



**UNIVERSIDAD
NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**"MODELACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES
CON REDES NEURONALES ARTIFICIALES"**

ARTURO GONZÁLEZ MARTÍNEZ

TESIS

PRESENTADA A LA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

293692

DIRECTOR DE TESIS
DR. VÍCTOR M. TABOADA URTUZUÁSTEGUI

MÉXICO, D. F., MAYO DEL 2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

59



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/119/00

Señor
ARTURO GONZALEZ MARTINEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. VICTOR M. TABOADA URTUZUASTEGUI**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"MODELACION DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES CON REDES NEURONALES ARTIFICIALES"

- I. INTRODUCCION
- II. LA LICUACION
- III. LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES
- IV. LAS REDES NEURONALES ARTIFICIALES
- V. LAS REDES NEURONALES EN LA INGENIERIA CIVIL
- VI. MODELACION DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES CON REDES NEURONALES ARTIFICIALES
- CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 4 de octubre de 2000.
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO.
GFB/GMP/mstg.

*A ustedes,
que siempre han estado junto a mí,
brindándome su amor,
comprensión y
apoyo incondicional,
sin mayor interés que el de verme triunfar.*

*Los amo.
Arturo G. M.*

Agradecimientos especiales para:

*El Dr. Victor Taboada por su dedicación y apoyo en la dirección
de este trabajo.*

*Para la M. en I. Silvia García, el M. en I. Francisco Hernández
y el M. en I. Francisco Villegas por su aportación y comentarios
que ayudaron a realizar este trabajo.*

*Gracias a todas las personas que estuvieron al pendiente del
desarrollo de este trabajo, por su interés, sus comentarios y tiempo
que dedicaron a escucharme.*

ÍNDICE

<i>Dedicatorias</i>	iii
<i>Agradecimientos</i>	v
<i>Índice</i>	vii
<i>Objetivo</i>	xi
<i>Introducción</i>	xiii
<i>Capítulo I La licuación</i>	1
1.1 Concepto fundamental del fenómeno de licuación	1
1.2 Fenómenos relacionados con la licuación	3
1.2.1 Licuación de flujo	4
1.2.2 Movilidad cíclica	4
1.3 Efectos provocados por la licuación	4
1.3.1 Falla de flujo	4
1.3.2 Desplazamientos laterales	6
1.3.3 Oscilación del suelo	9
1.3.4 Pérdida de capacidad de carga	10
1.3.5 Asentamientos	11
1.3.6 Volcanes de arena	11
1.3.7 Incremento de las presiones laterales sobre muros de retención	12
1.4 Conceptos generales asociados a la licuación	13
1.4.1 Evaluación de riesgo por licuación	13
1.4.2 Susceptibilidad de licuación de los suelos	13

1.4.3 Relación de vacíos crítica	14
1.4.4 Estado estable de deformación	15
1.4.5 Parámetro de estado	17
1.4.6 Comportamiento de arenas en carga monotónica	18
1.4.7 Comportamiento de arenas en carga cíclica	19
1.4.8 Resistencia cortante de un suelo arenoso en condiciones de licuación	21
Capítulo II Los desplazamientos laterales	23
2.1 Evaluación de desplazamientos laterales	23
2.1.1 Métodos empíricos	23
2.1.2 Modelación de laboratorio	25
2.1.3 Métodos analíticos y semiempíricos	26
2.2 Dilatación en arenas	28
2.2.1 Evidencias de dilatación en laboratorio	30
2.2.1.1 Evidencias de dilatación en ensayos en centrífuga	33
2.2.2 Evidencias de dilatación en campo	37
2.3 Modelo del bloque deslizando modificado	45
2.3.1 Análisis del bloque deslizando	45
2.3.2 Análisis del bloque deslizando tomando en cuenta el efecto de la dilatación	47
2.3.3 Cálculo de desplazamientos laterales de un bloque deslizando para una onda senoidal	51
Capítulo III Las Redes neuronales artificiales	55
3.1 Introducción a la computación neuronal	55
3.2 Fundamentos de las redes neuronales	57
3.2.1 El modelo biológico	57
3.2.2 Elementos de una red neuronal artificial	59
3.3 Características de las redes neuronales	64
3.3.1 Topología de las redes neuronales	65
3.3.2 Mecanismo de aprendizaje	66
3.3.3 Tipo de asociación entre las informaciones de entrada y salida	68
3.4 La red Backpropagation	68
Capítulo IV Las redes neuronales en la ingeniería civil	71
4.1 ¿Por qué son aplicables las redes neuronales en la ingeniería civil?	71
4.2 Antecedentes de aplicación de redes neuronales en ingeniería civil	74

<i>Capítulo V Modelación de desplazamientos laterales con redes neuronales artificiales</i>	79
5.1 Base de datos de desplazamientos laterales	79
5.2 Entrenamiento y validación de la red neuronal	84
5.3 Resultados	93
5.3.1 Resultados derivados del entrenamiento y validación de la RNA	93
5.3.2 Aplicación a casos historia y experimentos en centrífuga	98
5.3.2.1 Puerto interior de San Pedrito, Manzanillo, 1995	99
5.3.2.2 Wildlife site, Imperial County, California, EUA	102
5.3.2.3 Experimentos de máquina centrífuga	106
<i>Capítulo VI Conclusiones</i>	109
<i>Bibliografía</i>	113
<i>Apéndice</i>	123

OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo es obtener una red neuronal artificial que sea capaz de modelar el fenómeno de desplazamientos laterales debidos a licuación inducida por sismos, para que el ingeniero civil cuente con una herramienta para predecir desplazamientos laterales que le evite realizar pruebas de laboratorio en un ochenta por ciento.

Para lograr este objetivo se pretende utilizar el modelo del bloque deslizando de Newmark, modificado, para generar una base de datos que sea lo más general posible, con la que se entrenará a la red neuronal.

Se generarán diversas estructuras de redes neuronales artificiales para de ellas utilizar la que mejor represente el fenómeno. Para validar las redes obtenidas se utilizaran trece casos ajenos a los de entrenamiento, los datos de once pruebas en la maquina centrífuga, y dos casos reales, el del puerto de Manzanillo debido al sismo del 9 de octubre de 1995 y el del sitio de vida salvaje (Wildlife) en California por el sismo del 24 de noviembre de 1987.

INTRODUCCIÓN

Sin duda alguna, la capacidad destructiva de un sismo se incrementa cuando se induce en el subsuelo la licuación de arenas; sorprende que a pesar de ello tiende a subestimarse la perversidad de este fenómeno.

Los casos más frecuentes de licuación de arenas se han producido durante temblores, al incidir las ondas sísmicas en la base de materiales granulares sueltos no cohesivos como arenas, limos y gravas. En la literatura sobre el tema abunda la descripción de casos en donde la licuación de las arenas por efectos sísmicos ha producido daños materiales de varias decenas de millones de dólares y pérdida de numerosas vidas humanas.

La subducción de las placas de Rivera y de Cocos producen temblores que afectan a todos los estados costeros del pacífico. En el norte de la península de Baja California se tienen los temblores producidos por el sistema de fallas asociadas a la de San Andrés. En el Golfo de México la subducción de la placa de Cocos produce sismos profundos que afectan al sur y costas del estado de Veracruz y Campeche. Así como una porción considerable de las costas mexicanas están expuestas a peligros sísmicos que incluyen el de licuación de arenas, muchas partes del mundo se encuentran en las mismas condiciones; sin embargo, los riesgos asociados con la licuación de suelos durante sismos ha tomado mayor importancia durante las últimas décadas.

Los desplazamientos laterales es uno de los efectos provocados por la licuación, consiste en desplazamientos permanentes y progresivos de un suelo licuado, generalmente en terrenos inclinados con la presencia de una cara libre, en respuesta a la combinación de fuerzas gravitacionales y fuerzas de inercia. Existen evidencias que los desplazamientos laterales solamente se presentan en movilidad cíclica, un fenómeno observado en laboratorio y sitios donde se ha presentado la licuación. Estos desplazamientos son controlados por un desarrollo de deformación por cortante en cada ciclo del sismo, debido a la dilatación natural del suelo licuado. Es común que los desplazamientos lleguen a ser del orden de decenas de metros que normalmente causan daños a instalaciones urbanas como agua potable, drenajes, líneas de comunicación, puentes y otras estructuras.

Con el propósito de poder prepararse y evitar al máximo los daños materiales y pérdidas humanas, el hombre, desde sus orígenes, ha intentado entender las causas y efectos del comportamiento del medio en que vive para poder predecirlo con algún grado de aproximación.

A través del tiempo investigadores han desarrollado diversos métodos para evaluar los desplazamientos laterales, ya sea empíricos, de laboratorio y métodos analíticos y semiempíricos. Los métodos empíricos se basan en recopilación de datos de campo para predecir los desplazamientos en función de los parámetros del lugar necesarios mediante un análisis, por ejemplo de regresión múltiple, como el método de Bartlett y Youd (1992, 1995); sin embargo, debido a la falta de información de campo, muchos investigadores han estudiado modelos a pequeña escala sujetos a movimiento ya sea por medio de una mesa vibradora o con máquina centrífuga, tales estudios han aportado información significativa para comprender mejor los factores más importantes que intervienen en el fenómeno de la licuación. Los métodos analíticos y semiempíricos se basan en información empírica y experimental proponiendo soluciones en espacio y tiempo, como el modelo del bloque deslizante, el método de la energía o el método de deformación plana. Determinar que método es mejor es difícil, ya que cada método utiliza sus propios parámetros e hipótesis, de tal manera, que cada uno tiene sus fundamentos teóricos y/o experimentales.

Por otra parte existe actualmente una tendencia a establecer un nuevo campo de las ciencias de la computación que integran los diferentes métodos de resolución de problemas que no pueden ser descritos fácilmente mediante un enfoque algorítmico tradicional. Estos métodos, de una forma u otra, tienen su origen en la emulación más o menos inteligente, del comportamiento de los sistemas biológicos.

Las Redes Neuronales Artificiales (RNA) pertenecen a esta nueva forma de computación capaz de manejar las imprecisiones en incertidumbres que aparecen cuando se trata de resolver problemas relacionados con el mundo real.

La finalidad de modelar el fenómeno de desplazamiento laterales debidos a licuación inducida por sismos con una RNA es obtener una herramienta práctica y de gran confiabilidad, capaz de evaluar la magnitud de un desplazamiento lateral para cualquier combinación real posible de características y propiedades de suelos granulares saturados susceptibles a licuación ante cualquier evento sísmico, para que el ingeniero complemente su toma de decisiones al conocer la magnitud de un posible desplazamiento lateral, sin tener que recurrir a costosas y elaboradas pruebas dinámicas como lo pueden ser las triaxiales cíclicas, mesa vibradora, que sólo se encuentran en centros de investigación; o las de máquina centrífuga que no existe en México.

En este trabajo no se pretende profundizar acerca de las teorías de las RNA para que el lector aprenda RNA, ya que esto pertenece a otra rama de la ingeniería, sino se pretende mostrar a las RNA como una fuerte herramienta, relativamente nueva y cada vez más usada en ingeniería debido a su capacidad de respuesta ante fenómenos reales complejos, ya que muchas veces las RNA superan a cualquier modelo matemático basado en simplificaciones e hipótesis que en ocasiones no se cumplen.

Esta tesis se trató de estructurar de tal manera que el lector aborde el tema comenzando con conceptos generales y básicos y gradualmente se introduzca con aspectos más específicos y detallados.

En el capítulo I se acomete el tema de licuación con la finalidad de mostrar la importancia del fenómeno debido a sus diversos tipos de efectos, entre los cuales están los desplazamientos laterales; y se hace un breve resumen de algunos conceptos teóricos asociados a la licuación.

Teniendo una idea general de lo que son los desplazamientos laterales y sus efectos que provoca, en el capítulo II se hace un resumen de algunos métodos existentes para evaluar los desplazamientos laterales con el objetivo de que se pueda ubicar el lugar que ocupa el método utilizado en esta tesis dentro de su área. Se explica el fenómeno de la dilatación para mostrar la importancia de sus efectos en los desplazamientos laterales y la manera en como es involucrado tal fenómeno para predecir un desplazamiento lateral con ayuda del modelo del bloque deslizante de Newmark modificado.

Ya que se tiene estudiado el problema de desplazamientos laterales provocados por licuación durante sismos, se hace a un lado el tema, para introducir, en el capítulo III, al lector al campo de la computación neuronal, explicando los fundamentos, bases teóricas y características de las redes neuronales artificiales.

Ya con una idea general de lo que es una red neuronal artificial se hace, en el capítulo IV, una explicación de ¿Por qué son aplicables las redes neuronales en ingeniería civil? Resaltando algunas de sus ventajas sobre algunos métodos tradicionales y se presentan algunos ejemplos de aplicación de RNA en algunas áreas de la ingeniería civil.

Una vez que se tiene estudiado un método para evaluar desplazamientos laterales (modelo del bloque deslizante) y comprendido la forma en que trabajan las RNA y sus alcances, en el capítulo V, se muestra todo el proceso de modelación de desplazamientos laterales debidos a licuación haciendo uso de las RNA, se explica el proceso de generación de la base de datos, la importancia que ésta tiene dentro del modelado, el método de entrenamiento y el tipo de red utilizada, así como los parámetros que se utilizaron para validar a la red. Se explican las bases y técnicas que se utilizaron para poder eliminar algunas variables de entrada a la red con la finalidad de evitar las pruebas de laboratorio; y finalmente, se verifica la validez de la red aplicándola para predecir los desplazamientos laterales de 11 pruebas de máquina centrífuga, y dos casos reales.

En el capítulo VI se dan las conclusiones acerca de los resultados logrados de esta tesis. Y finalmente se agrega un apéndice en el que se muestra la base de datos de desplazamientos laterales durante licuación producida por sismos, con la que se entreno a la red neuronal artificial.

LA LICUACIÓN

La licuación es uno de los temas más complejos e interesantes en la ingeniería geosísmica. Este fenómeno en el año de 1964 fue la atención de muchos ingenieros cuando se presentó el sismo Good Friday ($M_w = 9.2$) en Alaska seguida por el sismo de Niigata ($M_s = 7.5$) en Japón. Estos sismos produjeron daños espectaculares inducidos por licuación presentándose fallas en taludes, puentes, fallas en cimentaciones de edificios y emersión de estructuras enterradas. Desde esa fecha la licuación ha sido estudiada extensivamente por cientos de investigadores en todo el mundo. Diferentes terminologías procedimientos y métodos de análisis han sido propuestos pero el camino no ha sido sencillo.

1.1 CONCEPTO FUNDAMENTAL DEL FENÓMENO DE LICUACIÓN

La licuación es un fenómeno en el cual la resistencia y la rigidez de suelos granulares se ve reducida por la actividad de un sismo o por efectos de cargas dinámicas. La licuación ocurre en suelos saturados, en los cuales el espacio entre las partículas individuales está ocupado por agua, ésta ejerce una presión sobre las partículas de suelo que influye como tensión en las partículas mismas; antes de un sismo, la presión del agua es relativamente baja, sin embargo, la excitación del sismo puede causar que la presión del agua incremente a un punto donde las partículas del suelo pueden fácilmente moverse unas con respecto a otras.

Para entender el fenómeno de licuación, es importante reconocer las condiciones que existen en un depósito de suelo antes de un evento sísmico. Un depósito de suelo consiste en un conjunto de partículas; si nosotros observáramos atentamente a esas partículas, pudiéramos ver que cada partícula está en contacto con un número de partículas vecinas, ver figura 1.1. El peso sumergido de las partículas produce fuerzas de contacto entre ellas, esas fuerzas permiten la formación de una estructura y proporcionan la resistencia del suelo en conjunto como se idealiza en la figura 1.2.

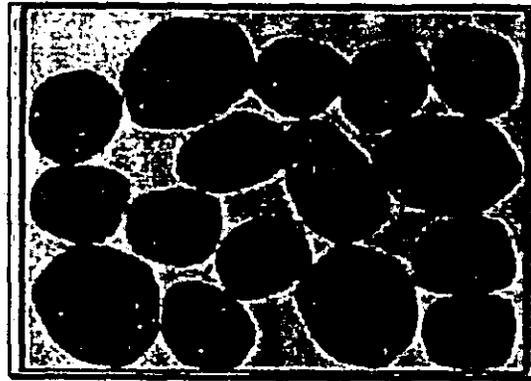


Fig. 1.1 Conjunto de partículas de un depósito de suelo.

