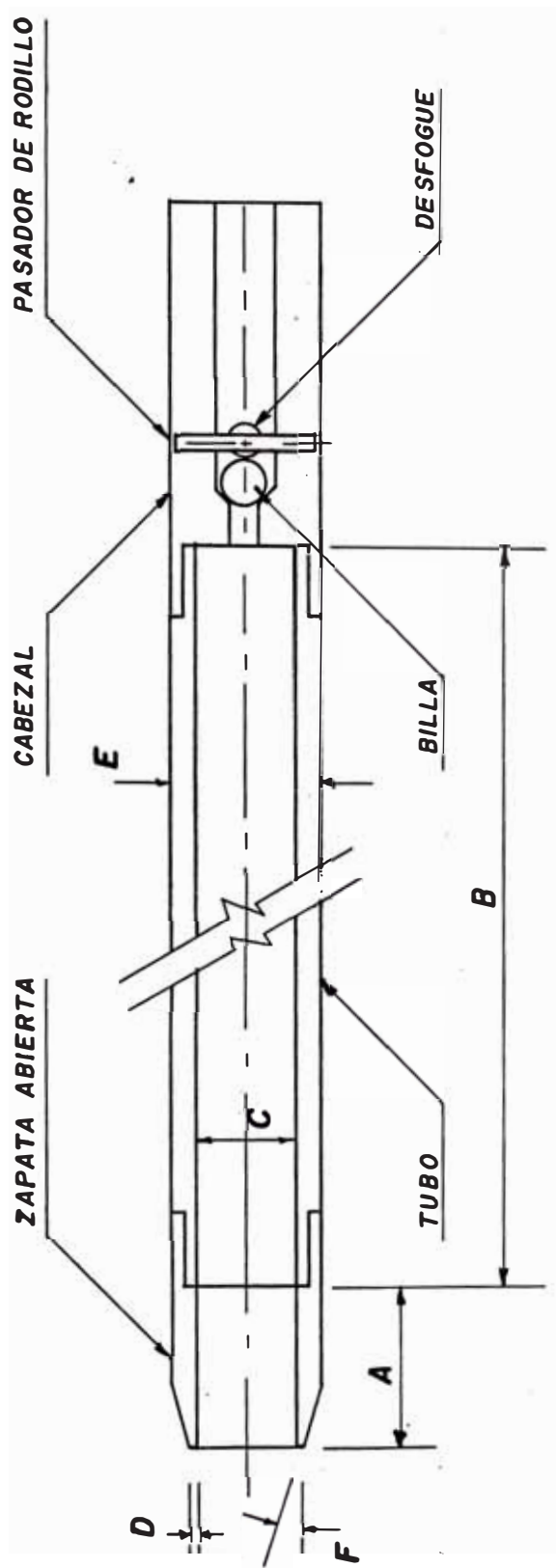
La zona sur incluye a Villa María Alta, Buenos Aires, Nuevo Chimbote, Casuarinas y Canalones. El nivel freático en esta zona se encuentra por debajo de los 16 metros. La mayor parte del subsuelo está constituido por arena fina a gruesa con presencia de grava. En Buenos Aires el estrato de arena fina a gruesa tiene 20 mts. de espesor, mientras que en Nuevo Chimbote tiene 4 metros, suprayaciendo arenas finas a medias con arcilla hasta los 16 metros. Los ensayos de penetración estándar indican valores de N mayores que 12 al metro de profundidad, creciendo rápidamente a mayores profundidades. (Ordoñez et al, 1984)

#### **4.8 ZONAS POTENCIALMENTE LICUABLES DE CHIMBOTE**

Analizando toda la información obtenida, esto es: geología, simología, microzonificación, sondajes de exploración de campo; y tomando en consideración los criterios establecidos para la identificación de depósitos potencialmente licuables, presentados en la sección 2.5 (capítulo II), basados en el tipo de suelo, estratigrafía del depósito y la densidad de las arenas, podemos establecer que las zonas de la ciudad propensas a sufrir el fenómeno de licuación se encuentran ubicadas básicamente en las zonas III y IV según la microzonificación sísmica de la ciudad y parcialmente la zona II cercana al área de pantanos en la parte sur de la ciudad. Estas zonas a su vez según la geología superficial, corresponden a las áreas de pantanos, depósitos aluviales del río Lacramarca, terrenos de bajo

nivel que dividen el aluvi3n y algunas l3neas de playa antiguas. La zona II mencionada corresponde al 3rea de arenas e3licas recientes que se encuentran en estado suelto y saturado como consecuencia del encauzamiento de la quebrada Lacramarca realizado en 1978, cuyo trazo actual ha originado la saturaci3n de estos dep3sitos.

As3mismo se puede establecer con bastante certeza que las zonas que est3s exentas de sufrir licuaci3n, por no existir condiciones para ello, son las zonas I y II (esta 3ltima del extremo nor-oeste de la ciudad) correspondientes a las 3reas donde se encuentra roca basal, cubierta por arenas e3licas en algunos casos. Aqu3 se encuentran tambi3n las 3reas de arenas e3licas antiguas y las que corresponden a la llanura de inundaci3n. En estas zonas, si bien podemos encontrar arenas finas y uniformes, y en algunos casos arenas limpias, se encuentran casi secas o con bajo contenido de humedad hasta aproximadamente m3s de 6 mts en la mayor3a de los casos, debido a que a estas profundidades se encuentra recién el nivel fre3tico. Adem3s, los dep3sitos se encuentran en un estado de compacidad medianamente compacto en la superficie, a compacto y muy compacto a mayores profundidades, pudi3ndose producir en el peor de los casos, densificaci3n de las capas superficiales durante un evento s3smico.



$A = 50 \text{ m}$

$B = 457 \pm 1 \text{ mm}$

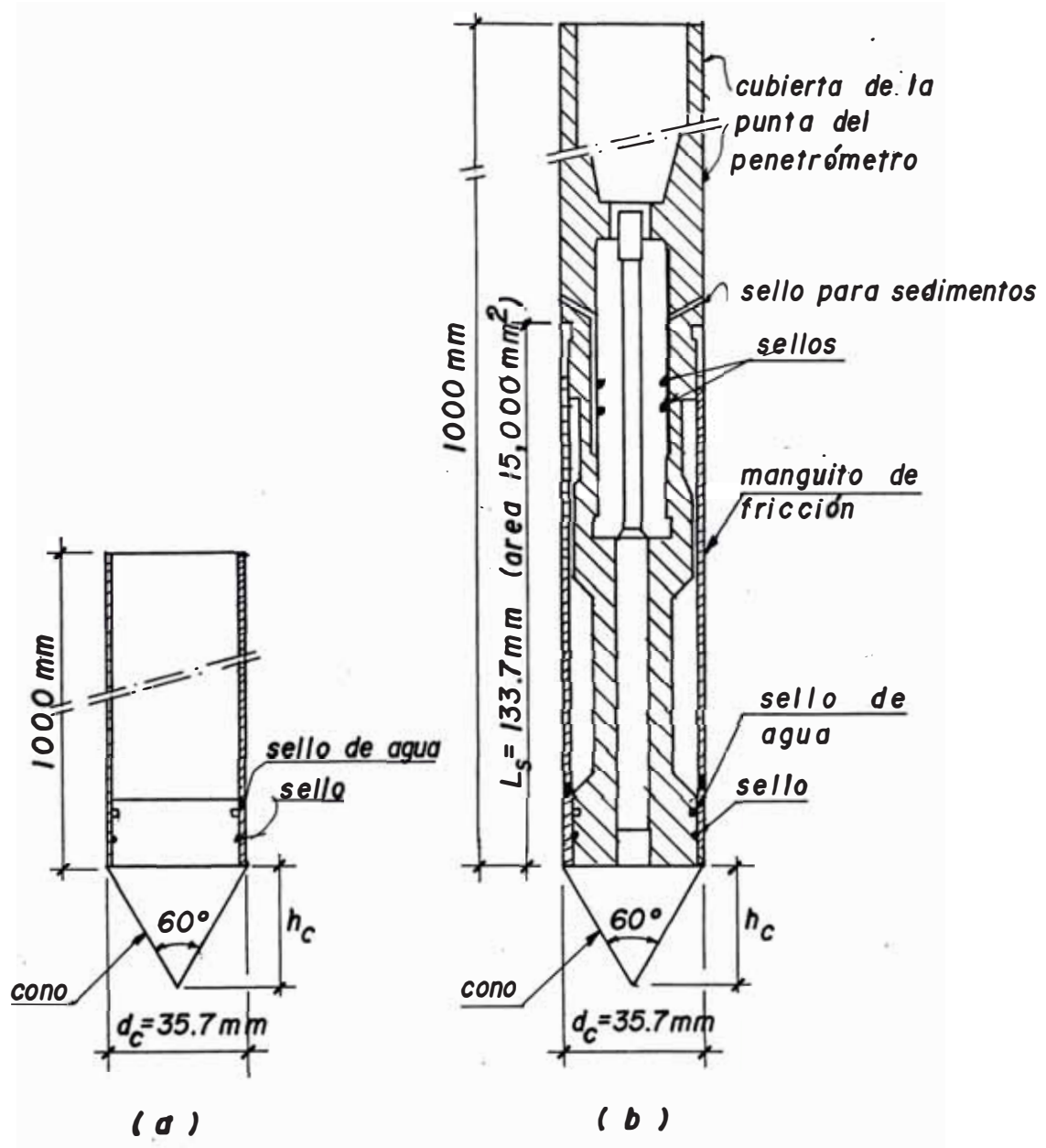
$C = 35 \pm 1 \text{ mm}$

$D = 1.6 \pm 0.25 \text{ mm}$

$E = 51 \pm 1 \text{ mm}$

$F = 16^\circ \text{ a } 23^\circ$

Fig. 4.1 MUESTRADOR DE CANA PARTIDA



**Fig. 4.2 PENETROMETRO DE REFERENCIA CON LA PUNTA CONICA  
 Y EL MANGUITO DE FRICCIÓN**

## CAPITULO V

### ENSAYOS TRIAXIALES CICLICOS

#### 5.1 INTRODUCCION

#### 5.2 ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

#### 5.3 RESISTENCIA CICLICA

#### 5.4 EQUIPO DE COMPRESION TRIAXIAL CICLICO

##### 5.4.1 PANEL DE PRESION DE CONFINAMIENTO Y SATURACION

##### 5.4.2 CELDA TRIAXIAL

##### 5.4.3 MARCO DE CARGA

##### 5.4.4 UNIDAD NEUMATICA DE CARGA DINAMICA SINUSOIDAL

##### 5.4.5 SISTEMA DE ADQUISICION DE DATOS

##### 5.4.6 COMPRESOR DE AIRE

#### 5.5 ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS

##### 5.5.1 PREPARACION DEL ESPECIMEN Y MONTAJE INICIAL

##### 5.5.2 PRESION DE CONFINAMIENTO Y SATURACION

##### 5.5.3 CONSOLIDACION

##### 5.5.4 APLICACION DE LA CARGA CICLICA

##### 5.5.5 FUENTES DE ERROR

#### 5.6 RESULTADOS OBTENIDOS



## CAPITULO V

### ENSAYOS TRIAXIALES CICLICOS

#### 5.1 INTRODUCCION

El ensayo triaxial bajo condición de carga cíclica, es uno de los ensayos dinámicos de mayor difusión y aplicación en los laboratorios de investigación en el mundo, debido a que permite evaluar de una manera relativamente sencilla y eficaz, las características de resistencia y deformación de muestras de suelo, simulando el comportamiento de campo, cuando los depósitos son sometidos a cargas perturbadoras, como por ejemplo los sacudimientos sísmicos.

En este capítulo se presenta el equipo de compresión triaxial cíclico instalado en el Laboratorio Geotécnico del CISMID, haciendo una breve descripción de sus componentes. Se describe también el ensayo de licuación de suelos, el mismo que fué llevado a cabo por primera vez en el Perú, sobre algunas muestras seleccionadas que se obtuvieron en los sondeos de exploración de campo realizados en

Chimbote. Finalmente se presentan los resultados de los ensayos cíclicos realizados.

## 5.2 ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

El ensayo triaxial fué desarrollado por Seed y Lee (1966) para estudiar los factores que controlan la licuación de arenas saturadas. Debido a su relativa simplicidad y a la gran disponibilidad del equipamiento necesario, es todavía el procedimiento de ensayo más comunmente usado. En este ensayo una muestra cilíndrica y saturada de arena es consolidada bajo un cierto esfuerzo efectivo. Se previene todo drenaje y luego la muestra es sometida a ciclos de cambio de esfuerzo axial como se ilustra en la Fig. 5.1. Cuando el esfuerzo vertical,  $\sigma_d$ , es aplicado en compresión, el esfuerzo de corte en el plano a  $45^\circ$  es igual a  $\sigma_d/2$  y el esfuerzo normal sobre este plano es también  $\sigma_d/2$ . Sin embargo debido a que el esfuerzo normal es inducido en condición no drenada, esta condición está influenciada por la presión de poros dentro del espécimen y no crea ningún cambio en el esfuerzo de confinamiento efectivo. Por lo tanto, el efecto del esfuerzo normal puede ser omitido. Cuando el esfuerzo vertical es reducido por  $\sigma_d$ , desde el esfuerzo de confinamiento inicialmente aplicado su efecto se traduce al crear un esfuerzo de corte superior como se ilustra en la Fig. 5.1(b). Por la misma razon anterior, el efecto del cambio del esfuerzo normal sobre el plano a  $45^\circ$  puede ser también omitido. Los esfuerzos de

corte inducidos de esta forma sobre el plano a 45° durante el ciclo de aplicación del esfuerzo vertical en compresión y extensión, pueden considerarse que representan las condiciones de esfuerzos que son creadas sobre un plano horizontal del elemento de suelo debajo del nivel del terreno durante un terremoto. Registros típicos del ensayo triaxial cíclico se muestran en el Anexo VI, que corresponden a los ensayos de licuación de suelos realizados en las muestras obtenidas en Chimbote.