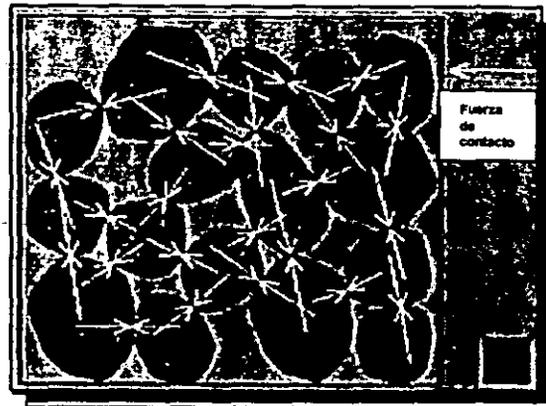


Fig. 1.2 La longitud de las flechas representa la magnitud de las fuerzas de contacto entre las partículas antes de que ocurra el fenómeno de licuación.

La licuación ocurre cuando la estructura de una arena suelta y saturada colapsa a la sollicitación de ondas sísmicas, principalmente ondas cortantes. Debido a que la estructura ha colapsado, las partículas de suelo tienden a compactarse, intentando formar una configuración más densa. En un sismo, sin embargo, no se tiene tiempo suficiente para que el agua existente en los poros del suelo sea desalojada. El concepto tiempo en este caso depende de la permeabilidad del suelo, del tipo y porcentaje de finos y las condiciones de drenaje definidas por la estratificación. Por tanto, la salida del agua se restringe y evita que las partículas de suelo se muevan; esto conlleva a un incremento en la presión de poro y consecuentemente la disminución de las fuerzas de contacto entre las partículas de suelo, de esta manera disminuye la resistencia del depósito.

En la figura 1.3, se observa cómo la magnitud de las fuerzas de contacto se reducen debido a las altas presiones de poro. En un caso extremo, la presión de poro llega a ser tan alta que muchas de las partículas de suelo pierden contacto entre ellas; en tal acontecimiento, el suelo tendrá poca resistencia y su comportamiento será similar al de un líquido y se alejará al de un sólido, de aquí surge la denominación de este fenómeno como *licuación* (Terzaghi, 1943; Florin e Ivanov, 1961). Youd y Perkins (1987), describen al fenómeno de licuación como aquél que ocurre en materiales granulares sueltos saturados con SPT en el rango de 2-10 golpes por pie.

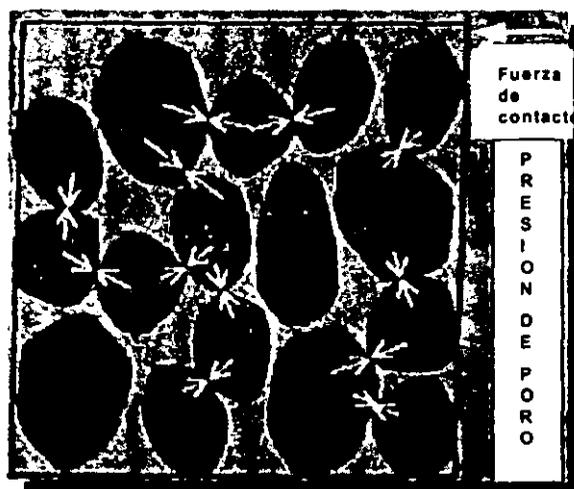


Fig. 1.3 Fuerzas de contacto reducidas entre las partículas de suelo durante el fenómeno de licuación.

La licuación, en general es un proceso por medio de cual los sedimentos localizados debajo del nivel del agua pierden temporalmente su resistencia y su comportamiento es como el de un líquido. Los tipos de sedimentos con mayor susceptibilidad a licuación, son los depósitos de arena limosos, ocasionalmente, puede presentarse licuación en materiales gravosos como el caso de Valdez Alaska, 1964 (Seed 1968).

En las condiciones de licuación, el suelo puede deformarse con pequeña resistencia cortante; grandes deformaciones pueden causar daño a edificios y a otras estructuras, éstas son llamadas fallas del suelo. La facilidad con la que el suelo puede ser susceptible al fenómeno de licuación, depende principalmente de las condiciones de densidad del suelo, la cantidad de material cementante o arcilla existente entre las partículas, tamaño y forma de las partículas, origen del depósito, etc. El nivel de deformación del suelo durante la licuación depende de la compacidad del material, la profundidad, espesor, extensión del área de la capa licuada, de la pendiente superficial del suelo, etc.

La licuación no ocurre al azar, pero es restringida por ciertas condiciones geológicas e hidrológicas que rodean al depósito. Generalmente, los suelos más susceptibles a licuarse son los sedimentos más jóvenes (menores de 10,000 años) y sueltos con niveles de agua superficiales, entre ellos podemos mencionar deltas, ríos, planicies, depósitos eólicos y rellenos pobremente compactados. Los suelos densos, incluyendo los rellenos bien compactados, tienen poca susceptibilidad a licuación.

1.2. FENÓMENOS RELACIONADOS CON LA LICUACIÓN

El término licuación, introducido originalmente por Mogami y Kubo (1953), ha sido históricamente usado en conjunto con una variedad de fenómenos que causan deformaciones del suelo producidas por disturbios monótonos, transitorios o alteración repetida en suelos con baja cohesión, saturados y bajo condiciones no drenadas. Cuando los suelos de baja cohesión están saturados y sobre ellos se aplican cargas rápidas estáticas o cíclicas bajo condiciones no drenadas la presión de poro se incrementa y los

esfuerzos efectivos decrecen. A este fenómeno se le llama licuación y se divide en dos grupos principales: licuación de flujo y movilidad cíclica.

Tanto la licuación de flujo como la movilidad cíclica son muy importantes, y ninguna evaluación de riesgo por licuación deberá carecer de ellas. En realidad, la licuación de flujo ocurre menos que la movilidad cíclica pero sus efectos son usualmente mucho más severos. Sin embargo, la movilidad cíclica puede ocurrir en áreas de suelo mucho más extensas y sus efectos pueden variar desde insignificantes hasta altamente perjudiciales. En esta tesis el término licuación se empleará para incluir tanto la licuación de flujo como la movilidad cíclica, serán identificados individualmente cuando sea necesario.

1.2.1 Licuación de Flujo

La licuación de flujo puede ocurrir cuando el esfuerzo cortante requerido para el equilibrio estático de una masa de suelo (esfuerzo cortante estático) es mayor que la resistencia al corte del suelo en estado licuado. Cuando se producen grandes deformaciones por licuación de flujo, ésta será controlada por el esfuerzo cortante estático (figura 1.4). Los esfuerzos cíclicos pueden simplemente llevar al suelo a un estado inestable en el cual su resistencia disminuye lo suficiente para permitir que el esfuerzo cortante estático produzca la falla de flujo.

1.2.2 Movilidad cíclica

La movilidad cíclica es otro fenómeno que produce largas deformaciones permanentes durante la presencia de un sismo. En contraste con la licuación de flujo, la movilidad cíclica ocurre cuando el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia al corte del suelo licuado. La deformación producida por fallas de movilidad cíclica es desarrollada durante el movimiento sísmico y son producidas por esfuerzos cortantes estáticos y cíclicos.

1.3 EFECTOS PROVOCADOS POR LA LICUACIÓN

El fenómeno de licuación por sí solo no refleja un efecto trascendental a simple vista; es decir, deben existir ciertas condiciones que exterioricen la magnitud de daño que puede ocasionar este fenómeno. Generalmente, la licuación se manifiesta en algunos tipos de fenómenos resultantes de ella, los cuales se desarrollan en función de ciertas condiciones externas. Entre estos fenómenos podemos mencionar, falla de flujo, desplazamientos laterales, oscilación del suelo, pérdida de capacidad de carga, asentamientos, e incremento de la presión lateral sobre muros de retención, etc.

1.3.1 Falla de flujo.

La falla de flujo, producto de la licuación de flujo, es uno de los efectos más dramáticos comprendidos en el fenómeno de licuación. La falla de flujo se desarrolla generalmente en arenas saturadas sueltas o limos sobre taludes con inclinaciones mayores a tres grados.

Las fallas de flujo se caracterizan por su manera natural tan repentina que genera su origen, además, de su velocidad con la que ésta se desarrolla y la gran distancia sobre la cual los materiales licuados se mueven subsecuentemente. Algunos ejemplos de fallas de flujo se pueden observar en la figura 1.5 (la presa de San Fernando) y la figura 1.6 (falla de flujo del lago Merced en San Francisco).

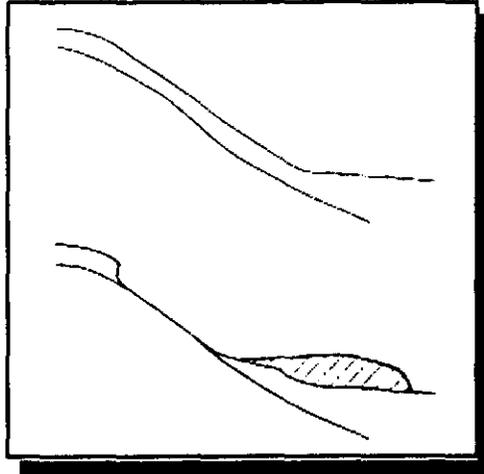


Fig. 1.4 Diagrama de una falla de flujo causada por licuación. La pérdida de resistencia genera inestabilidad y hace fluir al suelo siguiendo la pendiente. (Youd, 1992).



Fig. 1.5 Falla por licuación de la presa San Fernando en el talud aguas arriba en el sismo de 1971 en San Fernando.



Fig. 1.6 Un pequeño efecto de falla de flujo a lo largo de la costa del Lago Merced en San Francisco en 1957 (Cortesía de Kramer, 1996).

1.3.2 Desplazamientos laterales.

Las deformaciones laterales producidas por movilidad cíclica se reflejan como desplazamientos laterales de bloques superficiales de suelo. Los desplazamientos ocurren en respuesta de una combinación de fuerzas gravitatorias y fuerzas de inercia generadas por un sismo. Este fenómeno puede ocurrir en depósitos con taludes muy suaves o casi horizontales cuando existe algún depósito granular saturado y suelto y un nivel freático poco profundo adyacentes a cuerpos de agua o en taludes con superficie libre (Bartlet y Youd, 1995; Taboada y Dobry, 1998). El suelo desplazado generalmente falla internamente causando fisuras, agrietamientos, e inclinaciones para formar una superficie de falla (figura 1.7). Los desplazamientos laterales pueden ser de pocos centímetros a varios metros, además pueden estar acompañados de asentamientos; comúnmente destrozan cimentaciones de edificios, muelles y puentes construidos sobre el área de influencia de las fallas desarrolladas, colapso de muros de retención, sistemas de tuberías, etc. o simplemente deslizamientos hacia los cuerpos de agua. Algunas evidencias históricas de desplazamientos laterales permanentes, se observan en la figura 1.8, desplazamiento lateral del suelo hacia el río Matagua en el país de Guatemala en 1976, en la figura 1.9, se muestra un desplazamiento lateral del puente Showa en Niigata en 1964 y en la figura 1.10 se puede observar el colapso del puente Nishihomiya, Japón, 1995.

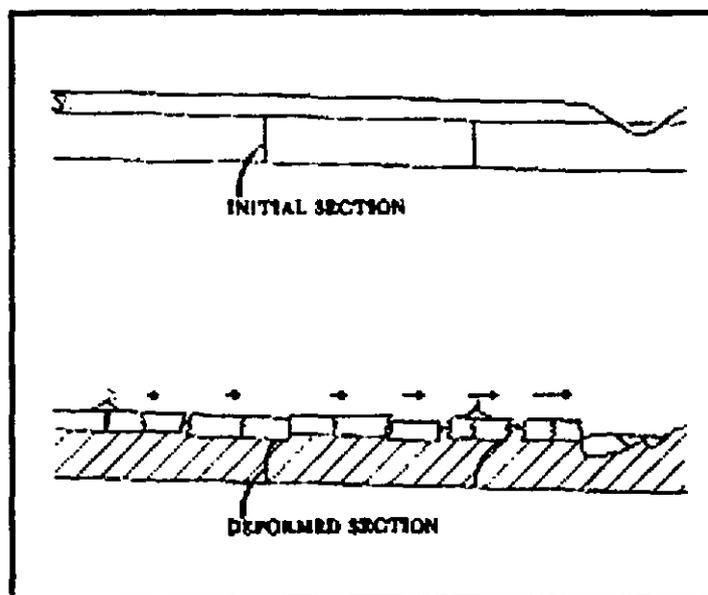


Fig. 1.7 Diagrama de desplazamiento lateral (Youd, 1992).

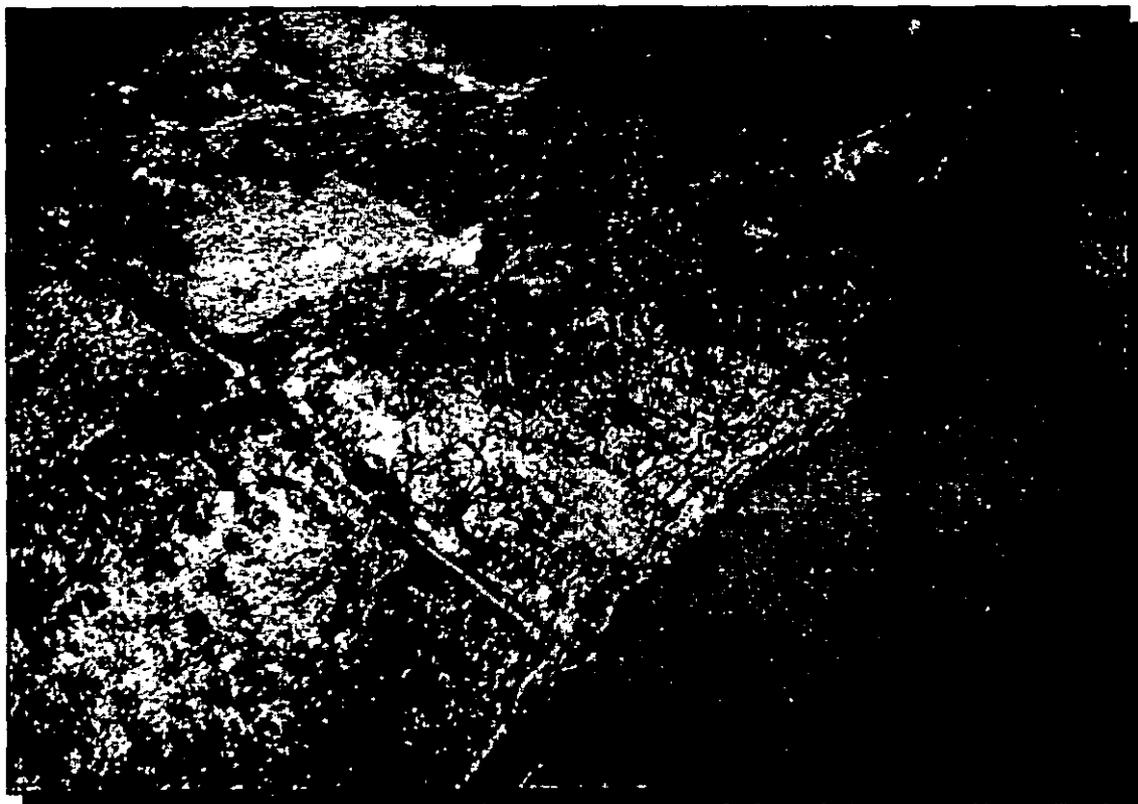


Fig. 1.8 Desplazamiento lateral del valle hacia el río Montagua en el sismo de Guatemala en 1976. Se observan grietas en la superficie del suelo paralelas a la orilla del río (Cortesía de Kramer, 1996).

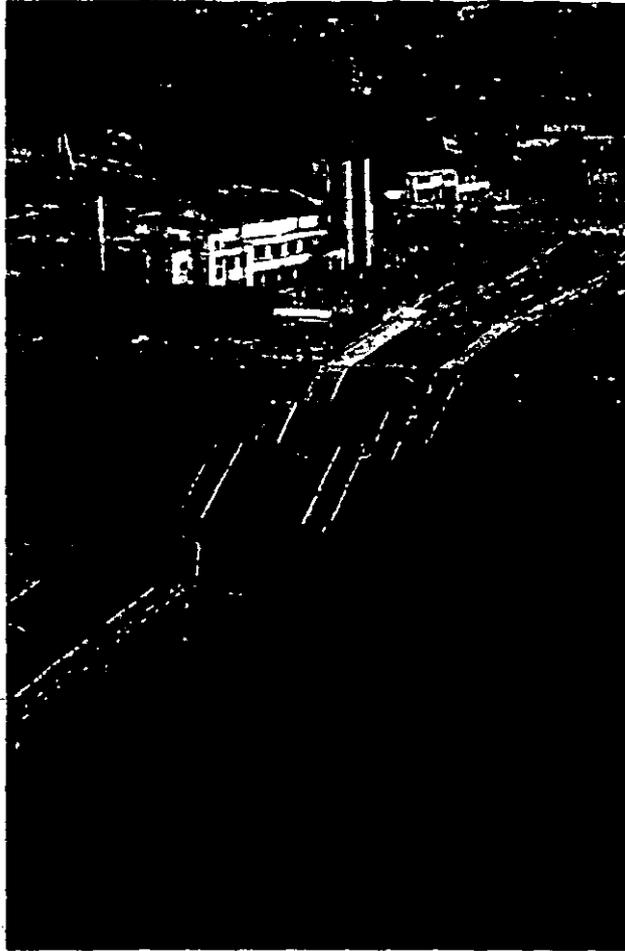


Fig. 1.9 Se muestra el puente Showa después del sismo de Niigata en 1964. Desplazamientos laterales causados en las pilas de cimentación del puente, se movieron y giraron lo suficiente para que el puente fallara en un instante.



Fig. 1.10 Colapso del puente Nishihomiya, Japón, 1995. El puente colapsó debido a que por efecto de los desplazamientos laterales los soportes se separaron.

1.3.3 Oscilación del suelo.

Un caso especial de los efectos de movilidad cíclica es cuando la superficie del suelo es horizontal o el talud es demasiado suave para producirse desplazamientos laterales, la licuación a profundidad podría separar una capa de suelo, permitiendo que el suelo más superficial oscile, en forma de ondas o abanicos (figura 1.11). Esas oscilaciones son acompañadas por abertura y cerramiento de fisuras, y fracturas de estructuras rígidas tales como pavimentos y tuberías (Figura 1.12).

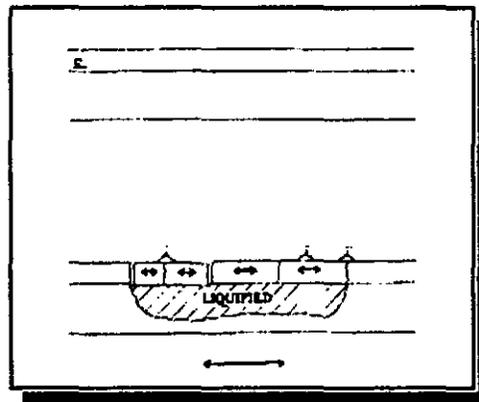


Fig. 1.11 Diagrama de oscilación horizontal causada por licuación de la zona sombreada. La capa superficial se encuentra separada en bloques. Los bloques oscilan en diferente modo, provocando fisuras y choques entre ellos. (Youd, 1992).



Fig.1.12 Fractura de pavimentos en Kobe, Japón, 1995. La licuación del suelo provocó que las capas superficiales oscilaran generando fracturas.

1.3.4 Pérdida de capacidad de carga.

Cuando el suelo que soporta un edificio u otra estructura, sufre licuación y pérdida de resistencia, pueden ocurrir grandes deformaciones dentro de la masa de suelo permitiendo que la estructura se asiente y rote (figura 1.13); por ejemplo, muchos edificios sufrieron asentamientos excesivos por pérdida de capacidad de carga durante el sismo de 1964 en Niigata, Japón (figura 1.14).

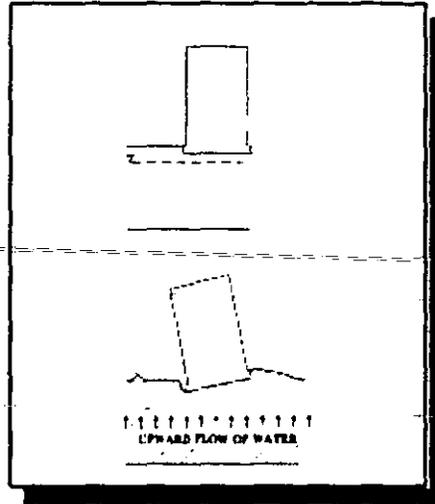


Fig. 1.13 Diagrama de una estructura inclinada debido a la pérdida de capacidad de carga. La licuación debilita el suelo reduciendo su capacidad para soportar las cimentaciones, lo que permite a estructuras pesadas que se asienten e inclinen (Youd, 1992).

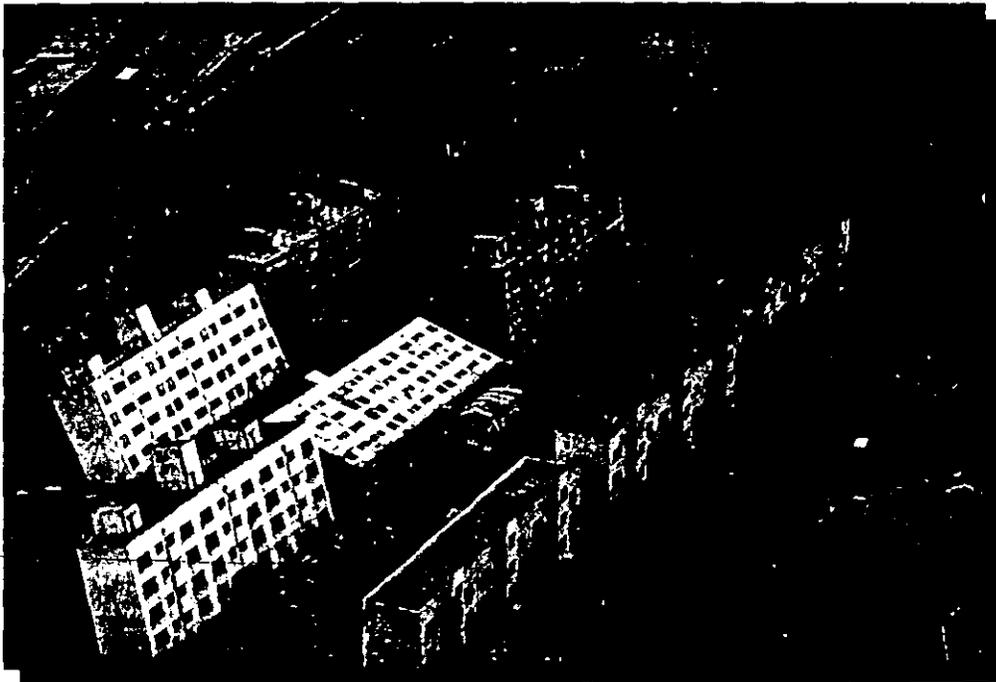


Fig. 1.14 Unidad habitacional Kawagishi-cho, Niigata, 1964. Debido a la licuación del suelo se generó una disminución en la capacidad de carga provocando que los edificios se hundieran e inclinaran.

1.3.5 Asentamientos.

En muchos casos, el peso de la estructura no es lo suficientemente grande para causar grandes asentamientos asociados con la falla por capacidad de carga descrita anteriormente; sin embargo, pueden ocurrir pequeños asentamientos como resultado de la disipación de poro y como consecuencia de la consolidación del suelo después del sismo (figura. 1.15). Estos asentamientos podrían causar daños; sin embargo, éstos son menores que los producidos por los fenómenos de falla de flujo, desplazamientos laterales, y capacidad de carga.



Fig. 1.15 Hundimiento en arena cerca de Niigata , Japón, después del sismo de 1964 (Cortesía de Kramer, 1996).

1.3.6 Volcanes de arena

Al presentarse la movilidad cíclica, se generan presiones de poro muy altas, las cuales obligan a que el agua fluya rápidamente a la superficie, formando pequeños volcanes de arena. Este ascendente de agua puede ocurrir durante o después de un sismo. los volcanes de arena indican también zonas de posibles asentamientos diferenciales (figura. 1.16).



Fig. 1.16 Volcán de arena en un campo de arroz después del sismo de Niigata, 1964.

1.3.7 Incremento de las presiones laterales sobre muros de retención.

Sí el suelo que se encuentra detrás de los muros se licua, las presiones laterales sobre éstos pueden incrementarse considerablemente. Como resultado, los muros pueden ser desplazados lateralmente, girados, o sufrir falla estructural, como se ha sido observado en muelles durante diferentes eventos sísmicos (figura 1.17).

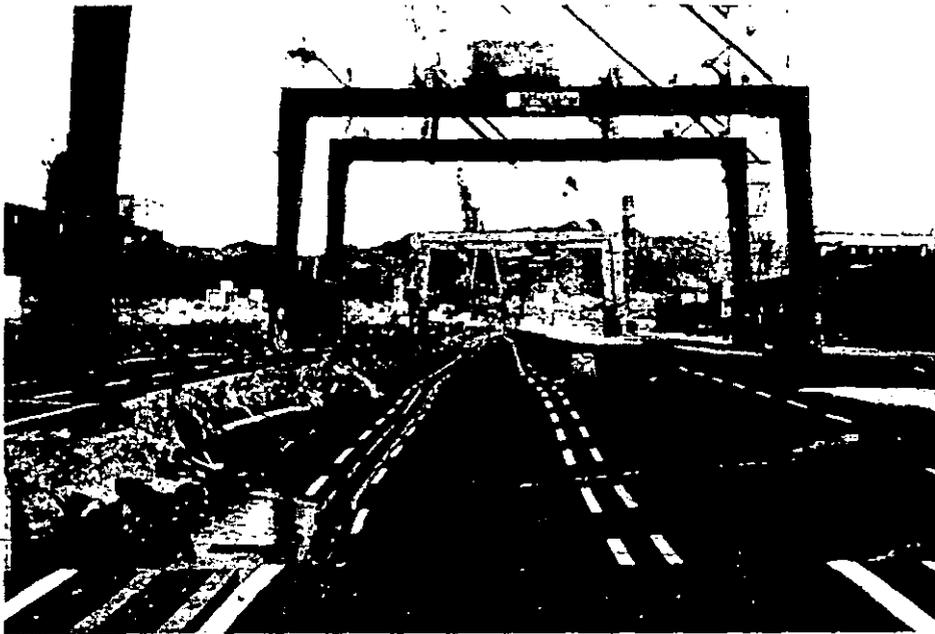


Fig. 1.17 Daños en el muro de retención del muelle de la isla Rokko, Kobe, 1995. La licuación produjo desplazamientos laterales que empujaron al muro hacia fuera entre 2 y 3 m. Atrás de los muros se formaron áreas de depresión llamadas "grabens".

1.4 CONCEPTOS GENERALES RELACIONADOS A LA LICUACIÓN

1.4.1 Evaluación de riesgo por licuación

Ambos licuación flujo de y movilidad cíclica pueden producir daños en sitios específicos, es por eso que una evaluación completa de riesgo por licuación requiere que ambos términos sean analizados. Cuando en ingeniería se encuentra un problema semejante, se tendrá que realizar una evaluación del riesgo por el potencial de licuación preguntándose lo siguiente:

1. ¿El suelo es susceptible a licuación?
2. ¿Si el suelo es susceptible, se presentará la licuación?
3. ¿Si la licuación se presenta, que daños ocurrirán?

Esas preguntas pertenecen a los 3 aspectos más críticos de una evaluación de riesgo de licuación: susceptibilidad, iniciación, y efectos. Los 3 deben ser considerados en una evaluación comprensiva de riesgo por licuación.

1.4.2 Susceptibilidad de licuación de los suelos.

El hecho de que un depósito de suelo sea o no susceptible a licuación no significa que sea necesaria la presencia de un sismo para que ésta se presente, es decir, para que ocurra licuación se requiere un fuerte disturbio. Si el suelo es susceptible a licuación, el inicio de licuación y sus efectos deberán ser estudiados, para esto existen varios criterios que para el estudio de susceptibilidad deben tomarse en cuenta, estos criterios son los siguientes: histórico, geológico y de composición, etc.

Criterio histórico, la mayoría de la información sobre el comportamiento de la licuación se ha obtenido en investigaciones de campo después de la presencia de importantes eventos sísmicos, las cuales muestran que la licuación frecuentemente ocurre en las mismas localizaciones cuando las condiciones del suelo y agua permanecen sin cambio (Youd y Wiczorek, 1984). De esta manera, los casos históricos de licuación pueden usarse para identificar condiciones generales o lugares específicos que pueden ser susceptibles a licuación en presencia de futuros eventos sísmicos.

Criterio geológico, los depósitos de suelo que son susceptibles a licuación tienen características geológicas parecidas (Youd, 1991). Las condiciones hidrológicas, ambientales, así como la edad del depósito, contribuyen a la susceptibilidad a licuación de un depósito de suelo (Youd, 1977). Los procesos geológicos que generan suelo con partículas de tamaño de grano uniforme y en estado suelto, producen depósitos de suelo con alta susceptibilidad a licuación. La susceptibilidad en depósitos antiguos es generalmente menor que la susceptibilidad presentada por los depósitos nuevos, esto podría fundamentarse en la diferencia existente en el grado de consolidación de ambos depósitos.

Criterio de composición, este aspecto se refiere al tamaño, forma y graduación de las partículas. Para el desarrollo de licuación se requiere de la presencia del exceso de presión de poro, por lo que la susceptibilidad a licuación está influenciada por las características de composición del suelo, ya que éstas influyen en el comportamiento del cambio de volumen. Por lo que se puede decir que los suelos con características de composición que desarrollen altos cambios de volumen, se asocian a una alta susceptibilidad a licuación. Aunado a esto podemos mencionar lo siguiente, el tamaño de los granos influye en la licuación ya que esta se ha presentado en el campo, en presencia de grava (Coulter y Miglaccio, 1966; Youd, 1985; Yegian et al, 1994), como en laboratorio (Wong et al, 1975; Evans y Seed, 1987). La susceptibilidad a licuación se ve también influenciada por la graduación del material, ya que los suelos bien graduados son generalmente menos susceptibles que los mal graduados, debido a que los vacíos en las partículas grandes y pequeñas en suelos bien graduados producen un menor potencial de volumen bajo condiciones drenadas, y por otro lado, se presentan bajos excesos de presión de poro bajo condiciones no drenadas. La forma de las partículas también tiene gran influencia en la susceptibilidad a licuación, suelos con partículas de forma redondeadas son menos densos que los suelos con partículas de forma angular, es por ello que en los primeros existe mayor susceptibilidad a licuación que en los suelos con partículas angulares. Sin embargo, suelos con igual compacidad relativa, su susceptibilidad a licuación disminuye con la angulosidad de las partículas.

Criterio de estado, si un suelo se conoce que es susceptible a licuación, este puede todavía no ser susceptible a licuación, también depende del estado inicial del suelo (por ejemplo: esfuerzos, características de densidad, etc.). Cuando en un suelo particular se generan presiones de poro influyen en él, tanto la densidad como el esfuerzo inicial, por lo que la susceptibilidad a licuación depende de las condiciones iniciales del suelo.

Para introducir métodos modernos para evaluar el criterio de estado y proporcionar las bases para calcular los efectos de licuación, se hará un repaso de algunos conceptos básicos del comportamiento de suelos con baja cohesión.

1.4.3 Relación de vacíos crítica

En trabajos iniciales sobre resistencia al corte de suelos, Casagrande (1936) desarrolló ensayos triaxiales drenados a deformación controlada en especímenes de arena suelta y densa. En la figura 1.18, se muestran resultados obtenidos en muestras ensayadas a niveles de presión de confinamiento y densidad similares. En los resultados se observa que inicialmente los especímenes sueltos se contraen o se densifican durante el ensaye, y los especímenes densos, inicialmente se contraen, pero después rápidamente comienzan a dilatarse.

A grandes deformaciones todos los especímenes se aproximan a una densidad y resistencia correspondientes a la de una arena en estado suelto, por lo cual la relación de vacíos así definida se denomina relación de vacíos crítica. Un criterio más refinado fue desarrollado por Gonzalo Castro (1969), quien propuso ensayos triaxiales no drenados a esfuerzos controlados. Los resultados de estos ensayos mostraron, cómo la relación de vacíos crítica se relaciona únicamente con la presión efectiva de confinamiento, llamando a este lugar geométrico línea de relación de vacíos crítica (CVR), figura 1.19.