Mediante este modelaje de la aplicación de un esfuerzo desviador cíclico para representar el comportamiento de campo de depósitos de suelos, se pueden realizar los siguientes ensayos en el equipo triaxial cíclico:

- Ensayo del Módulo de Corte y Factor de Amortiguamiento, para obtener los mencionados parámetros dinámicos.
- Ensayo de Licuación de Arenas, para obtener la resistencia a la carga cíclica de especímenes de arenas saturadas.

### 5.3 RESISTENCIA CICLICA

Se denomina resistencia cíclica en compresión triaxial isotrópica de una arena a la relación:

$$R = \left[ \frac{\tau_1}{\bar{\sigma}_0} \right]^n$$

donde :  $\tau_1$  = esfuerzo máximo de corte cíclico requerida para producir licuación de un suelo en n ciclos

$\bar{\sigma}_0$  = esfuerzo efectivo de confinamiento inicial

Por otra parte, la resistencia al corte estático de un suelo no cohesivo se puede expresar por la ecuación de Coulomb:

$$s = \bar{\sigma} \operatorname{tg} \bar{\phi}$$

donde :  $s$  = resistencia máxima de corte, generada por el suelo en el plano de falla

$\bar{\phi}$  = ángulo de fricción interna.

se puede plantear:

$$\frac{s}{\bar{\sigma}_0} = \frac{\tau}{\bar{\sigma}_0} = \operatorname{tg} \phi$$

Esta relación indica que la resistencia al corte proviene de la interacción y fricción mecánica entre las partículas.

Para el caso dinámico los estudios han demostrado que el esfuerzo de corte cíclico  $\pm \tau_1$  que causa licuación es aproximadamente directamente proporcional al esfuerzo efectivo de confinamiento inicial  $\bar{\sigma}_0$ . Por lo cual se justifica la relación entre estos dos parámetros para repre-

sentar la resistencia a la licuación en un número dado,  $n$ , de ciclos. Además esta expresión presenta la ventaja de ser adimensional, que la hace más genérica y guarda analogía con el caso estático.

#### 5.4 EQUIPO DE COMPRESION TRIAXIAL CICLICO

Los ensayos dinámicos llevados a cabo sobre las muestras obtenidas en la exploración de campo presentadas en el capítulo anterior, fueron realizadas en el equipo de compresión triaxial cíclico, instalado en Agosto de 1988, en el Laboratorio Geotécnico del CISMID, como parte de la cooperación técnica de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

Este equipo permite preparar especímenes, confinarlos, saturarlos, consolidarlos y aplicarles una carga cíclica que induce esfuerzos de corte cíclicos en planos de compresión triaxial, simulando el efecto de un movimiento sísmico y la inmediata respuesta dinámica del modelo ensayado. Básicamente se puede realizar dos tipos de ensayo: el ensayo de licuación de suelos, y el ensayo para la obtención del módulo de corte y factor de amortiguamiento.

Todo el sistema de carga es neumático, es decir, accionado por aire presurizado, accionado por un motor eléctrico. Este aire presurizado es a su vez controlado por válvulas reguladoras.

El sistema de medición y adquisición de datos es electrónico, pudiéndose monitorear todo el desarrollo de la prueba tanto en forma analógica como digital, ya sea en forma de graficos continuos o en la computadora.

El equipo se complementa con una microcomputadora en la cual se dispone de todo el software para el procesamiento de la información obtenida en el ensayo.

Eventualmente el equipo puede ser usado para llevar a cabo ensayos triaxiales convencionales. Además, se pueden realizar ensayos con consolidación anisotrópica, debido a la independencia entre el sistema de aplicación de la presión de confinamiento horizontal y vertical.

A continuación se describen brevemente sus componentes:

#### **5.4.1 PANEL DE PRESION DE CONFINAMIENTO Y SATURACION**

Esta unidad (Fig. 5.2) permite:

- a) Aplicar en forma independiente la presión de confinamiento horizontal y vertical.
- b) Hacer circular agua desaireada a través del espécimen.
- c) Aplicar una contrapresión de agua, ya sea por la parte inferior del espécimen para la saturación, o por

la parte superior e inferior simultáneamente, en la etapa de consolidación.

d) Medir la deformación volumétrica que experimenta el espécimen cuando es sometido a consolidación.

#### 5.4.2 CELDA TRIAXIAL

Es una cámara de presión que permita la entrada y salida de un pistón por su parte superior, el que acciona axialmente sobre el espécimen. Consta de un plato base y un plato superior de material inoxidable, separados por un cilindro de plástico transparente. El plato base lleva empernado un cabezal inferior, sobre el cual se monta la probeta. El plato superior posee un transductor magnético de alta sensibilidad para la medición de pequeñas deformaciones ubicado en el cabezal superior. Ambos cabezales tienen conexión de drenaje. La línea de drenaje inferior está conectada a un transductor de presión de poros ubicado fuera de la celda.

La carga axial aplicada al espécimen puede ser medida mediante una celda de carga, dispuesta en serie con el pistón de carga dentro de la celda triaxial. En la parte inferior fuera de la celda se encuentra el bloque de válvulas las cuales regulan : la entrada de agua a la celda triaxial; la contrapresión; el drenaje; y la medición de la presión de poros (ver Fig. 5.3).

### 5.4.3 MARCO DE CARGA

Es una prensa neumática mediante la cual se puede aplicar al espécimen cargas estáticas o cíclicas dependiendo de la naturaleza del ensayo (Fig. 5.4). Consta de un actuador de aire el cual es un pistón de doble acción que tiene un ingreso de presión estática por la parte inferior y otro de presión dinámica por la parte superior. El movimiento producido es debido a la diferencia de áreas entre dos válvulas de Bellofram y a la variación de la presión de aire en el compartimiento superior, el cual es regulado por la unidad de carga neumática. Esta variación de la presión dinámica genera el movimiento sinusoidal al realizar el ensayo.

### 5.4.4 UNIDAD NEUMATICA DE CARGA DINAMICA SINUSOIDAL

Este sistema (Fig. 5.5), controla las características y magnitud de la carga axial estática y dinámica que son inducidas al espécimen cuando se realiza el ensayo cíclico. Sus componentes son :

- a) Generador de Funciones.- en esta unidad se programan las características de la carga cíclica, es decir: la frecuencia y la amplitud de la señal que actuará sobre el espécimen.
- b) Contador de Ciclos.- nos indica el número de ciclos de carga que están siendo aplicados al espécimen durante la realización del ensayo. Permite además



fijar con anterioridad un número de ciclos de carga que se desea aplicar.

c) Reguladores de Presión y Manómetros.- los cuales regulan y registran la presión en esta unidad y sus componentes.

#### 5.4.5 SISTEMA DE ADQUISICION DE DATOS

Como se indicó anteriormente, todo el sistema, tanto de medición como de registro de datos es electrónico, no habiendo necesidad de tomar adicionalmente ningún dato en forma manual, durante el desarrollo del ensayo.

Todas las necesidades de medición se realizan a través de sensores de precisión, los cuales están conectados a transductores eléctricos que al ser activados, emiten una señal analógica en forma de impulsos eléctricos en pequeños rangos de voltaje, que son enviados hacia un aparato receptor para su posterior procesamiento.

El sistema de adquisición de datos, lo conforman los siguientes equipos:

a) Convertidor Analógico Digital.- aparato de medición de deformación dinámica digital modelo DRA-10A, diseñado para la medición de deformación en paralelo y controlada por una computadora externa.

b) Oscilógrafo Visigraph 5L40.- es un registrador analógico de canal múltiple que imprime el registro en un papel fotosensible por medio de haces luminosos.

c) Microcomputadora NEC PC-9801.- de 640 Kb de memoria, controla todo el proceso de adquisición de datos, almacenando en diskettes la información procedente del convertidor en forma de señales digitales.

#### **5.4.6 COMPRESOR DE AIRE**

Suministra y mantiene el aire presurizado que utiliza el equipo. Tiene un dispositivo automático por el cual se activa cuando el valor de la presión desciende por debajo de un cierto valor, asegurando así una presión constante durante todo el desarrollo del ensayo.

#### **5.5 ENSAYO DE LICUACION DE SUELOS**

Un elemento de suelo saturado sometido a esfuerzos de corte reversibles cíclicos, genera el incremento en las presiones en el agua presente en los poros y la consiguiente disminución de los esfuerzos efectivos.

En el laboratorio es posible determinar el exceso de la presión de poros,  $u_r$ , que se genera luego de un número  $n$  de ciclos de carga y especialmente el número de ciclos que

$N_c$  que hará que  $u_r$  alcance el valor del esfuerzo efectivo de confinamiento, produciéndose la licuación del suelo.

#### 5.5.1 PREPARACION DEL ESPECIMEN Y MONTAJE INICIAL

La Fig. 5.6 muestra el molde partido y los accesorios utilizados para la preparación de las muestras. Este molde se adosa al cabezal inferior, cuidando que la membrana no sufra desviaciones ni cortes. Luego de ubicado se asegura su posición definitiva con dos abrazaderas que impiden el movimiento relativo de las partes del molde y la aparición de aristas libres que pueden romper la membrana.

Puesto el molde, la parte saliente de la membrana se dobla sobre él, dejando el interior liso, sin arrugas o dobleces y adherido al molde, lo que se consigue haciendo vacío a través de la manguera que lleva el molde.

Los diferentes métodos para la preparación o reconstitución de los especímenes en el laboratorio, así como el método de la sobrecompactación utilizado en este estudio se detallan en el Anexo IV. Asimismo se presenta en el Anexo V el método de congelamiento para la obtención de especímenes no disturbados.

Una vez preparado el espécimen, se pone el cabezal superior, se sube la membrana y se colocan los anillos

de goma (o'ring). Se aplica un pequeño vacío por la parte superior de  $-0.1$  a  $-0.2$  Kg/cm<sup>2</sup> y se retira el molde partido. Con el vacío en el interior de la probeta se toman las medidas de esta con una precisión de  $\pm 0.001$  cm. Se miden los diámetros superior medio e inferior ( se decontará el espesor de la membrana) y tres alturas con puntos equidistantes. Como medidas del espécimen se toman los valores promedios. Finalmente se cierra la celda triaxial.

#### 5.5.2 PRESION DE CONFINAMIENTO Y SATURACION

Para aplicar esta presión se introduce agua en la celda triaxial, dejando un colchón de aire en la parte superior para minimizar los cambios de presión de celda que induce la entrada y salida del pistón de carga. Se disminuye el vacío a cero y simultáneamente se lleva la presión de celda al valor numérico del vacío antes aplicado. A continuación por la línea de drenaje inferior se aplica una pequeña presión de agua con el objeto de ir saturando la muestra por percolación. Mientras menor sea esta presión, mayor será la cantidad de aire desplazado de los vacíos del suelo.

Teniendo conectado el sistema de contra-presión y manteniendo cerrada la línea de drenaje superior y abierta la inferior, se aumenta paralelamente el valor de la contra-presión y la presión de celda, manteniendo una diferencia de  $0.1$  a  $0.2$  Kg/cm<sup>2</sup> entre estas dos

presiones, hasta llegar a un valor de 0.2 Kg/cm<sup>2</sup> de contra-presión y 0.3 o 0.4 Kg/cm<sup>2</sup> de presión de celda.

Dejando que el sistema se estabilice, se procede a medir el grado de saturación del espécimen, por medio del coeficiente B de Skempton para lo cual se cierra la línea de drenaje inferior, se aumenta paralelamente la contra-presión y la presión de celda en 0.2 Kg/cm<sup>2</sup>, como la línea de drenaje está cerrada, el aumento de la contra-presión no afectará al espécimen, solo producirá el aumento de la presión de celda, el cual producirá a su vez un incremento de la presión de poros al interior del espécimen. Se mide esta presión ( $\Delta u$ ), luego:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c}$$

donde  $\Delta u$  = aumento de la presión de poros

$\Delta \sigma_c$  = aumento de la presión de celda.

Se considera el espécimen aceptablemente saturado cuando  $B \geq 0.95$ . Si  $B \leq 0.95$ , significa que aún existen burbujas de aire atrapadas, para lo cual, se abre la línea de drenaje superior permitiéndolo la circulación del agua a través del espécimen, la cual a su vez irá desalojando el aire existente. Después de un cierto tiempo se vuelve al paso de aumentar paralelamente ambas presiones cerrando ambas líneas de drenaje. Se repite este procedimiento hasta que el espécimen se encuentre saturado ( $B \geq 0.95$ ).

### 5.5.3 CONSOLIDACION

Después de saturar la probeta se aumenta la presión de cámara a los valores pertinentes de modo de consolidar a un valor de esfuerzo efectivo deseado, manteniendo cerradas las líneas de drenaje. Realizando la conexión del sistema a través de la pipeta volumétrica, se deja disipar el aumento de la presión de poros producido por la diferencia de las presiones anteriores, abriendo las líneas de drenaje superior e inferior, hasta alcanzar el valor de la contra-presión aplicada. Luego de la consolidación se mide la deformación volumétrica ( $\Delta V$ ), que el espécimen ha experimentado por efectos de ésta, en la pipeta volumétrica y se calcula la deformación axial (Fig. 5.6).

El área final del espécimen se calcula:

$$A_f = \frac{V_i - \Delta V}{h_i \Delta h}$$

### 5.5.4 APLICACION DE LA CARGA CICLICA

Se elige la resistencia cíclica del ensayo ( R ) y se calcula el valor máximo de la onda de carga como sigue:

como  $R = \frac{\sigma_d}{2\bar{\sigma}_o}$

$\sigma_d$  = esfuerzo desviador

$\bar{\sigma}_o$  = esfuerzo efectivo de confinamiento inicial

Y 
$$\sigma_d = \frac{F_C}{A_f}$$
  $F_C = \text{valor máximo de la onda de carga}$

$$F_C = \bar{\sigma}_0 \times R \times 2 \times A_f$$

Se cierran las válvulas de drenaje y se aplica la carga cíclica de amplitud y frecuencia deseada. Se registra en el convertidor analógico / digital las señales emitidas por los siguientes transductores de medición:

- Fuerza axial externa
- Fuerza axial interna
- Presión de Poros
- Deformación axial

Adicionalmente se imprime en papel fotosensible del oscilógrafo las señales analógicas continuas de estos cuatro canales de medición vs el tiempo (Fig. 5.8).

Se mide el exceso de la presión de poros  $U_r$  al término de cada ciclo de carga y se grafica este valor normalizado por el esfuerzo efectivo de confinamiento vs el número de ciclos (Fig 5.9), en escala semilogarítmica.

También se mide la deformación axial unitaria, en porcentaje, en el pico de compresión y extensión, graficándolas simultáneamente vs el número de ciclos, en escala semilogarítmica (Fig 5.10).

Finalmente, se mide el número de ciclos para producir una deformación del 5% y 10% en doble amplitud,  $N_5$  y  $N_{10}$ , respectivamente y el número de ciclos en el momento de producirse licuación,  $N_c$ , esto ocurre en el instante en que  $U_r = 1$ .

Se realizan un numero mínimo de 3 ensayos con diferentes valores de resistencia cíclica (  $R$  ) y los resultados se presentan en un gráfico de resistencia cíclica (  $R$  ) vs logaritmo del número de ciclos como el presentado en la Fig. 5.11.

#### 5.5.5 FUENTES DE ERROR

Los errores se pueden producir debido a :

a) Preparación de la muestra

- Compactación no uniforme.
- Imprecisión en las medidas de altura y diámetro.
- Inadecuada manipulación de la muestra, que induzca estados tensionales.
- Saturación incompleta.
- Consolidación incompleta.



b)Solicitud dinámica

- Cargas muy altas que originen tracciones que corten la probeta.
- Ciclos de carga no simétrico.
- Frecuencia de la carga no constante.
- Pico de la carga variable.

## 5.6 RESULTADOS OBTENIDOS

En 1974 Peck et.al. hicieron la siguiente observación:

".... muy pocos depósitos naturales son casi aproximadamente uniformes, y muchos son bastante erráticos... Los ensayos de suelos llevados a cabo sobre unas cuantas muestras del depósito errático no proporcionan una base satisfactoria para el diseño debido a que el ingeniero está interesado en el comportamiento del depósito como un todo en vez de unos pocos especímenes tomados de él."

Este es un concepto muy importante desde el punto de vista práctico. Por otro lado, el problema de la disturbancia de la muestra y su potencial efecto en la resistencia a la carga cíclica, es muy importante. Existe una buena razón para pensar que el problema es mínimo en ensayos llevados a cabo para determinar los esfuerzos cíclicos requeridos para causar licuación en arenas medio densas, pero tiene un gran efecto en la resistencia a la carga cíclica de arenas muy sueltas y muy densas (Marcuson y Franklin, 1979).

Los ensayos triaxiales cíclicos de licuación de suelos fueron llevados a cabo siguiendo el procedimiento descrito anteriormente. La preparación de los especímenes en el laboratorio fue realizada mediante el método de la sobre compactación, asumiendo un porcentaje de sobre compactación del 10% para la primera capa, en el proceso de preparación del espécimen. El método de sobre compactación se presenta en el Anexo IV. Los especímenes fueron reconstituídos de tal manera de lograr una densidad relativa de 50%. Todos los ensayos fueron ejecutados con un esfuerzo de confinamiento efectivo de  $1 \text{ Kg/cm}^2$  y con un mínimo de 3 especímenes cada uno. Los resultados de los ensayos triaxiales cíclicos se muestran en el Anexo VI.

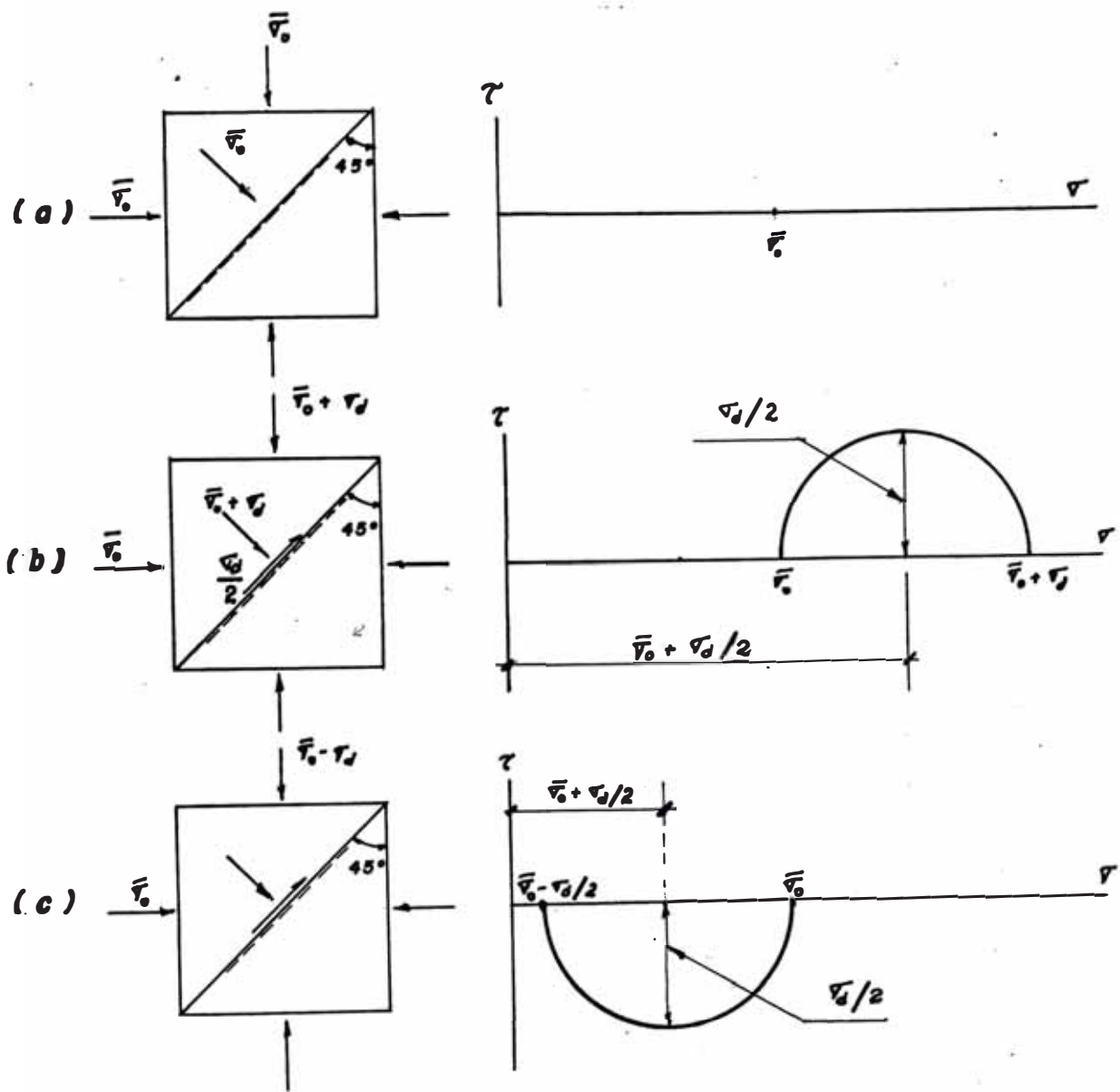


Fig. 5.1 CONDICIONES DE ESFUERZOS DE UN ESPECIMEN EN UN ENSAYO TRIAXIAL CICLICO

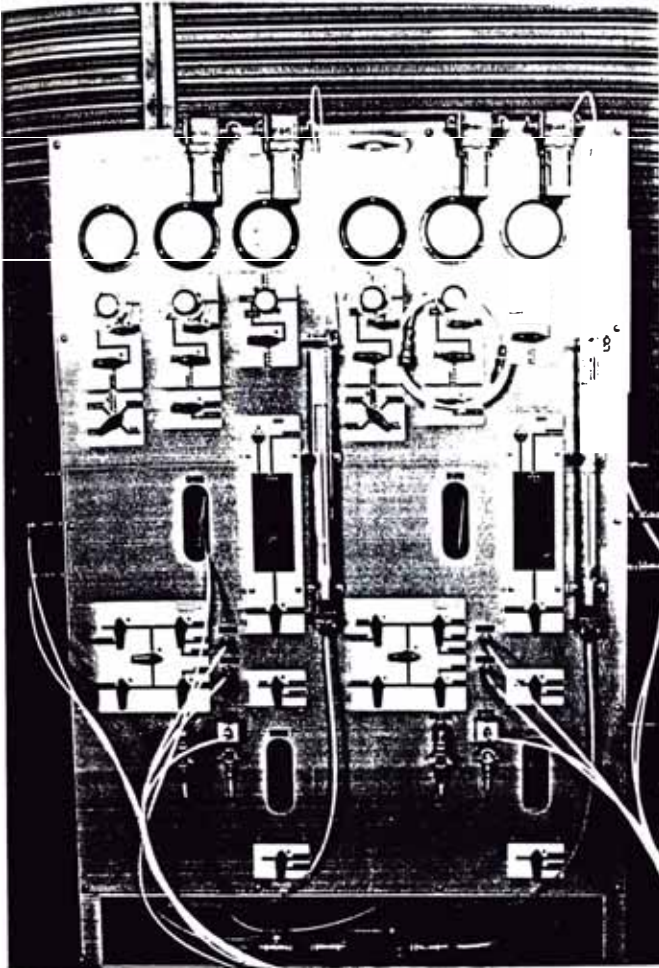


Fig 5.2. Panel de Presión de Confinamiento y Saturación.

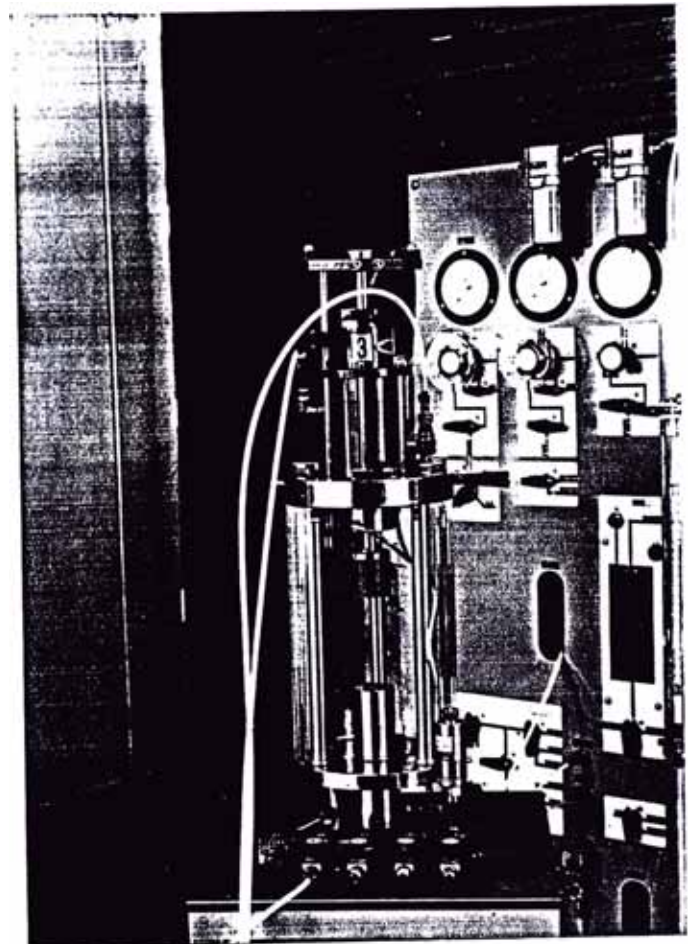


Fig. 5.3. Celda Triaxial.

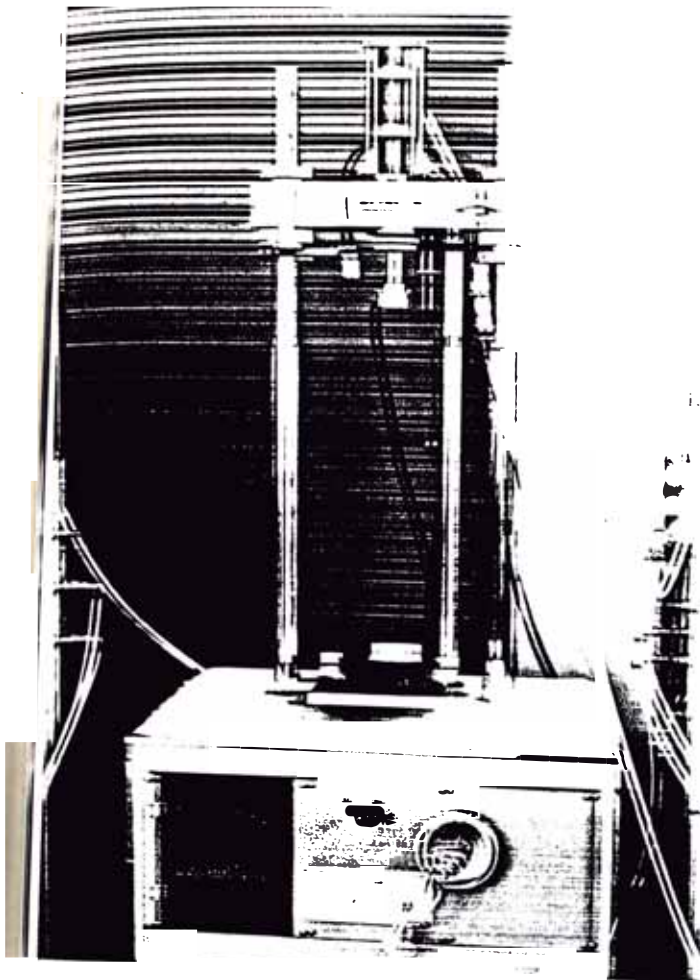


Fig. 5.4. Marco de Carga.