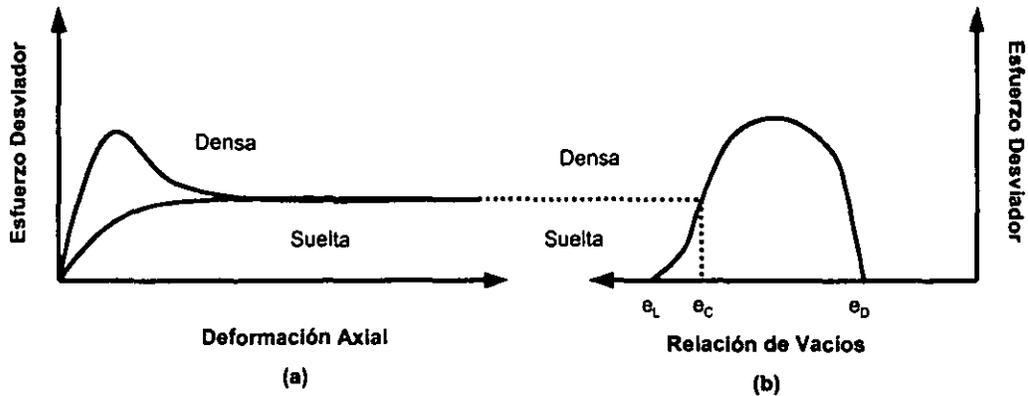


Fig. 1.18 (a) Esfuerzo deformación y **(b)** curva esfuerzo desviador - relación de vacíos para arenas sueltas y densas con la misma presión de confinamiento.

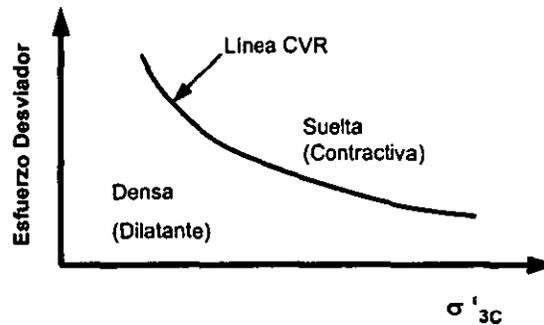


Fig. 1.19 La línea CVR es una frontera entre el estado de contracción de una arena suelta y el estado de dilatación de una arena densa.

1.4.4 Estado estable de deformación

A grandes deformaciones, la estructura original del material se ha perdido y ésta adquiere una estructura de flujo donde la masa de suelo se deforma continuamente a volumen, esfuerzo normal efectivo, esfuerzo cortante, y velocidad constantes; a este estado de deformación se ha llamado estado estable de deformación (Poulos, 1981). De esta manera, para un material determinado, a cada relación de vacíos le corresponde un valor único de resistencia al alcanzar este estado, lo cual permite definir una línea de resistencia en el estado estable ensayando especímenes formados con distintas compacidades. A la línea así formada, se le conoce como línea del estado estable (LEE), o steady-state line (SSL), y tiene la característica de ser única. Se ha observado que esta línea tiene una expresión logarítmica dada por:

$$e_{ee} = \Gamma - \lambda_{ee} \ln(p') \tag{1.1}$$

Donde:

e_{ee} = Relación de vacíos en el estado estable.

Γ = Valor de e_{ee} para $p' = 1 \text{ kg/cm}^2$.

λ_{ee} = Pendiente de la línea en el estado estable.

p' = Esfuerzo efectivo normal octaédrico.

Desde que la condición del estado estable de deformación es alcanzada a grandes deformaciones, después el efecto de las condiciones iniciales tales como la estructura del suelo, esfuerzos e historia de deformaciones, y condiciones de carga han sido olvidadas, la presión de confinamiento efectiva en un elemento de suelo en estado estable de deformación depende solamente de la densidad del suelo. Sin embargo, Poulos (1985) señala que la pendiente de línea del estado estable es afectada principalmente por la forma de las partículas del suelo, mientras que la posición vertical de ésta es afectada por la distribución de los granos. Estudios más recientes a los anteriores Vaid et al. (1990), Konrad (1990a y 1990b), y Vaid y Thomas (1995) indican que la línea del estado estable puede ser influenciada por la modalidad del ensaye y la presión efectiva de confinamiento. Por otro lado, Kramer (1989) mostró que el fenómeno del estado estable es muy sensible con la incertidumbre de la magnitud de los parámetros y que la resistencia en estado estable debe reducirse significativamente para disminuir la probabilidad de sobrestimar la resistencia en el estado estable a un valor aceptablemente bajo.

La línea de puntos que describen la relación entre la relación de vacíos y la presión de confinamiento efectiva en un estado estable de deformación es llamada línea del estado estable (LEE), en su forma más general, la curva LEE o SSL puede verse como una curva en tres dimensiones $e-\sigma'-\tau$ (figura 1.20). La línea SSL es útil para identificar las condiciones bajo las cuales un suelo particular puede o no ser susceptible a la licuación de flujo (figura 1.21). Los suelos cuya localización es por debajo de la línea SSL no son susceptibles a la licuación de flujo, y un suelo que se ubica por arriba de la línea SSL será susceptible a la licuación de flujo solamente si el esfuerzo cortante estático excede la resistencia del estado estable o residual. También esta curva puede ser utilizada para evaluar la resistencia al cortante de un suelo en condiciones de licuación.

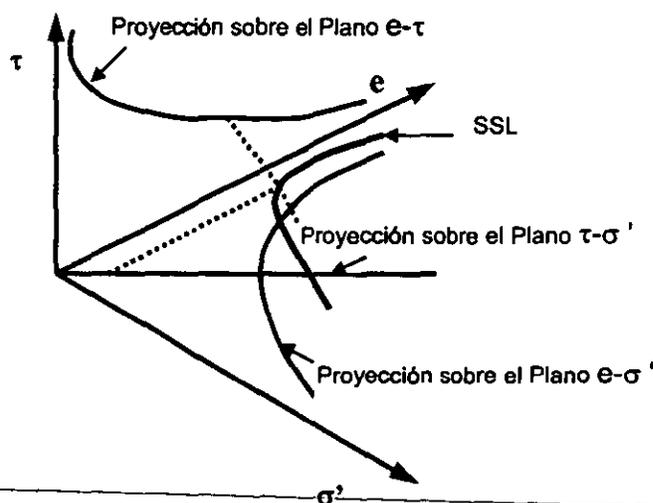


Fig. 1.20 Línea del estado estable en tres dimensiones mostrando las proyecciones sobre el plano $e-\tau$, plano $e-\sigma'$ y el plano $\tau-\sigma'$.

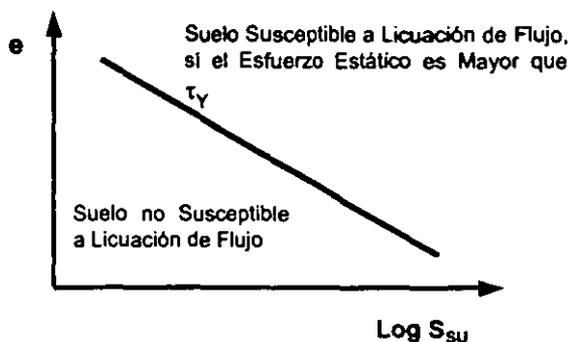


Fig. 1.21 Criterio de estado para medir la susceptibilidad de licuación de flujo. Los suelos con combinación de densidad inicial y condiciones de esfuerzo que se localizan arriba de la línea SSL son susceptibles a licuación de flujo cuando la resistencia del cortante estático es mayor que la resistencia del estado estable. La condición inicial ubicada bajo la línea SSL no es susceptible a la licuación de flujo.

1.4.5 Parámetro de estado.

Usando conceptos de mecánica de suelos del estado crítico, el comportamiento de suelos friccionantes debe relacionarse más estrechamente con la proximidad del estado inicial a la línea del estado estable que con medidas absolutas de densidad (Poorooshasb y Roscoe, 1961), es decir, suelos localizados a una misma distancia desde la línea del estado estable deberán exhibir comportamientos similares. Usando esta lógica, un parámetro de estado (Been y Jeffries, 1985) puede definirse como:

$$\Psi = e - e_{SS} \tag{1.2}$$

Donde e_{SS} es la relación de vacíos de la línea del estado estable a una presión de confinamiento efectiva de interés (figura 1.22). Cuando el parámetro de estado es positivo, el suelo exhibe un comportamiento contractivo y puede ser susceptible a licuación de flujo, cuando es negativo, un comportamiento de dilatación ocurrirá y el suelo no será susceptible a licuación de flujo.

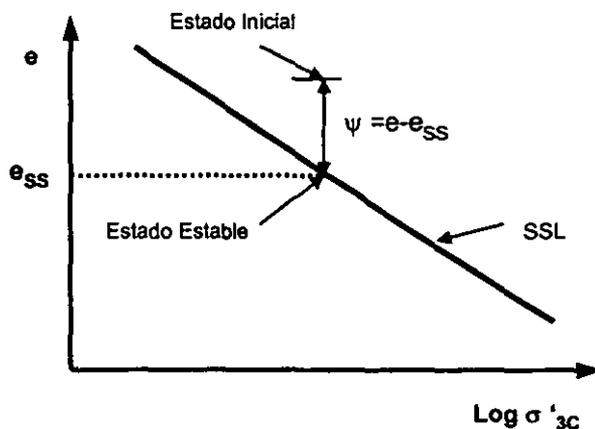


Fig. 1.22 Parámetro de estado.

1.4.6 Comportamiento de arenas en carga monótonica.

El comportamiento no drenado de arenas bajo carga monótonica puede caracterizarse en términos de tres regiones en el diagrama de estado (Alarcón-Guzmán, 1988), tal como se muestra esquemáticamente en la figura 1.23a. Primeramente, existe una región en el diagrama de estado en la que exhibe una marcada tendencia a perder la rigidez con la deformación; es decir, luego de alcanzar el pico de resistencia, el material sufre deformaciones de flujo hasta alcanzar el estado estable. A esta región se le llama, región de ablandamiento con la deformación. Las probetas D, E, y F del esquema, cuyas TEE (trayectorias de esfuerzos efectivos) se pueden apreciar en la figura 1.23b, presentan el comportamiento de tal región, al cual se le conoce como comportamiento contractivo.

Luego se tiene una región de transición donde la resistencia de las probetas disminuye después de sobrepasar un máximo; posteriormente, cuando se han acumulado deformaciones relativamente grandes, vuelve a ganar resistencia mientras se va reduciendo la presión de poro, lo que es una manifestación de las tendencias dilatantes del espécimen. Este es el caso de los especímenes en B y en C, (figura 1.23b), cuya TEE cambia de dirección al disminuir la presión de poro. A la línea que une el origen del espacio $p'-q$ y a el punto de cambio de dirección de la TEE (figura 1.23b) se le ha llamado línea de transformación de fase (Ishihara et al, 1975).

Finalmente, existe también una región donde los especímenes exhiben solamente endurecimiento con la deformación. Las tendencias dilatantes prevalecen en el comportamiento, lo que resulta en una disminución en la presión de poro. Tal es el caso del espécimen en A, cuya TEE presenta un cambio de dirección a la derecha al encontrar la envolvente del estado estable (ver figura 1.23b), a la que se ha llamada envolvente de falla. Las TEE de los especímenes en esta región no presenta ningún pico de resistencia máxima.

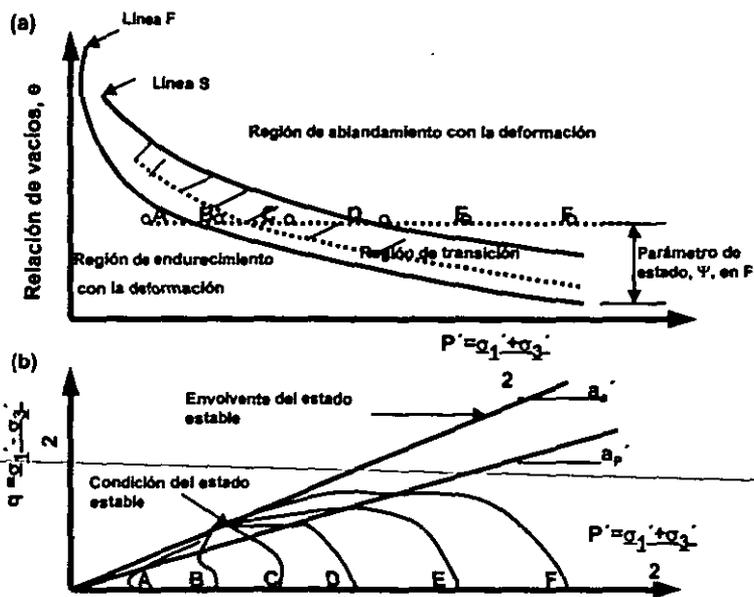


Fig. 1.23 Comportamiento no drenado de arenas en cargas monótonicas. (a) Regiones en el diagrama de estado, (b) Trayectorias de esfuerzos efectivos (Alarcón-Guzmán, 1988).

1.4.7 Comportamiento de arenas en carga cíclica.

Durante muchos sismos la mayor parte de las deformaciones en el suelo pueden atribuirse a la propagación vertical de las ondas de corte viajando desde los estratos profundos hasta los más someros. De tal forma que se puede visualizar un elemento de suelo sujeto a una serie de deformaciones cíclicas que cambian de dirección durante un sismo. Si la superficie del terreno es aproximadamente horizontal, entonces antes del sismo no existen esfuerzos cortantes en el plano horizontal. Durante el sismo, el esfuerzo normal en este plano permanece constante mientras se inducen esfuerzos cortantes cíclicos debidos al movimiento del terreno (Seed y Lee, 1966). Para simular esto en ensayos triaxiales, a partir de un estado final de la consolidación, el espécimen se somete a un tren o señal de esfuerzos cíclicos verticales que tienen una amplitud y frecuencia determinada. Estas señales pueden ser: reversibles (cuando los esfuerzos cíclicos son de compresión y de extensión alternativamente), no reversibles (cuando los esfuerzos cíclicos son todos de compresión) e intermedia (cuando los esfuerzos cíclicos son todos de compresión y en los valles de cada ciclo se alcanza la condición de esfuerzo cortante nulo).

En carga cíclica el parámetro de comportamiento dominante ha sido la resistencia a la ocurrencia de los siguientes eventos: el fenómeno de la falla por deformaciones de flujo o falla fluida (Castro, 1975), es decir, la falla que se produce por el colapso de la estructura y conduce al flujo en el estado estable; y el alcance de un nivel prefijado de deformación (Seed y Lee, 1966). Esta resistencia se ha medido por la relación entre el número de ciclos, N , en que se alcanza cualquiera de estos eventos, y la amplitud de carga cíclica. Al igual que en carga estática, la resistencia al colapso de la estructura en carga cíclica está gobernada principalmente por la estructura inicial de la probeta, la cual está dada por el método de formación del espécimen y, como consecuencia de lo anterior, por su densidad o compacidad inicial. El comportamiento a deformaciones relativamente grandes, al alcanzar el estado estable, está influenciado por: la compacidad inicial de la probeta, por el patrón de carga cíclica y su frecuencia, y por la historia de esfuerzo de consolidación.

Las probetas de arena pueden exhibir un comportamiento contractivo o un comportamiento con tendencia dilatante, según su estado inicial. Castro (1975) y Castro y Poulos (1977) clasificaron el tipo de falla de arenas saturadas en cargas cíclicas de la siguiente manera:

1. Licuación: para identificar la falla fluida que se obtiene al ensayar probetas contractivas.
2. Movilidad cíclica: para identificar el fenómeno de deformación progresiva sin colapso que presentan las probetas dilatantes al ser ensayadas con carga cíclica.

Actualmente el concepto de movilidad cíclica se ha refinado y estandarizado (Kramer, 1996). La movilidad cíclica se define como un fenómeno que puede producir grandes deformaciones permanentes inaceptables durante un evento sísmico. En contraste con la licuación de flujo o falla de flujo, la movilidad cíclica ocurre cuando la resistencia cortante de fluencia o residual es mayor que el esfuerzo cortante estático en la masa de suelo. Las deformaciones producidas por fallas de movilidad cíclica se desarrollan subsecuentemente

durante el evento sísmico, las cuales suelen disminuir por el fenómeno de dilatación de los materiales, después de un cierto nivel de deformación cortante.