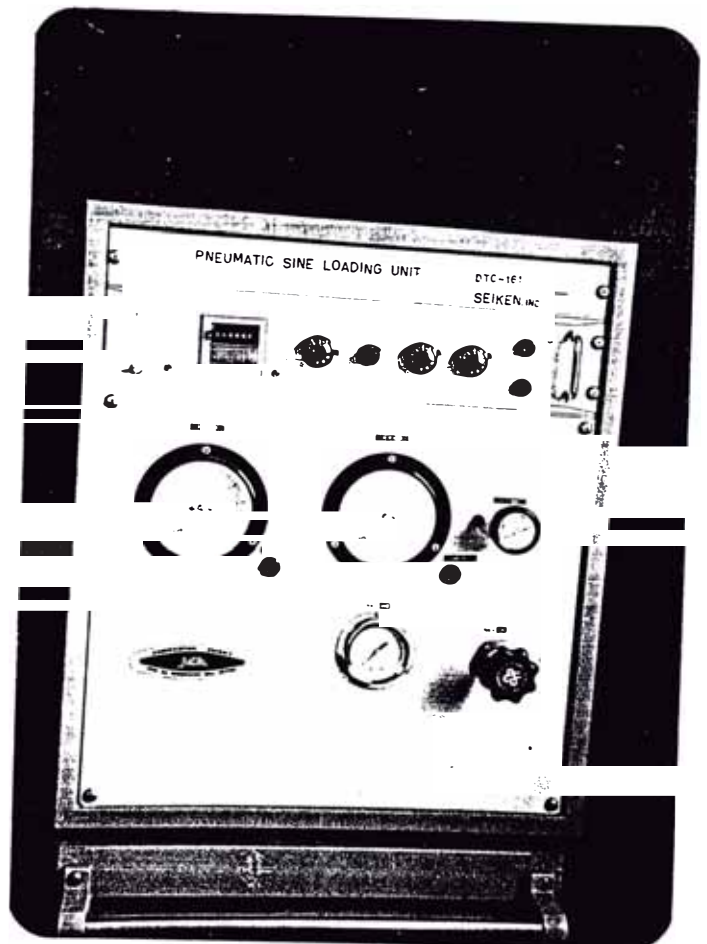


Fig. 5.5. Unidad Neumática de Carga Dinámica Sinusoidal.

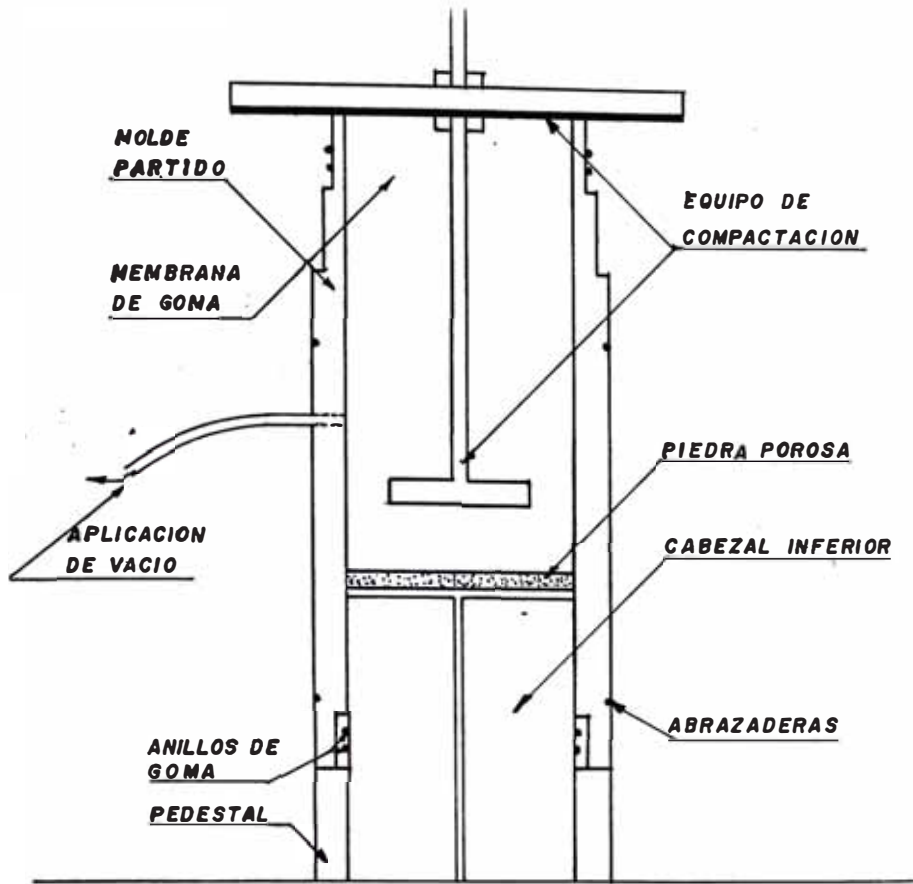


Fig. 5.6 MOLDE PARTIDO Y ACCESORIOS PARA LA PREPARACION DE LAS MUESTRAS

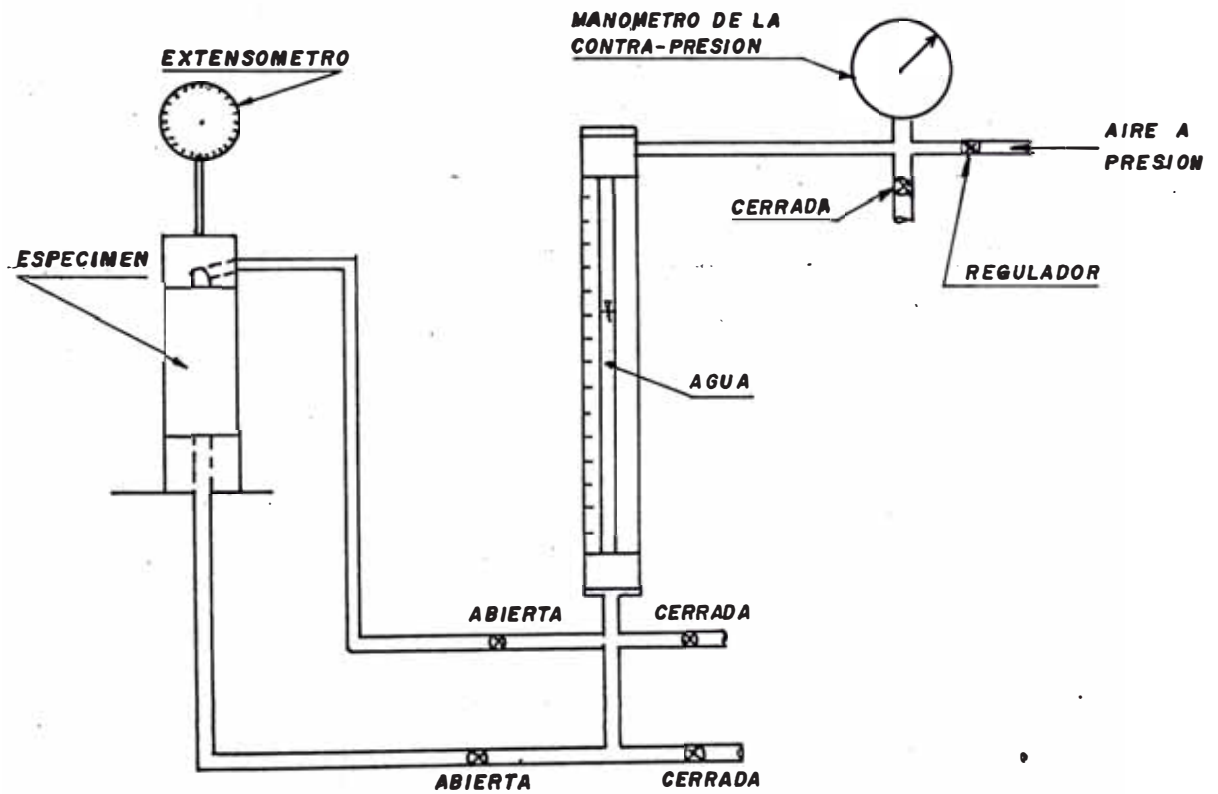


Fig. 5.7 ETAPA DE CONSOLIDACION

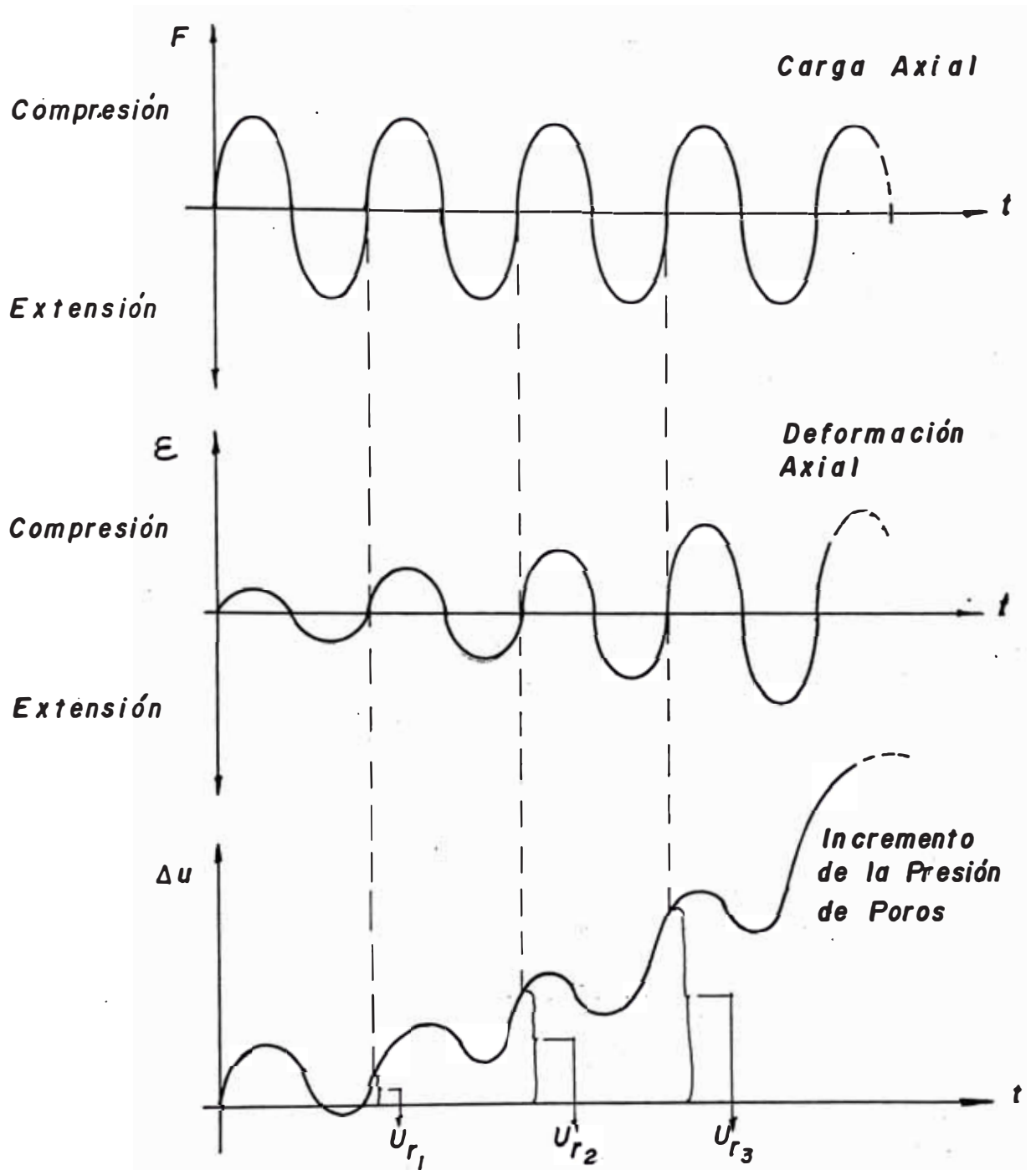


Fig. 5.8 REGISTRO DE ESFUERZOS Y DEFORMACION vs TIEMPO

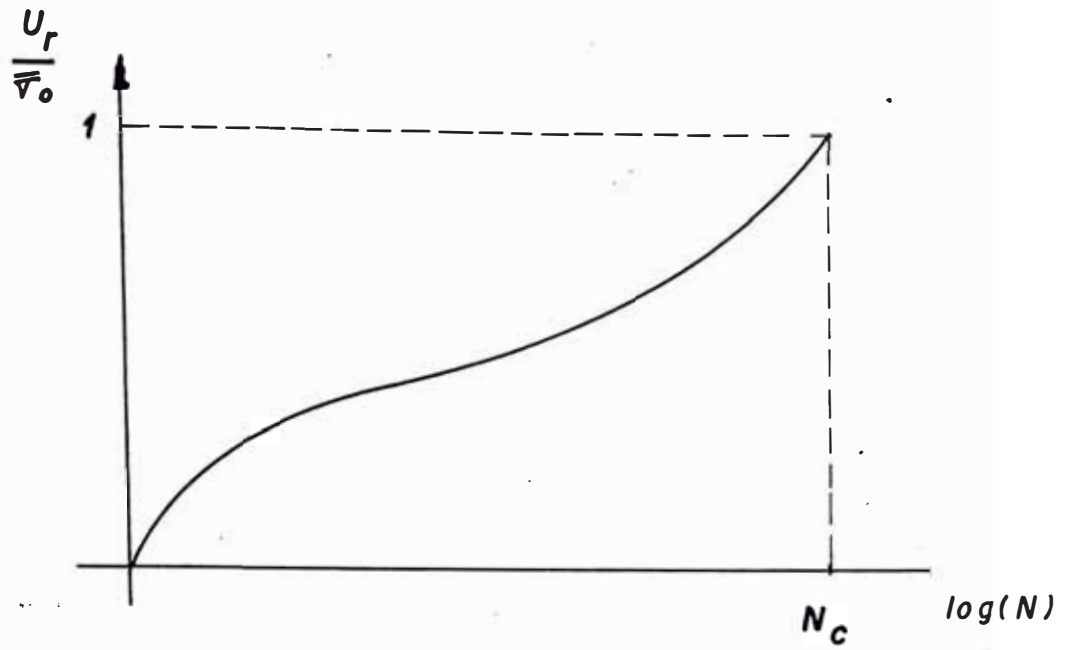


Fig. 5.9 RELACION DE PRESION DE POROS vs LOG (Número de Ciclos)

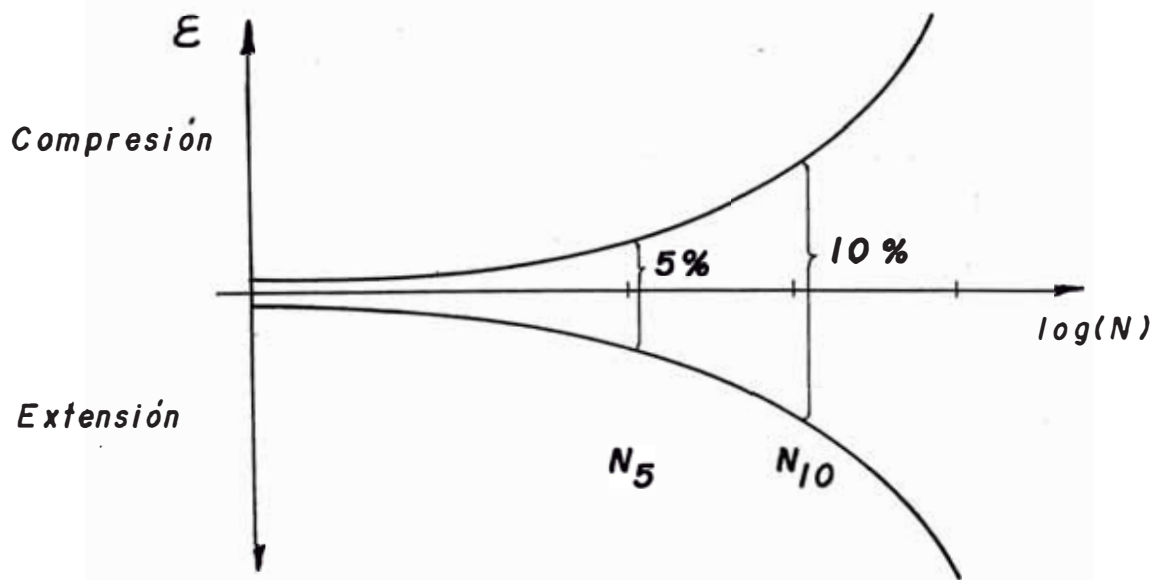


Fig. 5.10 DEFORMACION AXIAL vs LOG (Número Ciclos)



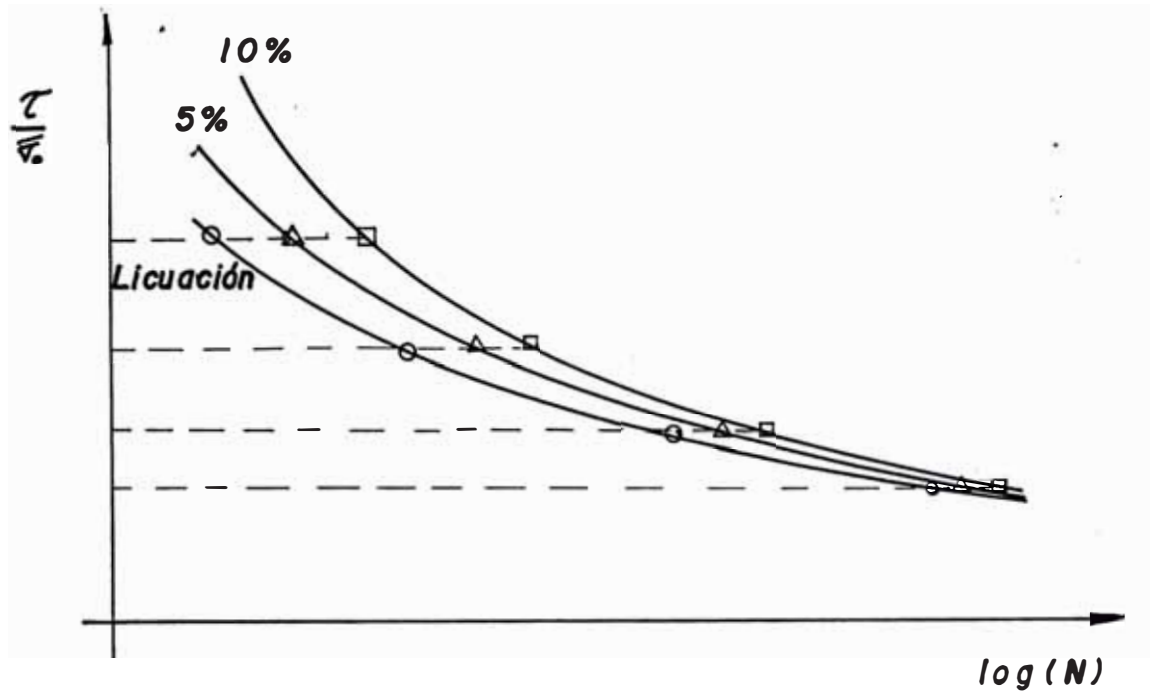


Fig. 5.11 RELACION DE ESFUERZOS CICLICOS vs LOG(Número de Ciclos)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
Facultad de Ingeniería Civil

CENTRO PERUANO JAPONES DE INVESTIGACIONES  
SISMICAS Y MITIGACION DE DESASTRES  
LABORATORIO GEOTECNICO



SOLICITADO : CONCYTEC - JICA  
PROYECTO : LICUACION DE SUELOS - ENSAYOS TRIAXIALES CICLICOS  
LUGAR : CHIMBOTE  
FECHA : OCTUBRE 90  
SONDAJE : P-7 : S-8 : S-9 : S-11

### ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO

CLASIFICACION ASTM D2487

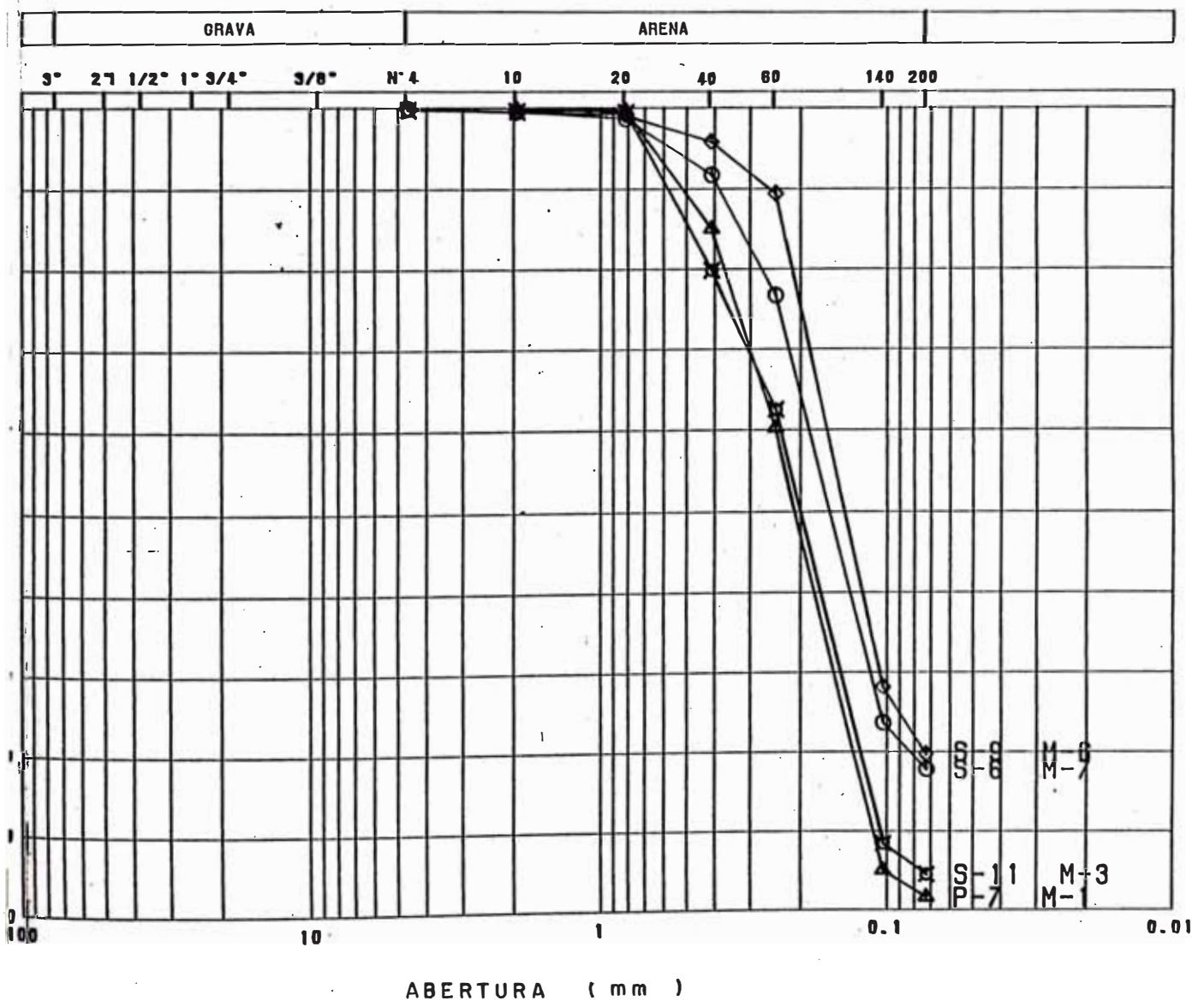


Fig. 5.12 CURVAS GRANULOMETRICAS DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS

## CAPITULO VI

### EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

#### 6.1 INTRODUCCION

#### 6.2 MAGNITUD Y ACELERACIONES SISMICAS REPRESENTATIVAS

##### 6.2.1 CONSIDERACIONES DE RIESGO SISMICO EN EL PERU

##### 6.2.2 ELECCION DE LA MAGNITUD Y ACELERACION

##### REPRESENTATIVA

#### 6.3 APLICACION DE LAS METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS

##### 6.3.1 EVALUACION DE LOS SONDAJES SPT

##### 6.3.2 EVALUACION DE LOS SONDAJES CPT

#### 6.4 ANALISIS DE LICUACION

##### 6.4.1 PROCESAMIENTO

##### 6.4.2 DISCUSION DE LOS METODOS APLICADOS

##### 6.4.3 RESULTADOS

#### 6.5 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS Y MAPEO DEL POTENCIAL

##### DE LICUACION

## CAPITULO VI

### EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION

#### 6.1 INTRODUCCION

El potencial de licuación de arenas saturadas está sujeto a diversos factores y su evaluación puede realizarse de diversas formas, todo lo cual ha sido presentado en los capítulos precedentes. Elegir el método ó métodos mas adecuados para evaluar este potencial requiere conocer las ventajas y desventajas de su aplicación, además de una revisión completa de la información disponible, la cual debe cubrir los requerimientos del método elegido. En ese sentido, la evaluación del potencial de licuación de suelos de Chimbote ha sido realizada utilizando los datos del ensayo de penetración estándar debido fundamentalmente a dos razones: 1) la gran cantidad de datos de campo que existen hasta la actualidad que han servido para correlacionar los resultados del SPT con la resistencia del suelo a la licuación y 2) la gran cantidad de sondajes SPT disponibles en Chimbote.

En este capítulo se presentan los métodos utilizados para la evaluación de los sondajes SPT recopilados y los sondajes SPT y CPT realizados en este estudio. En forma previa se hace un resumen de las consideraciones de riesgo sísmico en el Perú para la elección de la magnitud y aceleraciones sísmicas representativas que han sido utilizadas en esta investigación. Se presenta luego el análisis de licuación propiamente dicho, explicando el procesamiento de la información, la discusión de los métodos aplicados y los resultados obtenidos. Finalmente se realiza la interpretación de los resultados y se presenta el mapa del potencial de licuación de suelos de la ciudad de Chimbote.

## **6.2 MAGNITUD Y ACELERACIONES SISMICAS REPRESENTATIVAS**

La determinación de los parámetros de diseño sísmo-resistente exige conocer no solo los aspectos generales desarrollados en otras partes del mundo, sino también conocer las particularidades de los sismos registrados en el país; más aún si estas particularidades son inusuales en comparación con otras partes del mundo.

La región peruana es un segmento del cinturón Circumpacífico, donde además de la alta sismicidad existente en la costa peruana, se aprecia una gran actividad sísmica en la denominada zona subandina, localizada en la selva alta.

Por otro lado, la gran parte de los eventos sísmicos ocurridos en el país son producto, como ya se indicó en el capítulo I, de la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca, en forma de subducción de esta última, determinando diferentes características sísmicas entre el litoral y el interior del país.

Los acelerogramas registrados en Lima (IGP, UNI), han mostrado características inusuales, en comparación con eventos sísmicos ocurridos en otras partes del mundo. En primer lugar un alto contenido de frecuencias y en segundo lugar una baja atenuación de las aceleraciones con la distancia (Cloud y Perez, 1971; Alva y Chang, 1978), apreciándose en los sismos peruanos un menor daño para las aceleraciones máximas medidas, comparadas con las relaciones propuestas en otros países. Es decir, los sismos peruanos asociados a altas frecuencias, no producen tanto daño como podría producir un sismo en otra parte del mundo, con el mismo valor de aceleración máxima.

#### **6.2.1 CONSIDERACIONES DE RIESGO SISMICO EN EL PERU**

La evaluación del riesgo sísmico se realiza con la finalidad de predecir probabilísticamente las posibles aceleraciones, velocidades y desplazamientos que pueden ocurrir en un lugar determinado, considerándo los datos de sismos pasados y las características tectónicas asociadas a la actividad sísmica.

En el Perú la metodología para el cálculo del riesgo sísmico desarrollada por Cornell (1968) y McGuire (1976), fué implementada por Casaverde y Vargas (1980) quienes propusieron leyes de atenuación de aceleraciones consistentes con otras, para zonas de subducción desarrolladas por diversos autores como Saragoni et.al. (1981), Patwardham et.al. (1978), las cuales se presentan a continuación.