Las deformaciones producidas por el fenómeno de movilidad cíclica son controladas por los esfuerzos cortantes cíclicos y estáticos; la susceptibilidad de la movilidad cíclica depende del estado de esfuerzos inicial del suelo en términos de la relación de vacíos y la presión efectiva de confinamiento. La movilidad cíclica puede ocurrir tanto en suelos sueltos o densos, a pesar de que el estado inicial se encuentre arriba o debajo de la proyección de SSL (relación de vacíos–presión efectiva de confinamiento). Sin embargo, la movilidad cíclica puede desarrollarse cuando el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia cortante en el estado estable. Así, la susceptibilidad a la movilidad cíclica está definida por la zona sombreada de la figura 1.24b, debajo del punto de estado estable. Esta región fue definida de la siguiente manera; en la figura 1.24a se expone la trayectoria de esfuerzos de cinco ensayos de corte no drenado. Tres especímenes (C, D, y E) fueron ensayados a cargas mayores que su resistencia residual, y experimentaron licuación de flujo. La línea recta que une a los puntos donde se inició la licuación de flujo y el origen es llamada como superficie de licuación de flujo "Flow Liquefaction Surface" (FLS). Cuando la licuación de flujo no se presenta (sí el esfuerzo cortante estático es menor que la resistencia en el estado estable), la línea FLS es truncada por una línea horizontal a través del punto de estado estable.

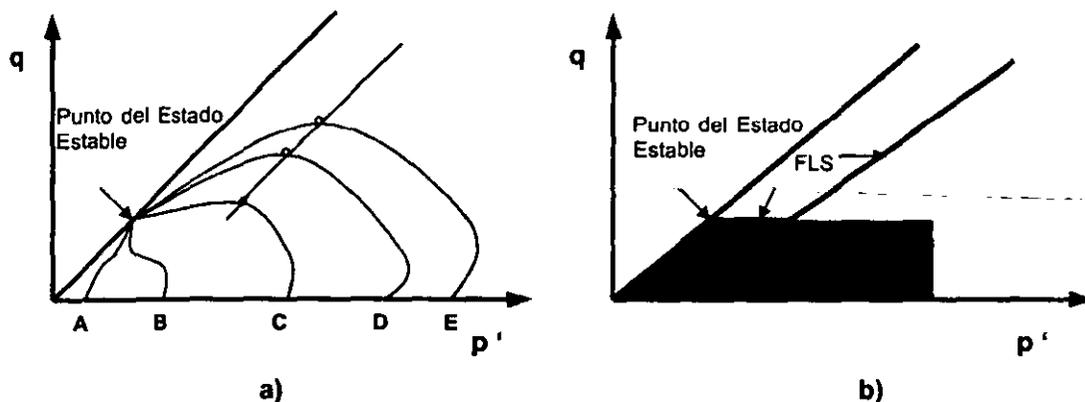


Fig. 1.24 Zona de susceptibilidad a movilidad cíclica (Kramer, 1996).

Movilidad cíclica puede ocurrir cuando una combinación de condiciones iniciales y carga cíclica exceden temporalmente la resistencia en el estado estable, o cuando la trayectoria de esfuerzos alcanza la envolvente de falla no drenada como se muestra en la figura 1.25. Tres combinaciones de condiciones iniciales y de carga cíclica generalmente producen movilidad cíclica, la primera, ilustrada en la figura 1.25a, ocurre cuando $\tau_{estático} - \tau_{cíclico} > 0$ (no hay reversibilidad de esfuerzo cortante) y $\tau_{estático} + \tau_{cíclico} < \tau_y$ (no excede la resistencia del estado estable o resistencia de fluencia). En este caso la trayectoria de esfuerzos efectivos se mueve hacia la izquierda hasta alcanzar la envolvente de falla drenada.

La segunda condición (figura 1.25b) ocurre cuando el $\tau_{estático} - \tau_{cíclico} > 0$ (no hay reversibilidad de esfuerzo cortante) y $\tau_{estático} + \tau_{cíclico} > \tau_y$ (excede momentáneamente la resistencia del estado estable). Otra vez, la carga cíclica hace que la trayectoria de esfuerzos efectivos se mueva hacia la izquierda; y tercera condición, es aquella en la cual

el $\tau_{\text{estático}} - \tau_{\text{cíclico}} < 0$ (hay reversibilidad de esfuerzo cortante) y $\tau_{\text{estático}} + \tau_{\text{cíclico}} < \tau_y$ (no excede la resistencia del estado estable). En este caso (figura 1.25c) los cambios de los esfuerzos cortantes en cada ciclo incluyen cargas de compresión y de extensión; experiencias experimentales (Dobry et al. 1982; Mohamad y Dobry, 1986). A diferencia de la licuación de flujo, no hay un punto definido en el cual la movilidad cíclica inicia.

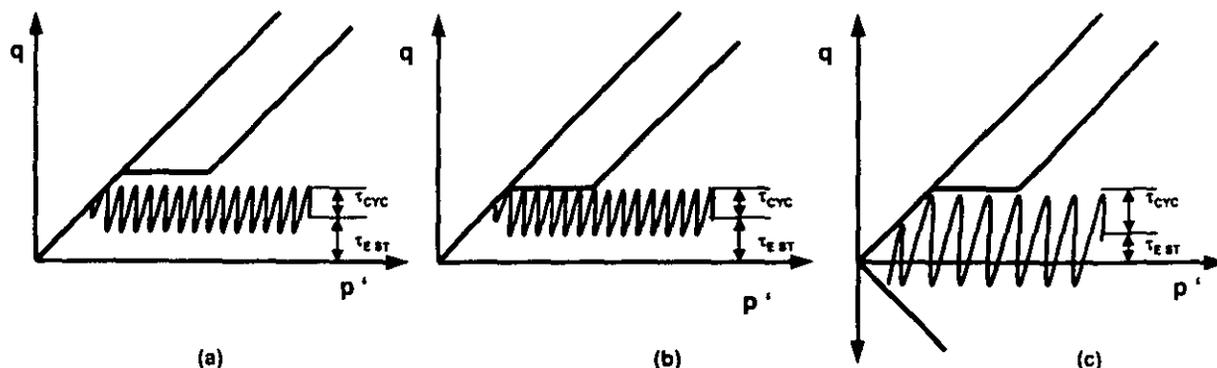


Fig. 1.25 Casos de movilidad cíclica: **(a)** esfuerzo no reversible y no excede la resistencia del estado estable; **(b)** esfuerzo no reversible con períodos de excedencia de la resistencia del estado estable; **(c)** esfuerzo reversible sin excedencia de la resistencia del estado estable (Kramer, 1996).

1.4.8 Resistencia cortante de un suelo arenoso en condiciones de licuación.

Durante muchos años, se ha trabajado para entender las condiciones generales que prevalecen durante el fenómeno de licuación. La resistencia cortante en condiciones de licuación, es uno de los conceptos importantes sobre los cuales se tiene un cierto grado de incertidumbre, tanto en su magnitud como en la modalidad de laboratorio que permita definir razonablemente este parámetro. Diversos investigadores han trabajado sobre el concepto y evaluación de la resistencia en condiciones de licuación. Poulos et al. (1985) establece que la resistencia mínima de un suelo licuado puede definirse como la resistencia no drenada en el estado estable (estado estable de deformación); Seed (1987) define a la resistencia en condiciones de licuación como la resistencia residual no drenada debido a que ésta representa la resistencia cortante mínima disponible durante el fenómeno; mientras que Stark y Mesri (1992), la definen como resistencia crítica no drenada, la cual es la resistencia disponible después de licuación y que puede ser aplicada para análisis de estabilidad.

El fenómeno de licuación observado incluye falla de flujo y deformación limitada. La deformación limitada consiste de desplazamientos laterales, donde existen esfuerzos cortantes estático muy bajos (ladera con pendientes pequeña), y el otro caso es cuando existen esfuerzos cortantes considerables, por ejemplo, la presa de San Fernando. Para el caso del deslizamiento de la presa de San Fernando, Castro (1969) realiza ensayos triaxiales monotónicos a compresión para definir la resistencia al cortante que controlaba la deformación, llegando a niveles de 45 kPa; mientras que Arulmoli et al. (1992) realiza ensayos de corte simple cíclico sobre arena de Nevada, obteniendo una resistencia de aproximadamente de 3.3 kPa.

Lo anterior nos lleva a cuestionarnos, cual sería el nivel de resistencia que realmente desarrolla un depósito analizado durante el fenómeno de licuación y cual es el ensaye de laboratorio que simula razonablemente las sollicitaciones reales. Estas preguntas han sido respondidas razonablemente por diversos investigadores, entre ellos podemos mencionar a Poulos et al, (1985).

LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Como ya explicé en el capítulo uno, los desplazamientos laterales son uno de los efectos provocados por movilidad cíclica, que es uno de los fenómenos que comprende la licuación de suelos. Los desplazamientos laterales causan gran parte de los daños cuando ocurre licuación; es por eso que investigadores en todo el mundo han tratado de estudiar el fenómeno de desplazamientos laterales con la finalidad de evaluar la posibilidad de ocurrencia de los mismos, predecir su magnitud con el propósito de valorar los posibles daños que producirán, y así, proponer la solución correspondiente.

2.1 EVALUACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Con la finalidad de tener una visión general del campo de investigación y los alcances logrados en torno a la evaluación de los desplazamientos laterales, se hace una breve descripción de diferentes métodos empíricos, de laboratorio y analíticos o semiempíricos.

2.1.1 Métodos empíricos

Los métodos empíricos son respaldados por estudios sobre bases de datos de desplazamientos laterales causados por el fenómeno de licuación presentados en diversos sitios. Estos métodos intentan predecir la magnitud de los desplazamientos laterales permanentes como un valor medio para un perfil de suelo específico.

Método de Hamada.

Hamada et al. (1986), realiza una extensa recopilación de datos geotécnicos y topográficos sobre los desplazamientos permanentes observados después de los sismos presentados en Niigata en 1964, San Fernando en 1971 y Nihonkai-Chubu en 1983. Hamada propone la siguiente relación empírica para estimar la magnitud de desplazamientos permanentes:

$$D_H = 0.75 H^{1/2} s^{1/3} \quad (2.1)$$

Donde, D_H , es el valor medio del desplazamiento horizontal permanente en metros; H , es el espesor del estrato de suelo susceptible a licuación, en metros, y s , es la pendiente mayor entre la pendiente de la superficie y la pendiente de la frontera inferior de la capa licuada, en porcentaje.

La ecuación (2.1) fue definida para un rango muy reducido de magnitudes de sismos y condiciones del suelo; por tanto, no es claro que esto pueda aplicarse a otras condiciones. La expresión propuesta por Hamada et al. (1986) parece muy sencilla; sin embargo, se desprecian factores topográficos o geotécnicos del sitio, los cuales tienen un papel importante en el fenómeno de los desplazamientos laterales.

Método de Bartlett y Youd

Bartlett y Youd (1995) desarrollaron un modelo empírico para predecir la magnitud de los desplazamientos laterales inducidos por licuación. El modelo fue desarrollado utilizando datos sismológicos, topográficos y geológicos de algunos casos históricos de desplazamientos laterales presentados en Estados Unidos y Japón. Para ello, utilizaron un análisis de regresión lineal múltiple. Los desplazamientos laterales fueron relacionados a un sin número de orígenes y parámetros de los sitios, el modelo distingue claramente dos tipos generales de desplazamientos laterales:

- a) Desplazamientos laterales en taludes con superficie libre; estos son aquellos que presentan una superficie no confinada ubicada en el extremo del cuerpo de agua. La expresión propuesta es la siguiente:

$$\log D_H = -16.366 + 1.178M - 0.927 \log R - 0.013 R + 0.657 \log W + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log (100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15} \quad (2.2)$$

- b) Desplazamientos laterales en pendientes suaves hacia abajo sin superficie libre; este tipo de taludes son aquellos que presentan confinamiento a lo largo del espesor de suelo potencialmente licuable. La expresión propuesta es la siguiente:

$$\log D_H = -15.787 + 1.178M - 0.927 \log R - 0.013 R + 0.429 \log S + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log (100 - F_{15}) - 0.922(D_{50})_{15} \quad (2.3)$$

Donde:

M = Es la magnitud momento del sismo.

R = Distancia horizontal más cerca a la fuente de energía sísmica (Km).

W = Relación de la superficie libre = $h/L \times 100$ (%).

h = Altura de la superficie libre.

L = Distancia horizontal desde la superficie libre al punto de interés.

S = Pendiente del suelo hacia el canal.

T_{15} = Espesor acumulado de los estratos saturados con $(N_1)_{60} \leq 15$ (m).

F_{15} = Promedio del Contenido de finos (partículas ≤ 0.075 mm) en T_{15} (%).

$(D_{50})_{15}$ = Promedio (D_{50}) en T_{15} (mm).

Z_T = Profundidad hasta el estrato susceptible.

El rango de aplicabilidad del modelo recomendado por los autores es:

$$6 \leq M \leq 8$$

$$1 \leq W(\%) \leq 20$$

$$0.1 \leq S(\%) \leq 6$$

$$1 \leq T_{15} \text{ (m)} \leq 15$$

$$1 \leq Z_T \text{ (m)} \leq 10$$

$$F_{15}(\%) \leq 50$$

$$(D_{50})_{15} \text{ (mm)} \leq 1$$

Bartlett y Youd (1995) establecen que cuando W es menor a 1%, el comportamiento de los desplazamientos laterales es controlado por la inclinación del talud, ecuación (2.3). Para el rango de $1\% \leq W \leq 5\%$ es un caso intermedio, donde la magnitud de la inclinación del talud y la superficie libre influyen en los desplazamientos, seleccionándose el mayor. Para W entre (5% y 20%), las condiciones de superficie libre controlan los desplazamientos laterales, utilizando la ecuación (2.2) para la predicción. Para el caso en el que $W > 20\%$, se pudiera hablar del fenómeno de deslizamiento por flujo.

2.1.2 Modelación en laboratorio

Debido a la escasa información de campo acerca de los mecanismos de desplazamientos laterales, muchos investigadores han estudiado modelos a pequeña escala sujetos a una excitación en la base, con el objetivo de tener el conocimiento de los factores más importantes que gobiernan el fenómeno de los desplazamientos laterales. Por lo anterior, los ensayos de laboratorio han tenido dos tendencias, una por medio de la mesa vibradora y la otra por medio de la modelación en centrífuga.

Ensayes en mesa vibradora

Se han realizado diversos ensayos en mesa vibradora, principalmente en Japón, como los reportados por Sasaki et al. (1992). El objetivo principal de estos ensayos fue estudiar los mecanismos de desplazamientos laterales permanentes producidos por licuación. Ninguno de estos ensayos consideraron el caso de desplazamientos laterales cuando se tiene una superficie libre; sin embargo, las conclusiones de estos autores fueron muy útiles para el entendimiento general del fenómeno. Las conclusiones resultantes de este trabajo fueron las siguientes:

- Se observaron muchas grietas de tensión en la parte superior del talud después del movimiento, orientadas en dirección normal a los desplazamientos.
- Los desplazamientos laterales se desarrollaron cuesta abajo del talud, es decir, la influencia de la gravedad fue bastante clara.
- Los desplazamientos fueron máximos en la superficie y casi cero en la parte inferior del estrato licuado.

- El espesor del estrato superior no saturado es confinado lateralmente y se mueve junto con el estrato licuado sin deslizamiento en la interfase.

Ensayes en centrífuga

El problema de los desplazamientos laterales debidos al fenómeno de licuación ha sido abordado atinadamente por medio de la modelación en centrífuga (Fiegel y Kutter, 1994; Taboada, 1995). La modelación en centrífuga de una estructura de tierra tiene una importante ventaja con respecto a la mesa vibradora, ya que la primera simula el estado de esfuerzos, en un punto del prototipo, más fielmente que la segunda. Una centrífuga produce un campo gravitacional artificial mucho mayor que el presentado en la tierra; de tal suerte que sí un modelo de suelo o una estructura a pequeña escala se somete a una aceleración centrífuga, ésta permite simular esfuerzos mayores a profundidades mayores. Una de las limitaciones prácticas más importantes del uso de la centrífuga es su costo. Las principales conclusiones de los estudios de Taboada (1995) y Sharp (1999) fueron las siguientes:

- Se observa un comportamiento dilatante durante cada ciclo de excitación cuando las deformaciones se experimentan cuesta abajo del talud, y un comportamiento contractivo cuando las deformaciones ocurren cuesta arriba del talud.
- El comportamiento dilatante propicia un incremento repentino de la resistencia, ocurriendo típicamente a una deformación cortante de 1%, con un rango de 0.5% a 2%.