$a = 50 e^{0.82M_s} (R + 25)^{-1}$	Casaverde, 1979
$a = 68.7 e^{0.80M_s} (R + 25)^{-1}$	Casaverde y Vargas, 1980
* $a = 0.79 e^{0.67M_s} (R + 60)^{-0.04}$	Saragoni et.al. 1981
** $a = 3550 e^{0.69M_s} (R + 60)^{-1.63}$	Saragoni et.al. 1981
$a = 363 e^{0.82M_s} (R + C)^{-1.05}$	Patwardham et.al. 1978

(\*) sismos peruanos, excepto Lima 1966, 1970, 1971

(\*\*) sismos chilenos, argentinos y peruanos, excepto  
Lima 1966, 1970, 1971

donde  $a$  = aceleración en cm/seg<sup>2</sup>  
 $M_s$  = magnitud expresada en ondas de  
superficie  
 $R$  = distancia hipocentral en Kms

Por otro lado Alva Hurtado (1989), realizando el estudio del riesgo sísmico del proyecto Chavimochic,

analizó, entre otros aspectos, los diferentes sismos ocurridos en toda la región norte en función de su magnitud y su profundidad focal. Este estudio nos muestra una gran concentración de sismos de diferente magnitud (de 4 a 7 escala de Richter) y profundidad (de 0 a más de 700 Km), frente a las costas de la ciudad de Chimbote y otros poblados del departamento de Ancash.

No es el objeto del presente estudio evaluar el riesgo sísmico de la ciudad en estudio, pero sí es necesario tener en cuenta ciertas consideraciones de riesgo sísmico para elegir adecuadamente las magnitudes y distancias hipocentrales para el cálculo aproximado de la aceleración sísmica representativa.

#### **6.2.2 ELECCION DE LA MAGNITUD Y ACELERACION REPRESENTATIVA**

En base a lo presentado anteriormente se eligió los siguientes parámetros para evaluar la atenuación de las aceleraciones en la roca basal, cuando se produce un movimiento sísmico de magnitud y distancia hipocentral conocida:

- 4 niveles de Magnitud :

Ms = 6.0, 6.75, 7.5, 8.5

- 4 valores de distancia hipocentral

R = 25, 50, 80, 100 Km



Se presenta a continuación la Tabla 6.1 donde se resume el cálculo de aceleraciones para las leyes de atenuación presentadas anteriormente

Tabla 6.1 : Cálculo de Aceleraciones

R	Ms	( 1 )	( 2 )	( 3 )	( 4 )
25	8.5	1.26g	0.20g	0.91g	0.64g
	7.5	0.57	0.10	0.46	0.47
	6.75	0.31	0.06	0.27	0.36
	6.0	0.17	0.04	0.16	0.27
50	8.5	0.84	0.20	0.60	0.46
	7.5	0.38	0.10	0.30	0.31
	6.75	0.21	0.06	0.18	0.23
	6.0	0.11	0.04	0.11	0.16
80	8.5	0.60	0.20	0.41	0.34
	7.5	0.27	0.10	0.20	0.22
	6.75	0.15	0.06	0.12	0.16
	6.0	0.08	0.04	0.07	0.11
100	8.5	0.50	0.20	0.33	0.29
	7.5	0.23	0.10	0.16	0.19
	6.75	0.12	0.06	0.10	0.13
	6.0	0.07	0.04	0.06	0.09

valores de aceleración % g

g = aceleración de la gravedad

- ( 1 ) Casaverde y Vargas
- ( 2 ) Saragoni et. al. (\*)
- ( 3 ) Saragoni et. al. (\*\*)
- ( 4 ) Patwardham et.al.

Basados en el cálculo anterior y teniendo en consideración las características del sismo del 31 de Mayo de 1970, el cual produjo la ocurrencia de licuación en extensas zonas de Chimbote, en el presente estudio se ha elegido, para la evaluación del potencial de licuación, los siguientes niveles de magnitud y aceleración:

- 1° —> Ms = 7.5      a = 0.15 g
- 2° —> Ms = 7.5      a = 0.30 g

Ms = magnitud expresada en ondas de superficie

a = aceleración máxima en la superficie del terreno en gals

g = aceleración de la gravedad en gals

### 6.3 APLICACION DE LAS METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS

La evaluación del potencial de licuación de suelos de Chimbote se ha realizado mediante la aplicación de las metodologías simplificadas basadas en el comportamiento del

suelo en terremotos pasados desarrollados en Estados Unidos y Japón, las cuales han sido detalladas en el capítulo III. Se han utilizado basicamente los métodos basados en los resultados del ensayo de penetración estándar.

#### **6.3.1 EVALUACION DE LOS SONDAJES SPT**

La evaluación del potencial de licuación se ha basado principalmente en los datos de campo obtenidos de los sondeos SPT, debido en primer lugar a la gran cantidad de datos de correlaciones existentes entre la resistencia a la penetración medida por el valor N del SPT y la resistencia a la licuación de un suelo y, en segundo lugar, al gran número de sondeos SPT obtenidos en el trabajo de recopilación, así como los sondeos SPT realizados en este estudio.

Los métodos simplificados aplicados han sido los desarrollados por:

- Seed e Idriss
- Tokimatsu y Yoshimi
- Iwasaki y Tatsuoka

#### **6.3.2 EVALUACION DE LOS SONDAJES CPT**

Debido a las razones expuestas previamente, y a que los métodos basados en los resultados del cono holandés han sido desarrollados tomando como base el

ensayo de penetración estándar, es que los datos de resistencia por punta,  $q_c$ , fueron convertidos a valores N del SPT según la correlación propuesta por Robertson y Campanella (1983, 1984), en base al diámetro promedio de las partículas  $D_{50}$ , que se muestra en el gráfico de la Fig. 6.1, que aproximadamente obedece a la siguiente relación:

$$\frac{q_c}{N} = k$$

N --> golpes/pie  
 $q_c$  --> bar

$$K = 7.62 ( D_{50} )^{0.275} \quad D_{50} \text{ --> mm}$$

Los sondajes en función de los valores N así obtenidos fueron sometidos al análisis de licuación según los métodos simplificados en base al SPT.

## 6.4 ANALISIS DE LICUACION

### 6.4.1 PROCESAMIENTO

Los métodos simplificados indicados anteriormente fueron programados en lenguaje Basic, y la evaluación de la licuación para cada perfil analizado, fué realizado mediante un sistemático análisis de datos utilizando una computadora personal NEC PC-9801 VX.

El análisis simplificado de licuación en Chimbote se efectuó sobre los perfiles obtenidos de los sondeos recopilados y los realizados en el presente estudio, para sismos con 0.15g y 0.30g de aceleración máxima superficial y Ms de 7.5, como se indicó anteriormente. En cada perfil se aplicó todas las metodologías indicadas.

Se procesaron un total de 82 perfiles. Todos los datos de cada perfil de suelo fueron procesados según el procedimiento presentado en la sección 3.6 del capítulo III, que resumidamente consiste en:

- Calcular la relación de esfuerzos cíclicos que induce un terremoto en el elemento de suelo,  $(\tau_d / \tau_v)$ , de la forma propuesta en cada método.
- Calcular la relación de esfuerzos que se requiere para causar licuación en un suelo  $(\tau_1 / \bar{\tau}_v)$ , conociendo sus características y parámetros de resistencia según se requiere en cada método
- Evaluar el factor de resistencia a la licuación :

$$FL = \frac{(\tau_d / \bar{\tau}_v)}{(\tau_1 / \bar{\tau}_v)}$$

si  $FL > 1$  no se producirá licuación.

si  $FL \leq 1$  se producirá licuación.

#### 6.4.2 DISCUSION DE LOS METODOS APLICADOS

En general existe cierta incertidumbre en la aplicación de las diversas metodologías simplificadas asociadas a su carácter empírico, es decir a que están basadas en correlaciones indirectas entre algunas propiedades de resistencia de los suelos y su potencial a sufrir licuación, debido a la inexistencia de un ensayo in-situ que mida directamente la resistencia a la licuación del suelo. Esto implica también, que debe realizarse una correcta ejecución de los sondajes de exploración de campo requeridos.

Por otro lado, debido a que los métodos aplicados están basados en estas correlaciones, las cuales han sido desarrolladas según los resultados de campo y de laboratorio obtenidos principalmente en sus países de origen, esto origina también algunas incertidumbres, al ser aplicadas en un país como el nuestro, con prácticas de campo algo diferentes a las realizadas en Japón o Estados Unidos.

En cuanto a los propios métodos empleados, existen ventajas y desventajas en cada uno que a continuación se resumen:

- a) Método de Seed E Idriss.- este método ha ido evolucionando con el tiempo desde que fué propuesto inicialmente en 1971. Los últimos criterios presentados

por Seed y De Alba (1986), indican la importancia del contenido de finos en evaluación de la resistencia a la licuación para diferentes magnitudes del sismo de diseño. Lo anterior sumado a la gran cantidad de datos de campo que han servido para establecer las correlaciones le dan un gran sustento práctico. En este método se utiliza la resistencia a la penetración normalizada.

b) Método de Tokimatsu y Yoshimi.- este método también indica la importancia del contenido de finos, además de la deformación por corte en el cálculo de la resistencia a la licuación. La magnitud del sismo en consideración es tomada como una variable en el cálculo del esfuerzo de corte inducido por el mismo. Este método es recomendado por el Instituto de Arquitectura de Japón e : "Recomendaciones para el Diseño de Cimentaciones de Edificaciones" y es en la actualidad el método **que más** resultados óptimos proporciona en Japón.

c) Método de Iwasaki y Tatsuoka.- se basa en datos de ensayos de muestras de arena normalmente consolidadas de depósitos aluviales o rellenos. Su aplicación se limita al siguiente rango :

$$0.20 \leq \bar{\sigma}_v \leq 1.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$15 \leq D_R \leq 80\%$$

$$0.1 \leq (\tau_1 / \bar{\sigma}_v) \leq 0.26$$

Se considera también el porcentaje de finos, pero en forma indirecta a través del  $D_{50}$  (diámetro promedio). No se incluye el valor de la magnitud, debido probablemente a que el valor de interés en Japón es de  $M_s = 7.5$  a  $8$ . En 1980 fué adoptado como método en dos manuales de diseño de caminos en Japón.

Debido a lo anteriormente señalado y a los resultados del análisis de licuación, podemos señalar que existe muy buena aproximación entre los dos primeros métodos, debido probablemente a que ambos consideran los mismos parámetros de entrada.

El tercer método en cambio debido quizás a sus limitaciones, casi siempre no guarda relación con los anteriores, por lo que en este estudio se ha considerado principalmente los resultados proporcionados por los dos primeros métodos.

Finalmente se ha considerado la posibilidad de licuación marginal (que puede o no puede producirse) para los casos en los cuales los resultados indican lo siguiente:

- Se producirá licuación con el primer método ( $FL < 1$ ) pero no se producirá con el segundo ( $FL > 1$ ) o viceversa.
- Cuando  $FL$  tenga el valor de  $1$  o se encuentre muy cerca de él.



### 6.4.3 RESULTADOS

Los resultados del análisis simplificado según los métodos indicados para los sondajes realizados en este estudio y para algunos sondajes recopilados se presentan en el Anexo VII.

Se presenta a continuación en la Tabla 6.2, un resumen de los resultados obtenidos en el análisis de licuación.

Tabla 6.2 : Resultado del Análisis Simplificado de Licuación

○ No habrá licuación

△ Licuación Marginal

● Habrá licuación

No	Sondaje	Ubicación	$a_{max}$ superficial Ms = 7.5	
			0.15g	0.30g
1	S-1	U. del Santa, Urb. Buenos Aires	○	○
2	S-2	U. San Pedro, Urb. Los Pinos	○	○
3	S-3	Colegio Erasmo Roca, La Caleta	○	●
4	S-4	Colegio José Olaya, Miraflores Alto	●	●
5	S-5	Colegio Cesar Vallejo, 1º de Mayo	○	○
6	S-6	Colegio La Libertad, La Libertad	○	●
7	S-7	Colegio Inmaculada, Bolivar Bajo	○	○
8	S-8	Pozo N° 5, 21 de Abril	○	○
9	S-9	Pronadret, Miramar Bajo	●	●

No	Sondaje	Ubicación	$a_{max}$ superficial Ms = 7.5	
			0.15g	0.30g
10	S-10	Col. Alcides Carrión, Miraflores Bajo	△	●
11	S-11	Colegio Fé y Alegría, San Juan	△	●
12	SA-1	Iglesia Mormón, Florida Alta	○	○
13	SA-2	" " " "	○	●
14	SA-3	" " " "	○	△
15	SA-4	Banco Industrial, Casco Urbano	△	●
16	SA-5	Banco Internacional, Casco Urbano	○	●
17	SA-6	" " " "	○	●
18	SA-7	Centro de Salud, El Progreso	○	○
19	SA-8	" " " " "	○	○
20	SA-9	Biblioteca, U. del Santa	○	○
21	SA-10	" " " "	○	○
22	SA-11	Sistema Portuario, La Caleta	●	●
23	SA-12	" " , Trapecio Sur	○	○
24	SA-13	" " , " "	△	●
25	SA-14	" " , " "	●	●
26	SA-15	Caja de Ah. de Lima, Casco Urbano	○	●
27	SA-16	" " " " " " "	△	●
28	SA-17	" " " " " " "	△	●
29	SA-18	Banco CCC, Casco Urbano	○	○
30	SA-19	Sider Perú, Zona Este Verde	○	○
31	SA-20	" " " " " "	○	○
32	SA-21	" " " " " "	○	●
33	SA-22	" " " " " "	△	●

No	Sondaje	Ubicación	a <sub>max</sub> superficial Ms = 7.5	
			0.15g	0.30g
34	SA-23	" " " " "	○	○
35	SA-24	" " " " "	○	△
36	SA-25	" " " " "	○	○
37	SA-26	Sider Perú, Zona Este Azul	○	●
38	SA-27	" " " " "	○	●
39	SA-28	" " " " "	△	●
40	SA-29	" " " " "	○	△
41	SA-30	" " " " "	△	●
42	SA-31	" " " " "	○	△
43	SA-32	" " " " "	○	●
44	SA-33	" " " " "	○	●
45	SA-34	" " " " "	△	●
46	SA-35	Alimentos Americanos, Gran Trapecio	△	●
47	SA-36	" " " "	△	●
48	SA-37	Mercado Mayorista, Alto Perú	●	●
49	SA-38	" " " "	●	●
50	SA-39	" " " "	●	●
51	SA-40	" " " "	△	●
52	SA-41	" " " "	△	●
53	SA-42	" " " "	○	●
54	SA-43	" " " "	●	●
55	SA-44	" " " "	●	●
56	SA-45	" " " "	●	●
57	SA-46	" " " "	●	●

No	Sondaje	Ubicación	a <sub>max</sub> superficial Ms = 7.5	
			0.15g	0.30g
58	SA-47	" " " "	●	●
59	SA-48	" " " "	●	●
60	SA-49	" " " "	●	●
61	SA-50	" " " "	●	●
62	SA-51	" " " "	○	○
63	SA-52	" " " "	△	●
64	SA-53	" " " "	△	●
65	SA-54	" " " "	○	●
66	SA-55	" " " "	●	●
67	SA-56	" " " "	●	●
68	SA-57	Sider Perú, Zona Marrón	○	○
69	SA-58	" " " "	○	○
70	SA-59	" " " "	○	○
71	SA-60	" " " "	○	○
72	SA-61	" " " "	○	○
73	SA-62	" " " "	○	○
74	P-1	Villa María	○	●
75	P-2	Campo Ferial	○	●
76	P-3	Miramar Bajo	●	●
77	P-4	Mercado Mayorista	●	●
78	P-5	Miraflores, 3º Zona	●	●
79	P-6	Florida Alta	○	●
80	P-7	Urb. Trapecio	●	●
81	P-8	Miramar Bajo	△	●
82	P-9	Dos de Mayo	○	●

## 6.5 INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS Y MAPEO DEL POTENCIAL DE LICUACION

Como resultado de la Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos de la ciudad de Chimbote se presenta en el Plano P5 las áreas de la ciudad susceptibles a sufrir el fenómeno de licuación para sismos de 0.15g y 0.30g de aceleración máxima superficial y 7.5 de magnitud.

Para un sismo con aceleración máxima de 0.15 g y magnitud  $M_s = 7.5$ , se produciría licuación en los barrios de Alto Perú, Zona de Reubicación, Miraflores Alto, Miraflores 1a. y 3a. zona y en parte de Florida Baja. Estos lugares se ubican en el depósito aluvial del río Lacramarca. El subsuelo está constituido por una capa delgada superficial (limos y arcillas) que suprayace arenas sueltas que aumentan de compacidad con la profundidad y que tienen estratos delgados de arcillas. El nivel freático es superficial. También se produciría el fenómeno de licuación en los barrios de San Juan, Urb. Trapecio, Barrio Magisterial y parte de Miraflores 2a. zona. Estos lugares se ubican sobre arenas eólicas sueltas en la superficie, que aumentan de densidad en profundidad. El nivel freático se encuentra entre 1.50 y 2.00 metros. Finalmente, un área pequeña de Miramar Bajo y parte del Casco Urbano, también en depósito aluvial, constituido por arenas finas y limosas. con alto nivel freático, produciría el fenómeno de licuación con el sismo de diseño.

Si el sismo tiene una magnitud  $M_s = 7.5$  y una aceleración máxima en la superficie de 0.30 g., el fenómeno de licuación ocurriría además en los barrios de Dos de Mayo, La Victoria, San Isidro, Magdalena, Miraflores Bajo, Florida Alta y Baja, en parte de 21 de Abril, El Acero, La Caleta y en la mayor parte del Casco Urbano, a excepción de una franja en éste, que corresponde geológicamente a una línea de playa antigua. Las áreas pertenecen al depósito aluvial del río Lacramarca y a la zona de pantanos antiguos al nor-oeste de Chimbote. La zona pantanosa al nor-este también produciría el fenómeno de licuación, así como parte de la Siderúrgica y el Vivero Forestal en el norte.

La comparación de los resultados de este estudio de evaluación del potencial de licuación de suelos en Chimbote, con la documentación del mismo fenómeno ocurrido en la ciudad durante el sismo del 31 de Mayo de 1970, indica que existe concordancia entre las zonas donde se reportó el fenómeno y las áreas susceptibles a licuación propuestas en este estudio. Se puede concluir que la aceleración máxima del sismo de 1970 en Chimbote, fué superior a 0.3 g.

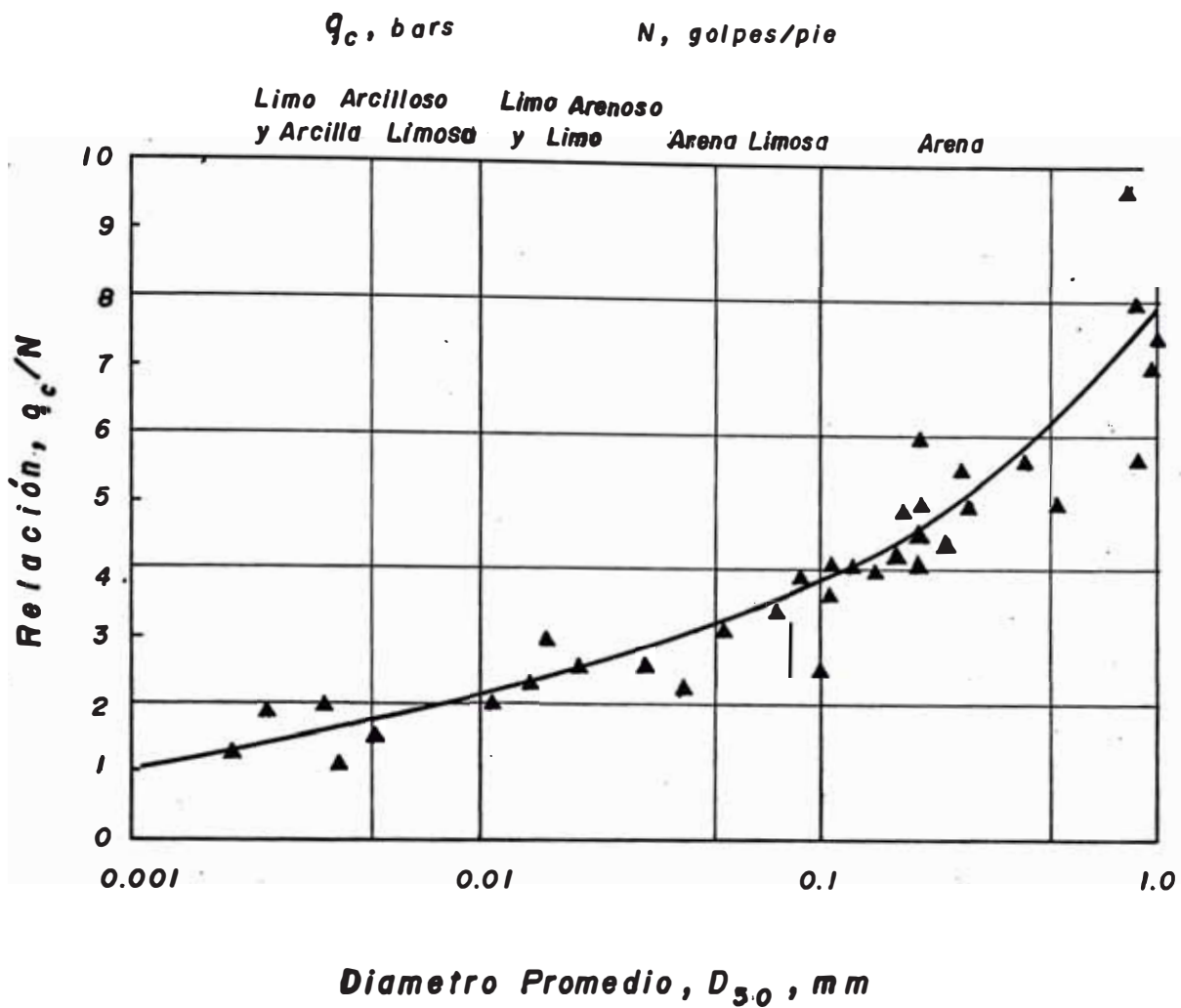


Fig. 6.1 VARIACION DE LA RELACION  $q_c/N$  CON EL DIAMETRO

PROMEDIO DE LOS GRANOS DEL SUELO (Robertson et al. 1982)

## **CAPITULO VII**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

**7.1 INTRODUCCION**

**7.2 CONCLUSIONES**

**7.3 RECOMENDACIONES**



## CAPITULO VII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 INTRODUCCION

La evaluación del potencial de licuación de un area determinada, es una forma de predecir la posibilidad de ocurrencia del fenómeno ante la acción de un movimiento sísmico de características conocidas.

La ciudad de Chimbote situada en la región Chavín, por su condición de segundo puerto del Perú, además de ser importante zona pesquera e industrial y ante la evidencia de daños materiales y pérdidas de vidas registradas en el pasado por acción de terremotos severos, requiere en forma indispensable de estudios especializados, además de los ya existentes (microzonificación, vulnerabilidad, riesgo sísmico, etc.), para poder mitigar los daños que se producirían ante la ocurrencia, en este caso del fenómeno de licuación de suelos.

En este capítulo se han resumido las conclusiones generales de este estudio, asimismo se indican algunas recomendaciones a seguir en el futuro desarrollo de la ciudad.

## 7.2 CONCLUSIONES

De acuerdo a los objetivos planteados para la presente investigación, las conclusiones principales son:

- La microzonificación sísmica de Chimbote, realizada por la Misión Japonesa en 1971, constituye la primera experiencia de esta naturaleza realizada en el Perú, la misma que fue realizada en base a una serie de estudios guiados principalmente por la geología superficial de la ciudad y a raíz del terremoto del 31 de Mayo de 1970, el mismo que se constituyó en el mas destructor de la historia sísmica peruana.
- Debido al terremoto de 1970 se produjeron en extensas áreas de Chimbote evidencias de la ocurrencia de licuación como: asentamientos, desplazamientos laterales, grietas, eyección de lodos y arenas, etc., hechos que indican las características potencialmente licuables de los depósitos arenosos y saturados de la ciudad, todo lo cual refuerza la necesidad de efectuar estudios para evaluar este potencial.

- Licuación es un fenómeno por el cual un suelo arenoso y saturado pierde toda su resistencia al corte por el efecto de un sacudimiento sísmico severo, comportándose virtualmente como un fluido viscoso. El terremoto hace que la presión de poros sufra incrementos acumulativos, igualando en cierto instante al esfuerzo efectivo confinamiento inicial, produciendo licuación.
- La ocurrencia de licuación en terremotos pasados ha evidenciado que el comportamiento de los depósitos arenosos ante las perturbaciones originadas por el movimiento sísmico está influenciada por: las características del depósito evaluado; los esfuerzos iniciales que actúan sobre el mismo; y las características del terremoto que origina la perturbación.
- Para identificar depósitos potencialmente licuables es necesarios evaluar toda la información disponible y confiable de la cual los aspectos más importantes son: el tipo de suelo, la estratificación del depósito y la densidad de la arena.
- Básicamente existen dos métodos para evaluar el potencial de licuación de un depósito:
  - 1) Usando métodos basados en la evaluación de las características de esfuerzos y deformación cíclica mediante ensayos de laboratorio en condición de carga cíclica.
  - 2) Usando métodos basados en observaciones de campo del comportamiento de suelos en terremotos previos, median-

te procedimientos simplificados que involucren resultados de ensayos in-situ.

- Los métodos simplificados implican el conocimiento de algunos parámetros del suelo, tales como: la resistencia a la penetración medida por el valor N del ensayo SPT o por la resistencia por punta,  $q_c$ , del ensayo CPT o la velocidad de ondas de corte, entre otros. Sin embargo debido a la gran cantidad de datos del ensayo SPT disponibles que han servido para correlacionar el valor N con la resistencia a la licuación del suelo es que se hace más confiable utilizar este parámetro, del suelo para evaluar su potencial de licuación.
- Se define como el factor de seguridad contra la ocurrencia de licuación ( FL), a la relación entre los esfuerzos inducidos por el terremoto de diseño y los esfuerzos requeridos para causar licuación en el suelo. No se producirá el fenómeno si  $FL > 1$ .
- Para realizar la evaluación del potencial de licuación es necesario disponer de toda la información posible acerca de las características de los suelos estudiados. Para lo cual es necesario recopilar los estudios existentes realizados por instituciones públicas y empresas privadas y además realizar sondajes de exploración de campo en aquellos lugares donde se carezca de información.
- En la ciudad de Chimbote se ha recopilado un gran de sondajes realizados anteriormente, así como también se

han ejecutado ensayos de penetración estándar y de cono holandés. Este banco de datos es muy importante para el conocimiento del subsuelo, en el futuro desarrollo de la ciudad

- Como conclusión de la información obtenida se puede afirmar que gran parte de la ciudad se encuentra sobre la planicie aluvial del río Lacramarca y sobre arenas eólicas al sur de la ciudad. Estos depósitos están constituidos por arenas finas limpias y arenas finas limosas, mal graduadas, saturadas debido a la presencia del nivel freático cerca de la superficie, y sueltas a semicompactas en las capas superiores, aumentando su compacidad con la profundidad. Estas condiciones asociadas a la sismicidad de la zona convierten a estos depósitos como potencialmente licuables.
- Se realizaron ensayos triaxiales cíclicos con especímenes reconstituidos en el laboratorio. Los resultados de estos ensayos indican que para una densidad relativa de 50% y  $\sigma_0$  de 1 Kg/cm<sup>2</sup>, la resistencia cíclica de las arenas ensayadas es muy baja, alcanzando valores de aproximadamente 0.10 para 20 ciclos de carga constante.
- Los resultados presentados indican que a mayor contenido de finos, la presión de poros residual es mayor, para algún valor de resistencia cíclica. Esto indicaría que un suelo saturado al ser sometido a perturbaciones dinámicas, el aumento de presión de poros en cada ciclo, será mayor a mayor contenido de finos.

- Tomando en cuenta algunas consideraciones de riesgo sísmico en el Perú se ha elegido convenientemente los valores de aceleraciones de 0.15g y 0.30g para una magnitud  $M_s = 7.5$  como sismos de diseño para la evaluación del potencial de licuación.
- Para ejecutar el análisis mediante las metodologías simplificadas en la evaluación del potencial de licuación, se requiere el conocimiento del perfil estratigráfico y ensayos de penetración estándar, nivel freático, ensayos de clasificación de laboratorio y el sismo de diseño. Los resultados obtenidos nos indican que existe muy buena aproximación entre los métodos de Seed e Idriss y Tokimatsu y Yoshimi, debido probablemente a que ambos métodos consideran los mismos parámetros de entrada.
- Se ha presentado un mapa de áreas con probable ocurrencia de licuación ante los dos sismos de diseño indicados anteriormente. Existe una excelente correlación entre la geología y la microzonificación con la zona de ocurrencia del fenómeno, las mismas que corresponden a las zonas III y IV y parcialmente la zona II al sur de la ciudad.
- La comparación de los resultados de este estudio con la documentación del fenómeno de licuación ocurrido en la ciudad durante el sismo del 31 de Mayo de 1970, indica que existe concordancia entre las zonas donde se reportó el fenómeno y las áreas susceptibles a licuación propuestas en este estudio. Se puede concluir que la aceleración máxima del sismo de 1970 en Chimbote fue cercana a 0.30g.