2.1.3 Métodos analíticos y semiempíricos

Los métodos analíticos y semiempíricos descritos en este apartado incorporan información empírica y experimental con el propósito de solucionar en espacio y tiempo la magnitud de los desplazamientos laterales debidos a licuación.

Método del bloque deslizando

Baziar (1991), desarrolló un procedimiento para estimar los desplazamientos laterales permanentes en depósitos de arena limosa suelta saturada debidos a licuación, usando el método del bloque deslizando publicado por Newmark (1965). Este método usa la analogía del bloque descansando sobre un plano inclinado para predecir los desplazamientos laterales de taludes sujetos a una excitación. Cuando el bloque es sujeto a un impulso de aceleración que excede la aceleración de fluencia a_y , el bloque tendrá un movimiento relativo al plano de deslizamiento. El método usado por Baziar considera que existe una superficie de deslizamiento bien definida, que el material se desliza a lo largo de la superficie como un material rígido perfectamente plástico, existe una resistencia residual constante durante la excitación, las deformaciones permanentes ocurren solamente si la aceleración de la excitación excede la aceleración de fluencia del suelo, y la ladera solamente se deforma en dirección cuesta abajo.

Método de energía

Basado en evidencias de campo y resultados de ensayos en mesa vibradora sobre el fenómeno de desplazamientos laterales, Thowata et al. (1992) ha desarrollado un proceso analítico para evaluar los desplazamientos laterales debidos a licuación en taludes con pequeña inclinación. El más completo de estos métodos usa el principio de energía potencial mínima. Los aspectos principales de estos métodos son:

- ✦ El suelo licuado se comporta como un líquido con resistencia cortante cero.
- ✦ Las fuerzas de inercia no se consideran en el análisis; se considera que un análisis estático es suficiente para predecir el desplazamiento último del suelo.
- ✦ Los desplazamientos finales son los máximos que se pueden presentar cuando el suelo está completamente licuado a un periodo lo suficientemente grande. Esto implica que la duración del sismo no es tomada en cuenta y el cálculo de la historia de los desplazamientos no se propone.

Método de deformación plana

Dobry et al. (1995) propusieron un método de deformación plana para predecir los desplazamientos laterales, en tiempo y espacio, en arenas limpias, cuando se tiene una superficie libre. Este método se basa en evidencias de campo, resultados de ensayos de mesa vibradora y modelación en centrífuga. Esta metodología proporciona una solución aproximada de los desplazamientos verticales y horizontales en la superficie, las consideraciones del método son:

- ✦ La deformación cortante cíclica máxima en la masa total del suelo licuado es aproximadamente de 1%, basado en la respuesta dilatante en arenas limpias.
- ✦ La deformación total acumulada es proporcional al número de ciclos de excitación, n , que produce la deformación después de la licuación.
- ✦ La dirección de las deformaciones acumuladas se mantiene más o menos constante durante la excitación, y ésta es controlada aproximadamente por las fuerzas de gravedad solamente.
- ✦ El proceso ocurre a volumen constante; por tanto, los asentamientos en la etapa de post-licuación no son considerados.

Las expresiones propuestas por Dobry et al. (1995) son las siguientes:

$$D_H = n \gamma_{dl} H \operatorname{Ln} \left(\frac{\operatorname{Sen} \alpha}{\operatorname{Sen} \alpha_{\min}} \right) \quad (2.4)$$

Donde:

n = Es el número total de ciclos de excitación que inducen deformación ≈ 35 .

γ_{dil} = Deformación cortante límite debida a dilatación $\approx 1\%$.

$\alpha = \tan^{-1}(H/x)$ en radianes.

H = Espesor del estrato licuado en la superficie libre.

x = Distancia horizontal a la superficie libre.

α_{min} = Ángulo en radianes definido por la parte inferior de la superficie libre y la distancia a la superficie libre.

En los últimos años ha decaído el atractivo en los métodos analíticos, ya que sus hipótesis no satisfacen los fenómenos de la naturaleza; sin embargo, se ha trabajado bastante para conocer más a fondo el fenómeno de licuación. La modelación en centrífuga (Taboada, 1995; Okamura et al. 1998; Sharp, 1999) ha sido una de las herramientas primordiales que ha permitido identificar cada uno de los factores que gobiernan la magnitud de los desplazamientos laterales. En ello han contribuido también los ensayos de laboratorio y evidencias de campo (Zeghal y Elgamal, 1994). Todos estos estudios han aportado conocimientos que permiten hacer hipótesis más acordes con la realidad y, por consiguiente elaborar modelos más confiables.

Se puede observar que algunos de los métodos descritos tienen ciertas carencias o limitaciones; algunos desprecian características físicas y mecánicas del depósito y de sismo, otros desprecian el esfuerzo cortante de fluencia y fuerzas de inercia etc. Es por eso que en la actualidad ningún método es contundentemente el mejor.

2.2. DILATACIÓN EN ARENAS

La dilatación en arenas es un concepto que aparece en una gran cantidad de trabajos, escritos por Reynolds (1885); él descubre que la deformación cortante de arenas densas esta siempre acompañada de un incremento en volumen (dilatación), y establece que la magnitud de la dilatación depende de la relación de distorsión, dilatación, y del arreglo de los granos en el medio. La sollicitación de esfuerzos cortantes en una masa de suelo granular, origina que partículas que previamente estaban en contacto, se separen, suscitando una estructura más suelta, y permitiendo que las partículas puedan trasladarse y rotar a lo largo de ciertos planos de referencia (Jenkin, 1931).

Taylor (1948) realiza una serie de ensayos de corte directo drenadas y no drenadas en arenas de Ottawa. Fue el primero en enfatizar la influencia del cambio de volumen sobre la resistencia del suelo; él sugirió que la resistencia cortante es el resultado de la combinación de dos factores, uno de ellos es la fricción entre el contacto de los granos, y el segundo es el componente de cambio de volumen, el cual es llamado como trabado de partículas.

La figura 2.1 se muestra el modelo de partículas de Youd (Youd, 1977), en el cual se muestra el proceso que origina al fenómeno dilatación. Si se presentara una perturbación en el suelo, las partículas experimentarían una deformación en sentido contrario a las manecillas del reloj como se muestra en la figura 2.1b; en este caso, el colapso ocurre provocando compactación de la estructura para una condición totalmente drenada, compactación e incremento de la presión de poro para la condición parcialmente drenada, o incremento en la presión de poro para la condición totalmente no drenada. Como ocurre

un giro en sentido contrario a las manecillas del reloj (figura 2.1c), las partículas en este pequeño grupo son forzadas a girar o deslizarse unas sobre otras causando la dilatación; esta acción crea una estructura meta-estable que de lo contrario las deformaciones provocarían el colapso (figura 2.1d).

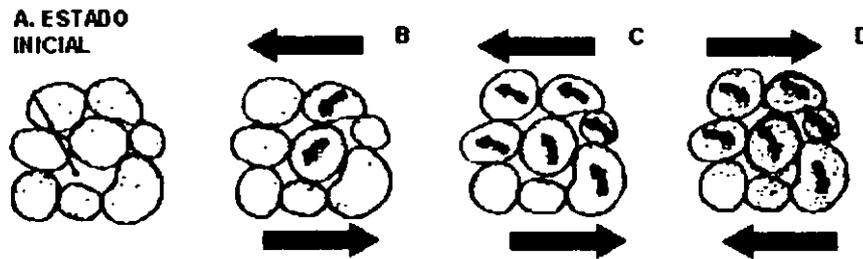


Fig. 2.1 Diagrama de secciones transversales de un grupo de partículas mostrando el cambio de la compacidad durante carga cíclica (Youd, 1977).

Para cuantificar la porción de resistencia debida a la dilatación, Bishop (1954), usando datos de pruebas triaxiales, derivó una expresión para el ángulo de fricción basado en principios de energía. Él sugirió que la deducción de los componentes de resistencia cortante debidos a dilatación o cambio de volumen, se obtuvieran en función de esfuerzos totales. Sin embargo, Rowe (1962) demostró que cuando la metodología de Bishop era aplicada a datos obtenidos de ensayos de corte directo, el ángulo de fricción resultante ϕ_{dr} que se dedujo de esfuerzos totales aplicados a la falla, calculando después el componente de dilatación, excedía el ángulo de fricción ϕ_u de las partículas de material granular. Por tanto, Rowe sugirió que una cantidad adicional de energía es absorbida durante el corte, dependiendo del estado de compactación y la historia de esfuerzos. Esta energía adicional fue considerada para disiparse en un proceso de reacomodo de las partículas.

Este fenómeno de reacomodo de partículas, fue referenciado como una fricción cinemática, el cual se explica con el modelo mostrado en la figura 2.2. Para causar la falla inicial, $\phi = \phi_u + \beta$ debe ser aplicado, asociado con un cambio de volumen positivo (β es el ángulo sobre el cual ocurre deslizamiento). Sólo pasando el pico, las fuerzas podrían retornar al contacto original bajo un valor menor $\phi = \phi_u - \beta$, asociado con un cambio de volumen negativo. Si el proceso se mantiene continuamente en movimiento, el cambio de volumen promedio es cero y el valor de $\phi = \phi_{cu}$ (ϕ_{cu} es el ángulo de fricción a volumen constante como fue definido por Casagrande 1936 y Taylor 1948).

Rowe concluyó que en materiales con diferentes relaciones de vacíos existen tres componentes de resistencia de los materiales granulares: la resistencia movilizada por la resistencia friccionante, la resistencia desarrollada por la energía requerida para reacomodar y reorientar las partículas del suelo, y la resistencia desarrollada por la energía requerida para causar dilatación de los materiales. Por tanto, él propuso una teoría para relacionar esfuerzos y dilatación, la cual llega a ser conocida como teoría esfuerzo - dilatación. Otros métodos alternativos para evaluar el efecto de la dilatación sobre la resistencia de arenas fue también desarrollado por, Poorooshasb y Roscoe (1961), quienes analizaron datos de pruebas de corte simple sobre muestras compactadas aleatoriamente, y Koerner (1970), quien analizó datos de pruebas triaxiales drenadas y no drenadas sobre muestras de arena de diferente composición mineral y de diferente forma

de partículas; Koerner demostró que el tamaño y la forma de las partículas tienen un mayor impacto sobre la energía consumida por dilatación.

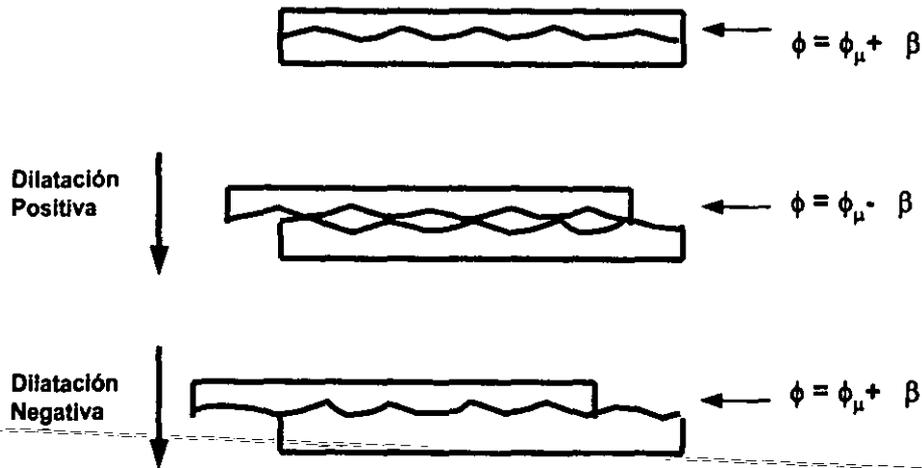


Fig. 2.2 Mecanismo de dilatación de Rowe (Rowe, 1962).

2.2.1 Evidencias de dilatación en laboratorio

Los estudios sobre el fenómeno de licuación de suelos y sus efectos, se han incrementado después de los sismos de Niigata y Alaska en 1964. Los primeros análisis cuantitativos fueron dirigidos por Seed y Lee (1966) en la Universidad de California en Berkeley (UCB), esta investigación continuó con los análisis realizados en la presa de San Fernando después del sismo de San Fernando en 1971 (Lee et al, 1975). Ellos realizaron ensayos triaxiales cíclicos no drenadas a esfuerzos controlados; con esos resultados demostraron que la aplicación de una serie de esfuerzos cíclicos de magnitud relativamente baja en arenas saturadas con compacidad media a alta podían desarrollarse presiones de poro muy altas, e inducir deformaciones significantes en muestras que presentan un comportamiento dilatante bajo condiciones de carga estática. Por otro lado, muestras de arena suelta licuada sujeta a una carga estática desarrollaron una resistencia apreciable a deformarse debido al comportamiento dilatante. En la figura 2.3 se muestran dos ciclos típicos esfuerzo-deformación para muestras de arena sueltas y densas durante licuación, donde la influencia de la dilatación se observa claramente.

La disminución de la deformación debido a la dilatación tiene un impacto fundamental en la magnitud de los desplazamientos permanentes que ocurren en una masa de suelo bajo una sollicitación cíclica. La figura 2.4 muestra resultados de ensayos cíclicos con torsión obtenidos por Ishihara (1985), y en la figura 2.5 se presenta la respuesta de ensayos triaxiales cíclicos a esfuerzo controlado para una muestra de arena sujeta a un esfuerzo cortante inicial (Arulmoli et al, 1992), donde se observa que el fenómeno de dilatación controla el nivel de deformación durante el ensayo.

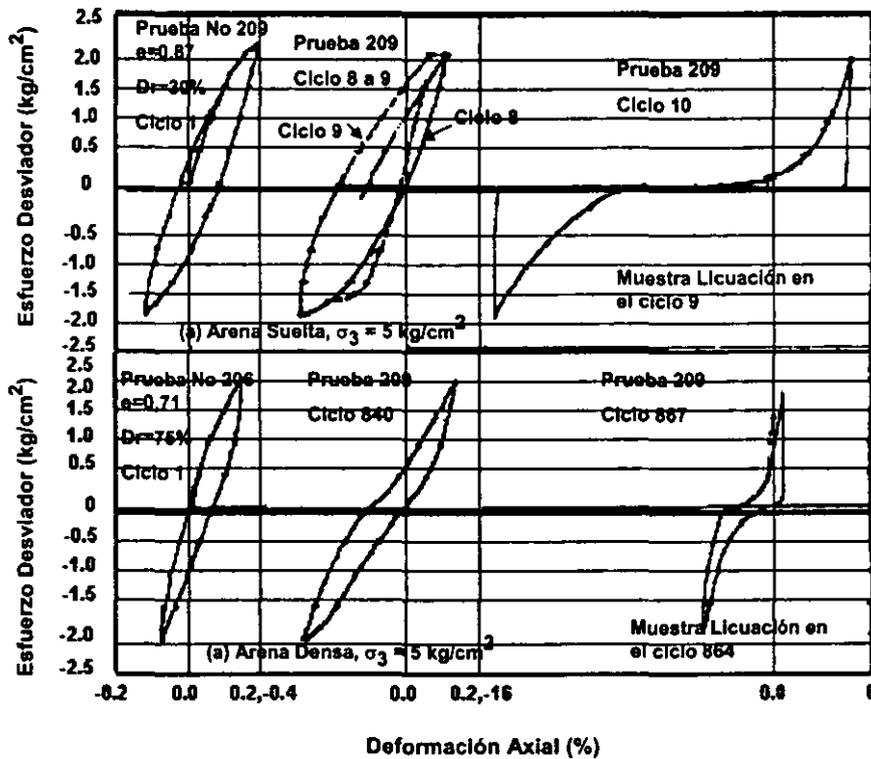


Fig. 2.3 Curvas de histéresis en ensayos cíclicos en arenas del río Sacramento (Seed y Lee, 1966).