### 7.3 RECOMENDACIONES

- Se recomienda utilizar las metodologías simplificadas para evaluar el potencial de licuación de otras ciudades o zonas del Perú donde existe la posibilidad de ocurrencia del fenómeno o donde ha habido evidencias de su manifestación, por ejemplo: Moyobamba, Supe, Tumbes, Ica, etc.
- Se debe incrementar e intensificar los estudios de licuación en aquellas áreas de la ciudad de Chimbote que tienen mayor potencial de ocurrencia del fenómeno, según el mapa propuesto, mediante la realización de un mayor número de sondajes de penetración que nos permitan evaluar con mejor precisión la posibilidad de ocurrencia del fenómeno.
- Si se va a proyectar futuras edificaciones en los lugares propensos a ocurrir el fenómeno, según el mapa propuesto, se recomienda realizar estudios adicionales, para determinar el potencial de licuación de suelos del lugar. Si de esta evaluación se obtienen resultados desfavorables, será necesario proyectar las cimentaciones mediante pilotaje o en su defecto, mejorar la compacidad del depósito mediante métodos conocidos como vibroflotación o pilotes de grava.
- No será posible plantear el abatimiento del nivel freático por drenaje para disminuir el potencial de licuación, debido a las condiciones topográficas naturales de la ciudad.

dad, donde se carecen de desniveles adecuados para evacuar las aguas.

- Por otro lado, se recomienda incrementar el número de pozos de bombeo, lo cual permite por un lado, deprimir el nivel freático en el área circundante disminuyendo su potencial de licuación, y por el otro, solucionar parcialmente el abastecimiento de agua en la ciudad.
- Existe en la actualidad, una creciente expansión urbana hacia ciertas zonas de la ciudad que presentan condiciones desfavorables según la geología y la microzonificación, y que por carecer de información o por no existir posibilidad de acceso, no se ha podido evaluar su potencial de licuación. Todo lo anterior hace indispensable realizar estudios de suelos para programar una ordenada expansión urbana de la ciudad hacia zonas con condiciones favorables y no como ocurre en la actualidad hacia las zonas más desfavorables.
- Se recomienda finalmente, profundizar las investigaciones de laboratorio mediante la realización de ensayos cíclicos, para determinar ciertos parámetros dinámicos de los suelos, con el equipo triaxial cíclico disponible en el Perú.



## BIBLIOGRAFIA

1. Alva Hurtado J.E. (1982), "Estudio Geotécnico de Cimentación de la Sucursal en Chimbote". Solicitado por la Caja de Ahorros de Lima.
2. Alva Hurtado J.E. (1983), "Breve Historia del Fenómeno de Licuación de Suelos en el Perú", IV Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú.
3. Alva Hurtado J.E. (1989), "Estudio de Riesgo Sísmico de Trujillo, Chao y Virú, Departamento de La Libertad (CHAVIMOCCHIC)", Universidad Nacional de Ingeniería, FIC - CISMID, Lima, Perú.
4. Alva Hurtado J.E. y Orihuela P. (1982), "Estudio de Licuación y Amplificación Sísmica en Chimbote, Perú", IV Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Chiclayo, Perú.
5. Alva J., Ishiyama Y., Fukumoto Sh., Kumagai Y., Kuroiwa J. y Torres R. (1990), "El Terremoto de Loma Prieta (San Francisco) del 17 de Octubre de 1989", Universidad Nacional de Ingeniería, FIC - CISMID, Lima, Perú.
6. Atala C. (1985), "Estudio de Suelos con Fines de Cimentación sucursal en Chimbote". Solicitado por el Banco Internacional.

7. Barrón H. (1984), "Vulnerabilidad Sísmica de Chimbote", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
8. Berg G.V. y Husid R. (1973), "Structural Behavior in the 1970 Peru Earthquake", 5th World Conference in Earthquake Engineering, Rome, Italy.
9. Carrillo A. (1970), "Algunas Apreciaciones del Comportamiento del Suelo en la Zona del Sismo de Ancash", II Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Lima, Perú.
10. Carrillo A. (1972), "Estudio de Suelos para Cimentación y Pavimentación", Plan Director de Desarrollo de Chimbote PNUD, Chimbote, Perú.
11. Carrillo A. (1974), "Estudio de Suelos para Cimentaciones Ampliación Complejo Siderúrgico-Zona Este Azul". Solicitado por SIDERPERU.
12. Carrillo A. (1980), "Estudio de Suelos para Cimentaciones del Edificio para Sucursal en Chimbote". Solicitado por el Banco Industrial del Perú
13. Cluff L.S. (1971), "Peru Earthquake of May 31, 1970; Engineering Geology Observations", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, N°3, pp. 511-534.

14. Cruzado T. (1986), "Estudio de Suelos para Cimentación y Diseño de Pavimentos del Proyecto PPAO-Chimbote". Solicitado por ENACE.
15. Cruzado T. (1986), "Estudio de Suelos para Cimentación y Diseño de Pavimentos del Proyecto Villa María, 2da Etapa-Chimbote". Solicitado por ENACE.
16. De Beer E., Goelen E., Heynen W. y Joustra K. (1988), "Cone enetration Test (CPT): International Reference Test Procedure", Penetration Testing, ISSMFE, pp. 27-51.
17. Decourt L., Muromachi T., Nixon., Schertmann J. Thorburn S. y Zolkov (1988), "Standard Penetration Test (SPT): International Reference Test Procedure", Penetration Testing, ISSMFE, pp. 3-26.
18. Dongo M. (1985), "Estudio de Suelos para Cimentación Iglesia de Jesucristo S.U.D.-Chimbote". Solicitado por Iglesia Mormona.
19. Ericksen G.E., Plafker G. y Fernández-Concha J. (1970), "Preliminary Report on the Geological Events Associated with the May 31, 1970 Peru Earthquake", U.S. Geological Survey Circular 639.
20. Hamada M., Yasuda S. e Isoyama (1990), "Desplazamientos Permanentes del Terreno Inducidos por Licuación de Suelos Durante Terremotos", Seminario Internacional de Microzonificación y de Seguridad de Sistemas Públicos Vitales, CISMID-UNI, Lima, Perú.

21. Hermoza M. (1972), "Estudio sobre el Sismo del 31 de Mayo de 1970, Ciudad de Chimbote", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
22. Ishihara K. (1977), "Simple Method of Analysis for Liquefaction of Sand During Earthquakes", Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
23. Ishihara K. (1977), "Subsurface Soil Liquefaction During Earthquakes in Japan", Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering.
24. Ishihara K. (1985), "Stability of Natural Deposits During Earthquakes", 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, USA, vol. 1, pp. 321-376.
25. Ishihara K. y Ogawa K. (1978), "Liquefaction Susceptibility Map of Downtown Tokyo", 2th International Conference on Microzonation for Safer Construction-Research and Application, pp. 897-910.
26. Iwasaki T. (1986), "Soil Liquefaction Studies in Japan State of the Art", International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
27. Iwasaki T., Arakawa T., Tokida K. y Kimata T. (1982), "Estimation Procedure of Liquefaction Potential and its Application to Earthquake Resistant Design", 40th Joint Meeting US-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Washington D.C., USA.

28. Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K. y Yasuda S. (1978), "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan", 5 th Japan Symposium on Earthquake Engineering, November.
29. Jacobs O. (1974), "Investigaciones Geotécnicas para la Ampliación de la Planta Siderúrgica de Chimbote-Zona Verde". Solicitado por SIDERPERU.
30. Kramer S. y Seed B. (1988), "Initiation of Soil Liquefaction Under Static Loading Conditions", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 114, N°4 pp. 412-430.
31. Ladd R. (1978), "Preparing Test Specimens Using Undercompaction", Geotechnical Testing Journal, vol.1, N° 1, pp. 16-23.
32. Lagesa (1974), ""Estudio de Suelos para Cimentación del Mercado Mayorista de Chimbote". Solicitado por el Concejo Provincial del Santa.
33. Liao S. y Whitman R.V. (1986), "Overburden Correction Factors for SPT in Sand", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, March, pp. 373-377.
34. Livesey & Henderson (1973), "Estudio del Sistema Portuario de Chimbote". Solicitado por CRYRZA-Ministerio de Transportes y Comunicaciones-ENAPU.

35. Michelena + Ass (1971), "Estudio Definitivo de Suelos-Urb. Buenos Aires-Chimbote". Solicitado por CRYRZA-Ministerio de Vivienda.
36. Michelena + Ass (1974), "Investigaciones Geotécnicas para la Ampliación de la Planta Siderúrgica de Chimbote-Zona Marrón". Solicitado por SIDERPERU.
37. Morimoto R. , Koizumi Y. , Matsuda T. , Hakuno M. y Yamaguchi I. (1971), "Seismic Microzoning of Chimbote Area, Perú", Overseas Technical Cooperation Agency, Government of Japan, March.
38. Mulilis J., Townsend F. y Horz R. (1978), "Triaxial Testing Techniques and Sand Liquefaction", Dynamic Geotechnical Testing, American Society for Testing and Materials, pp. 265-279.
39. Ordoñez A., Barrón H. y Alva Hurtado J.E. (1984), "Vulnerabilidad Sísmica de Chimbote y Huaraz", V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
40. Plafker G. Ericksen G.E. y Fernández-Concha J. (1971), "Geological Aspects of the May 31, 1970, Peru Earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 61, N°3, pp 543-578.
41. Robertson P.K. y Campanella R.G. (1983), "Interpretation of Cone Penetration Test Part I : Sand", Canadian Geotechnical Journal, Vol 20, pp 718-733.

42. Robertson P.K. y Campanella R.G. (1985), "Liquefaction Potential of Sands Using the CPT", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol 111, N°3, pp 384-403.
43. Salazar H. (1987), "Alcances Ingenieriles al Estudio de Respuesta Sísmica y Efectos de Licuación de Suelos Bajo Movimientos Multi-Direccionales", Tesis de Grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
44. Seed H.B. (1985), "Design Problems in Soil Liquefaction", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 113, N°8 pp. 827-845.
45. Seed H.B., Idriss I.M. y Arango I. (1983), "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 109, N°3 pp. 458-481.
46. Seed H.B., Tokimatsu K., Harder L. y Chung R. (1985), "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 111, N°12 pp. 1425-1445.
47. Seed H.B. y De Alba P. (1986), "Use of SPT and CPT Test for Evaluating the Liquefaction Resistance of Sands", Use of Insitu Test in Geotechnical Engineering, ASCE, pp 281-302.
48. Tatsuoka F., Toki Sh., Miura S., Kato., Okamoto M., Yamada Sh., Yasuda S y Tanizawa F. (1986), "Some Factors

Affecting Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand",  
Soils and Foundations, vol. 26, N°3, pp. 99-116.

49. Toki Sh., Tatsuoka F., Miura S., Yoshimi Y., Yasuda S. y Makiyama Y. (1986), "Cyclic Undrained Triaxial Strength of Sand by a Cooperative Test Program", Soils and Foundations, vol. 26, N°3, pp. 117-128.
50. Tokimatsu K., Uchida A. y Oh-oka H. (1989), "Evaluation of Liquefaction Potential Based on Shear Wave Velocity", 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 151-156.
51. Tokimatsu K., Yamazaki T. y Yoshimi Y. (1986), "Soil Liquefaction Evaluations by Elastic Shear Moduli", Soils and Foundations, vol. 26, N°1, pp. 25-35.
52. Tokimatsu K. y Hosaka Y. (1986), "Effects of Sample Disturbance on Dynamic Properties of Sand", Soils and Foundations, vol. 26, N°1, pp. 53-64.
53. Tokimatsu K. y Yoshimi Y. (1981), "Field Correlation of Soil Liquefaction with SPT and Grain Size", International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, University of Missouri-Rolla, pp 203-208.
54. Tokimatsu K. y Yoshimi Y. (1983), "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content", Soils and Foundations, Vol. 23, N°4, pp 56-74.



55. Townsend F. (1978), "A Review of Factors Affecting Cyclic **Triaxial** Tests", Dynamic Geotechnical Testing, American Society for Testing and Materials, pp. 356-383.
56. Verdugo R. (1983), "Influencia del Porcentaje de Finos en la Resistencia Cíclica de Arenas de Relaves", Tesis de Grado, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile, Chile.
57. Wang Z. y Wang M. (1989), "Prediction of Soil Liquefaction Damage on Natural Ground", 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 143-150.
58. Yasuda S. (1990), "Métodos de Prevención y Medidas de Precaución del Fenómeno de Licuación en Japón", Seminario Internacional de Microzonificación y de Seguridad de Sistemas Públicos Vitales, CISMID-UNI, Lima, Perú.
59. Yasuda S. (1990), "Microzonificación del Potencial de Licuación de Suelos Utilizando Métodos Simplificados", Seminario Internacional de Microzonificación y de Seguridad de Sistemas Públicos Vitales, CISMID-UNI, Lima, Perú.
60. Yasuda S., Saito K., Iwasaki K. y Morimoto I. (1989), "Prediction of Liquefaction Potential Using CPTU", 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil, pp. 131-134.

61. Yoshimi Y., Hatanaka M., Oh-oka H. y Makihara Y. (1985),  
"Liquefaction of Sands Sampled by in situ Freezing", 11th  
International Conference on Soil Mechanics and Foundation  
Engineering, San Francisco, USA, vol. 4, pp. 1927-1930.
  
62. Yoshimi Y., Tokimatsu K., Kaneko O. y Makihara Y. (1984),  
"Undrained Cyclic Shear Strength of a Dense Niigata  
Sand", Soils and Foundations, vol. 24, N°8, pp. 131-145.