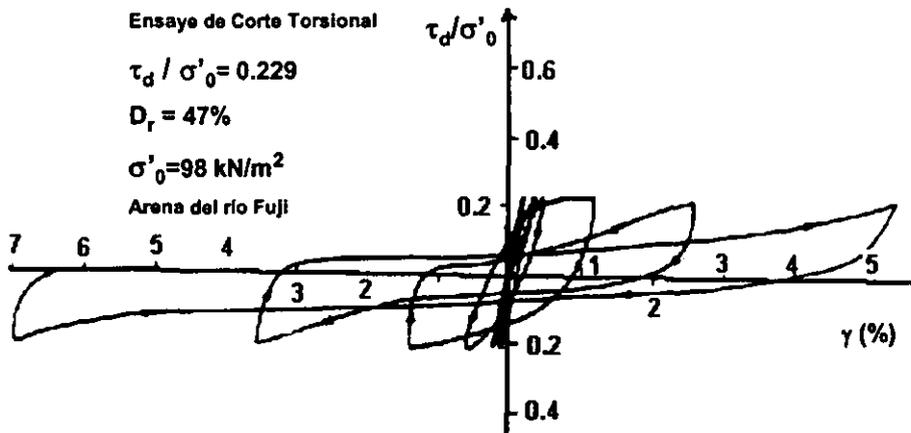


Fig 2.4 Curva esfuerzo-deformación en ensaye cíclico con torsión en arena suelta del río Fuji en Japón (Ishihara, 1985).

Se han mostrado algunas evidencias del fenómeno de dilatación en arenas durante la realización de ensayos de laboratorio en diferentes modalidades. Para adiconar a éstas, se presentan más evidencias de laboratorio, mostrando para ello, algunos resultados de las respuestas dilatantes de arenas durante cargas cíclicas no drenadas obtenidos por diversos investigadores de diferentes instituciones de investigación, en la figura 2.6, se muestran los resultados obtenidos por Ishihara (1985), en ensayos triaxiales con torsión.

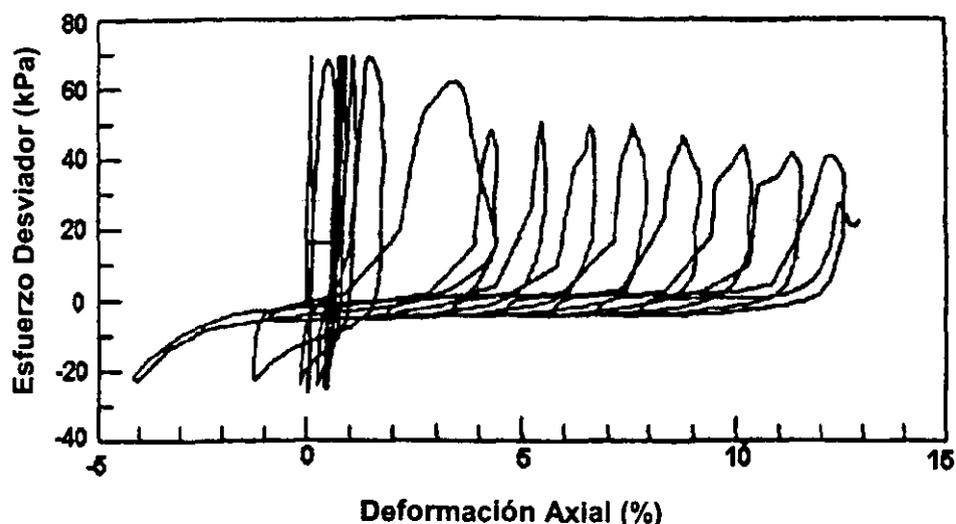


Fig. 2.5 Historia de esfuerzo-deformación cortante en ensaye triaxial cíclico-no drenado sobre arena de Nevada con $D_r = 40\%$. Ensayo 40-58 del proyecto VELASC (Arulmoli et al, 1992).

Ensayo Triaxial con Torsión

$\tau_d / \sigma'_0 = 0.717$

τ_d / σ'_0

$D_r = 75\%$

$\sigma'_0 = 96 \text{ kN/m}^2$

Arena del río Fuji

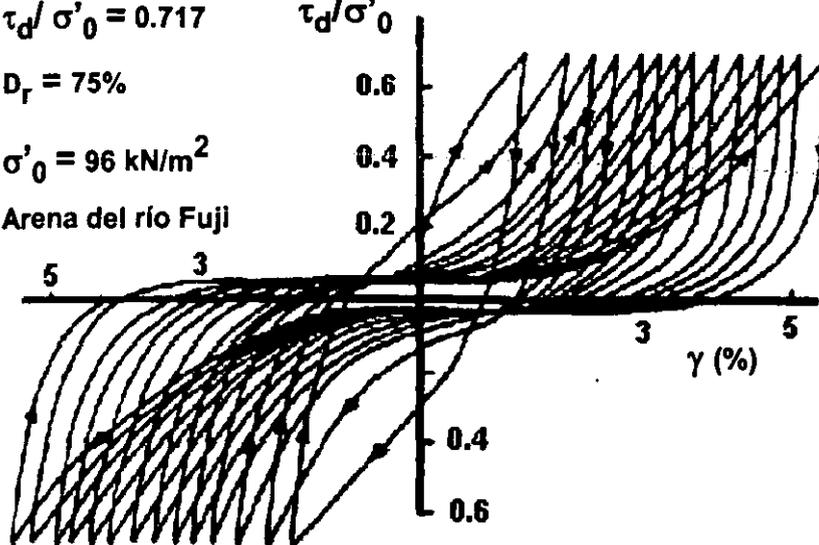


Fig. 2.6 Curva esfuerzo - deformación cíclica obtenida en ensayos triaxiales no drenada con torsión en arenas saturadas (Ishihara, 1985).

Finalmente, se presentan algunos resultados obtenidos de ensayos de corte directo simple cíclico en arena de Nevada (Arulmoli et al., 1992). En la figura-2-7 se muestran la historia esfuerzo cortante-deformación cortante donde se observa claramente la dilatación del material.

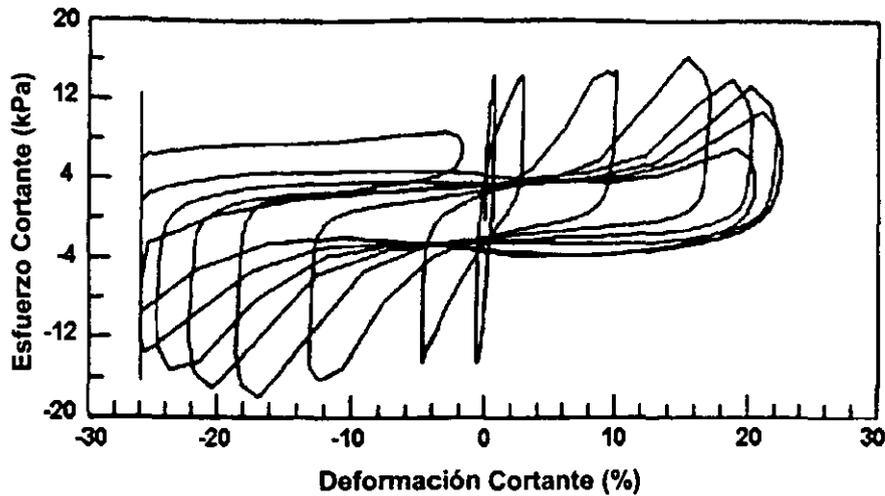


Fig. 2.7 Resultados de ensayo de laboratorio de corte simple directo cíclico no drenada en arena de Nevada con una densidad relativa de 60% (Arulmoli, 1992).

2.2.1.1 Evidencias de dilatación en ensayos en centrífuga

Antes de resumir los resultados obtenidos de modelación en centrífuga, es importante definir de manera sencilla lo que es una centrífuga. Esta es un mecanismo que gira y genera fuerzas centrífugas para conseguir esencialmente un campo gravitacional artificial mayor que el terrestre, esto con el objetivo de simular condiciones de esfuerzos en el modelo de suelo similares a los que se tienen en campo, durante eventos sísmicos (figura 2.8).

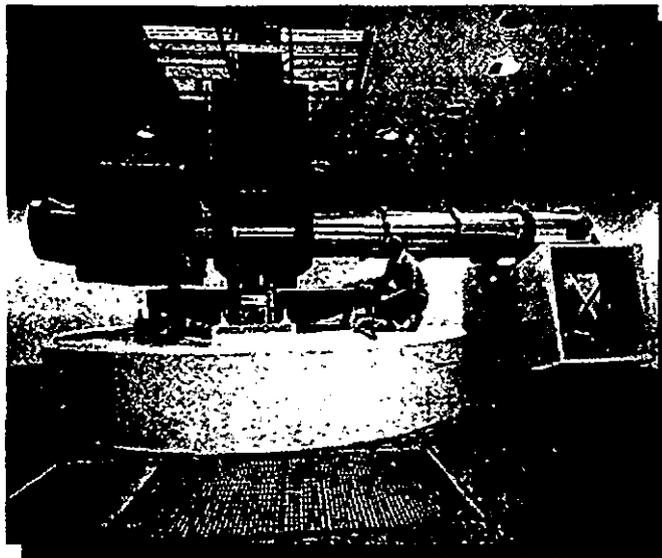


Fig. 2.8 Máquina centrífuga.

En el presente apartado se discuten los resultados obtenidos de 11 ensayos en centrífuga modelando el fenómeno de licuación y desplazamientos laterales originados por un evento sísmico, usando para ello una caja laminar (Taboada y Dobry, 1998); estos mismos ensayos fueron realizados por Sharp (1999), pero él utilizó un fluido viscoso en lugar de

agua. Los experimentos en centrífuga realizados por Taboada (1995) simulan una superficie horizontal o un talud con pequeña inclinación, de 10 m de espesor de arena gruesa saturada de extensión lateral infinita, compacidad relativa de 40%-45%, colocada sobre una base rígida impermeable.

Los estratos gruesos, homogéneos y limpios representan algunas situaciones muy específicas de licuación en el campo. En realidad, rara vez se tienen estas condiciones, y es más común que se presenten casos como lo son depósitos de arena fina o arena limosa, o suelos fuertemente estratificados de diferentes permeabilidades. Los resultados de ensayos en centrífuga presentados en esta tesis proporcionan conocimientos generales de los mecanismos y los parámetros que influyen en el fenómeno de desplazamientos laterales.

Se realizaron un total de 11 ensayos en centrífuga, dos de ellos modelaron un depósito con una superficie horizontal y nueve correspondieron a depósitos con superficie inclinada; los primeros (ensayos M1-1 y M1-2, con un $\alpha = 0^\circ$) representan a una capa horizontal de arena suelta sujeta a una excitación en la base, y los segundos (ensayos M2-1 a M2c-6 con $\alpha > 0^\circ$) caracterizan a taludes de arena suelta con inclinación muy suave. Los 11 experimentos fueron conducidos a 50g de aceleración centrífuga.

El suelo utilizado en estos experimentos fue arena limpia de Nevada con compacidad relativa de 40%-45%, saturada con agua, uniforme y fina, con $D_{50} = 0.15$ mm y permeabilidad $k = 0.0021$ cm/s (Arulmoli et al, 1992). La gravedad específica de la arena de Nevada era de 2.68 y su peso específico seco máximo y mínimo era de 17.33 y 13.87 kN/m³. La relación de vacíos mínima y máxima eran de $e_{\min} = 0.516$ y $e_{\max} = 0.894$, respectivamente.

Ya hemos comentado de manera muy resumida el concepto de una centrífuga y las características generales del material usado en este caso; enseguida se discutirán los resultados obtenidos en centrífuga, ya que el objetivo de este apartado es presentar algunas evidencias del comportamiento dilatante de las arenas.

En la figura 2.9 se muestran los datos obtenidos de cuatro ensayos, donde el ángulo prototipo fue aumentando desde 0 a 10°, la frecuencia y la aceleración máxima fueron constantes a 2 Hz y 0.2g, respectivamente. En esta figura puede observarse cómo la presión de poro durante y después de la excitación fue similar y sin variación para los ensayos correspondientes a $\alpha_{\text{campo}} = 0$ y 1.3°. Para los casos de $\alpha_{\text{campo}} = 4.8^\circ$ y 10°, existe una tendencia de disminución en la presión de poro durante y después de la excitación; esta disminución es mayor con el incremento del ángulo de inclinación de acampo (α_{campo}); esto es consistente, ya que las disminuciones en la presión de poro están asociadas con una respuesta dilatante del suelo saturado. En la figura 2.9 r_u es la relación de exceso de presión de poro.

El efecto de la frecuencia sobre la generación de la presión de poro puede observarse en la figura 2.10; en este gráfico se muestra la historia de exceso de presión de poro a la misma profundidad registrada en dos experimentos diferentes, en ambos casos, $\alpha_{\text{campo}} = 5^\circ$, y $a_{\text{máx}} = 0.2g$, pero f es de 1 y 2 Hz, respectivamente. En estos resultados también se muestran disminuciones cíclicas instantáneas en la historia de presiones de poro, esto nos

indica nuevamente una respuesta dilatante del suelo, se refleja con mayor importancia cuando la frecuencia es de 1 Hz.

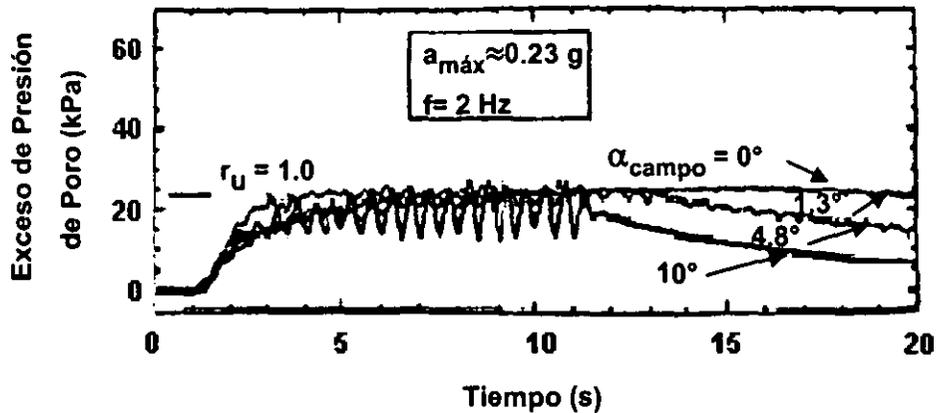


Fig. 2.9 Variación de la presión de poro registrada a 2.5 cm (1.25 m prototipo) con inclinación prototipo del talud, α_{campo} (Taboada y Dobry, 1998).

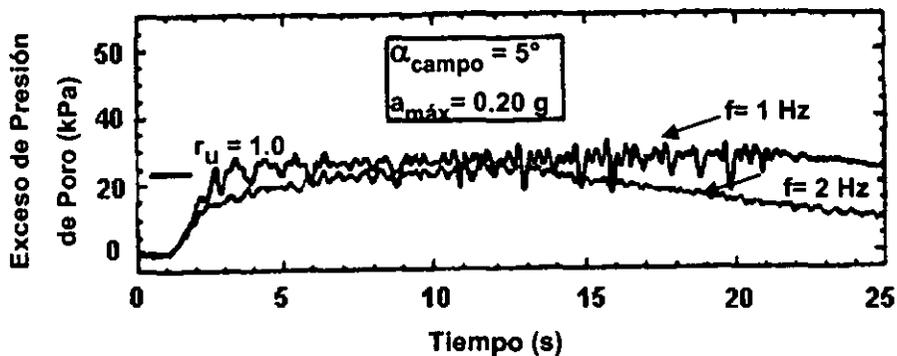


Fig. 2.10 Variación de la presión de poro registrada a 2.5 cm (1.25 m prototipo) con la frecuencia de excitación (Taboada y Dobry, 1998).

En la figura 2.11 se muestran los registros de aceleraciones obtenidos en algunos ensayos, donde la frecuencia varió de 1 a 2 Hz, la inclinación prototipo y aceleración máxima fueron constantes de 5° y de 0.2g, respectivamente; el registro de aceleración correspondiente al ensayo con $f = 1 \text{ Hz}$ describe más y mayores picos cuesta arriba (negativos), que en el caso en que $f = 2 \text{ Hz}$.

Las aceleraciones cuesta arriba (negativas) de la figura 2.12 son mayores que las aceleraciones cuesta abajo (negativas). Como se mostrará a continuación, esos picos se originan por el incremento en la resistencia de la arena saturada debido a su respuesta dilatante en cada ciclo de excitación; esto también se confirma en la figura 2.11 por la coincidencia de los picos de aceleración negativos y las disminuciones en los registros de presión de poro correspondientes al mismo tiempo.

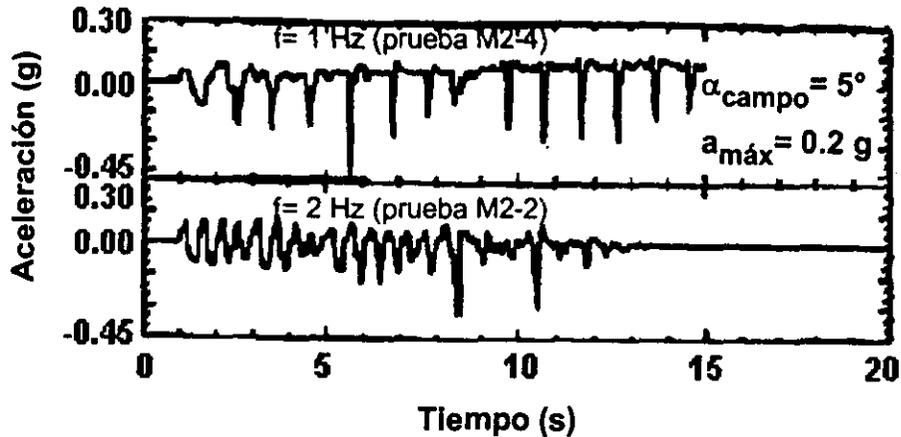


Fig. 2.11 Registro de aceleración a 2.5 m prototipo con la frecuencia de excitación, f , variando de 1 Hz a 2 Hz (Taboada y Dobry, 1998).

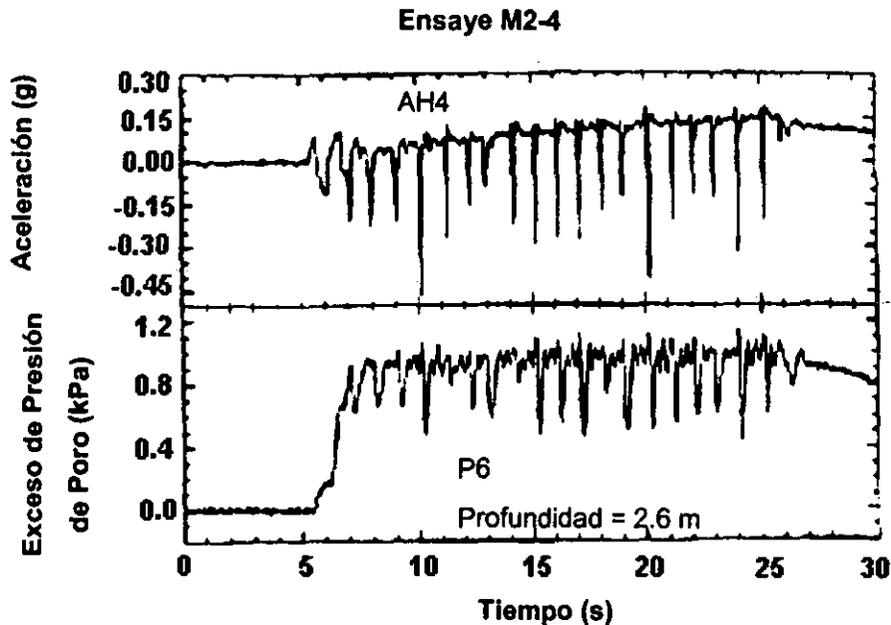


Fig. 2.12 Registro de aceleración lateral y presión de poro en el suelo a una profundidad de 2.6 m (Ensayo M2-4), Taboada y Dobry (1998).

En la figura 2.13 se presenta la respuesta esfuerzo-deformación a lo largo de toda la excitación a la profundidad de 3.75 m, para el ensayo M2-4. En este caso la profundidad máxima de licuación que se experimentó fue de 5 m, por lo que la figura 2.13 muestra el comportamiento de un suelo licuado.

Los resultados mostrados en la figura 2.13, indican que la respuesta cíclica dilatante solamente ocurre cuando la deformación se experimenta en la dirección cuesta abajo (lo que explica la asimetría de los picos de las aceleraciones en la figura 2.12), mientras la

deformación desarrollada cuesta arriba suscita contracción; la respuesta dilatante y el correspondiente incremento en la resistencia típicamente ocurre a una deformación cíclica del orden de 0.5% a 2%. Como se muestra en la figura 2.13, en el ensayo M2-4 a la profundidad de 3.75 m, donde la respuesta dilatante fue alcanzada prácticamente en todos los ciclos para la deformación permanente cuesta abajo, con una deformación total acumulada $\gamma = 7\%$ tomando lugar en los primeros seis ciclos.

Con base en los resultados en centrífuga, específicamente en el modelado de taludes con inclinación moderada, se presenta un comportamiento dilatante en arenas saturadas, debido, tanto a los picos en los registros de aceleraciones como en la disminución en los registros de los piezómetros. Los movimientos del suelo pueden ser cuesta arriba y cuesta abajo, su desplazamiento en cualesquier dirección puede ser disminuido por el fenómeno de dilatación; al respecto, ocasionado una disminución instantánea en el movimiento del bloque de suelo licuado.

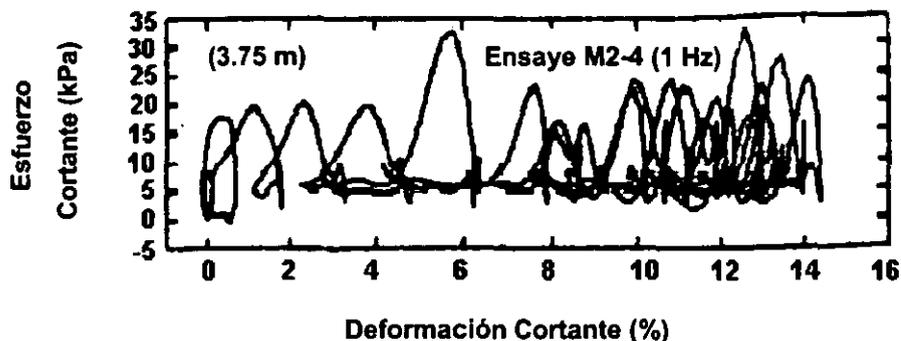


Fig.2.13 Historias de esfuerzo-deformación cortante a 3.75 m de profundidad para el ensayo M2-4; Taboada y Dobry (1998).

2.2.2 Evidencias de dilatación en campo

Con el objetivo de presentar el origen de las evidencias de campo, se retoma un estudio realizado por Zeghal y Elgamal (1994), ambos profesores e investigadores del RPI (Rensselaer Polytechnic Institute). En este estudio se utilizaron registros de aceleración en superficie y en pozo, y registros de presiones de poro durante el sismo de 1987 correspondientes al sitio de Imperial Wildlife Management Area, California, los cuales fueron usados para obtener la estimación de la respuesta promedio de los registros de esfuerzo-deformación cortante y trayectoria de esfuerzos efectivos. Esos registros proporcionan un valioso conocimiento del comportamiento sísmico del sitio durante el fenómeno de licuación, asociado a la pérdida de rigidez del suelo.

Los registros de aceleraciones y presión de poro durante el sismo de 1987 del Rancho Elmore y los de Superstition Hills fueron usados para la identificación de los mecanismos correspondientes al comportamiento sísmico del sitio. Se hizo uso de una técnica sencilla para determinar el promedio de los registros de esfuerzo-deformación cortante, de los primeros 7.5 m a partir de la superficie del perfil del suelo, directamente de los registros sísmicos. Se definió que la rigidez del suelo disminuye gradualmente con el incremento de la presión de poro. A bajas presiones de confinamiento y altas presiones de poro, el

comportamiento del suelo se caracterizó por ciclos de grandes deformaciones cortantes y pequeños esfuerzos cortantes, indicando una condición de licuación. Se observó una perfecta correspondencia entre el esfuerzo cortante asociado, con un comportamiento de tipo dilatante del suelo, con las disminuciones de las presiones de poro e incremento en la aceleración del suelo.

El sitio estudiado está localizado hacia el oeste del río de Alamo en Imperial County al sur de California. La instrumentación del sitio consistió de tres componentes de acelerómetros, uno de superficie y los otros a una profundidad de 7.5 m, y seis piezómetros. Las investigaciones del sitio (Bennett et al, 1984; Haag et al, 1985) mostraron que el sitio consistía de una capa superficial de limo suelto de 2.5 m de profundidad, arena limosa suelta entre los 2.5 m y 6.8 m de profundidad, y de una arcilla limosa muy rígida desde los 6.8 m hasta los 11.5 m de profundidad; el nivel de aguas freáticas se localizó a 1.5 m de la superficie.

En la figura 2.14 se describe el perfil del sitio con la localización de los acelerogramas, SM2 en la superficie y SM1 debajo de la base de la capa de arena limosa (7.5 m de profundidad), para más detalle de la colocación de la instrumentación consultar los reportes realizados por Hushmand et al. (1991, 1992) y Youd y Holzer (1994). El 23 y 24 de Noviembre de 1987, la naturaleza sacudió el sitio de Wildlife con dos sismos (Holzer et al, 1989), cada uno seguido por un "afterschock". Durante los primeros eventos, el sismo en el Rancho Elmore (ER) en Noviembre 23, a las 17:54 PST, $M = 6.2$, no se observó algún incremento en la presión de poro. El segundo evento, en Superstition Hills (SH) el 24 de Noviembre a las 5:15 PST, $M = 6.6$, generó un incremento en la presión de poro.

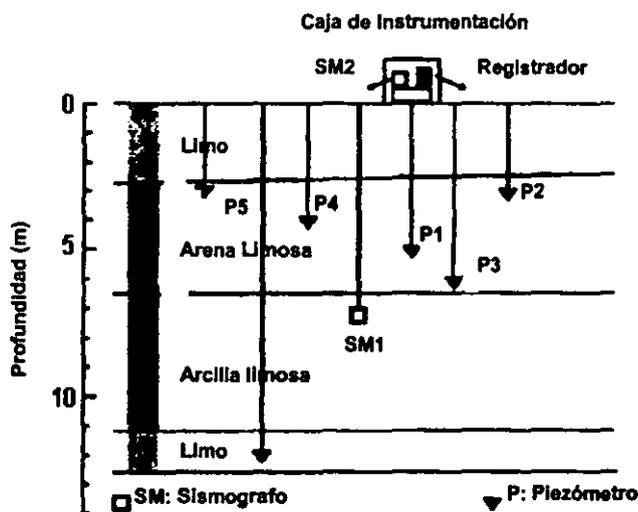


Fig. 2.14 Sección transversal del sitio (Bennett et al, 1984).

El sismo fue moderado en ER, la fase fuerte de excitación fue durante los 3 últimos segundos (desde los 6 a los 9 segundos) con aceleraciones pico de 0.13g registrados en la superficie y de 0.07g registrada a 7.5 m (figura 2.15). En este caso no se detectan cambios en la presión de poro durante este evento (Holzer et al, 1989). Así, los registros del sismo de ER proporcionan una fuente valiosa de información sobre las condiciones del sitio antes de la licuación durante el sismo en SH (Superstition Hills).

El movimiento del sismo en SH fue más fuerte, con altos incrementos en la presión de poro. En las figuras 2.16 y 2.17 se describen los componentes de los registros de aceleración norte-sur (NS) y este-oeste (EW) en la superficie y a 7.5 m de profundidad; en la figura 2.18 se muestran los excesos de presión de poro medidos por P5 (a 2.9 m de profundidad). Los registros SH de superficie presentan algunos picos de aceleraciones muy peculiares (figura 2.16) asociadas con las depresiones simultáneas de las presiones de poro (figura 2.18). Los registros del sismo en SH (figuras 2.16 - 2.18), pueden dividirse en cuatro etapas:

Etapa 1 (0.0 – 13.7 s). La aceleración del suelo tuvo amplitudes bajas (máxima de 0.13g y 0.1g en superficie y pozo, respectivamente), e incrementos en la presión de poro muy pequeños.

Etapa 2 (13.7 – 20.6 s). Esta correspondió al movimiento más fuerte (con aceleraciones pico de 0.21g y 0.17g en superficie y pozo, respectivamente). La presión de poro se incrementó rápidamente, con pequeñas disminuciones instantáneas que ocurrieron en picos negativos en los registros de aceleración de superficie (picos 1 y 2 en la figura 2.16).

Etapa 3 (20.6 – 40.0 s). Los registros de aceleración no excedieron de 0.06g (en superficie y en pozo), se tuvieron grandes períodos (en la superficie) comparados con las etapas 1 y 2. La presión de poro siguió incrementándose, un número considerable de picos aparecieron en los registros de aceleración de superficie, otra vez los picos coinciden en la dirección negativa (Dobry et al, 1989; Holzer et al, 1989) con depresiones instantáneas en la presión de poro (picos 3 – 7 en la figura 2.16).

Etapa 4 (40.0 – 96.9 s). El exceso de presión de poro ha alcanzado una gran magnitud al término de la tercer etapa, continua incrementándose a menor proporción, nuevamente un número importante de disminuciones en la presión de poro se observan (figura 2.18).

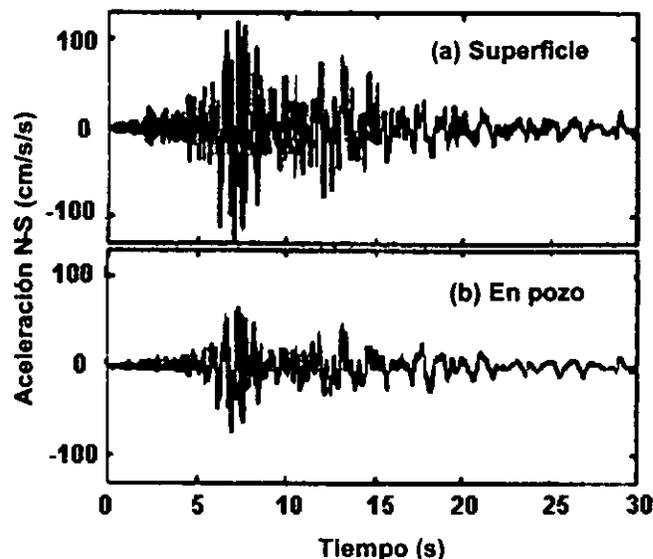


Fig. 2.15 Registros de aceleración NS durante el sismo de 1987 en el Rancho Elmore: (a) de superficie; (b) de pozo (a 7.5 m); Zeghal y Elgamal (1994).

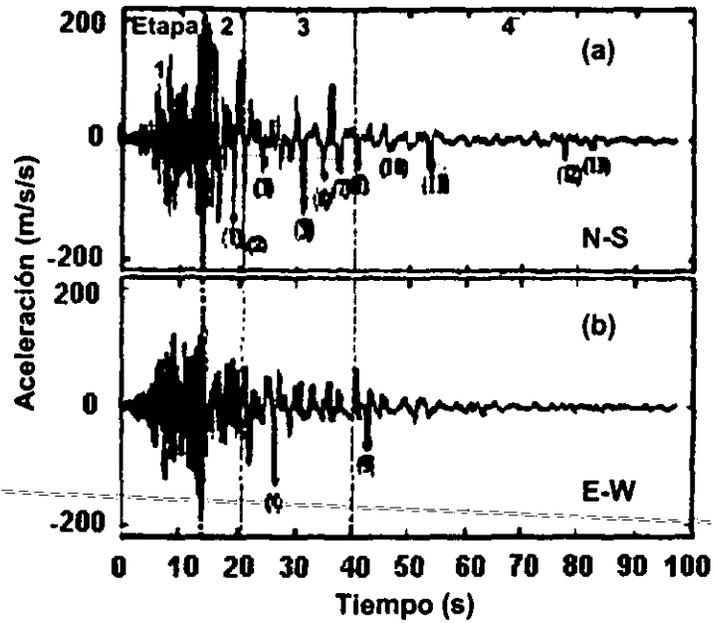


Fig. 2.16 Registro de aceleración de superficie durante el sismo de Superstition Hills en 1987: (a) NS; (b) EW; Zeghal y Elgamal (1994).

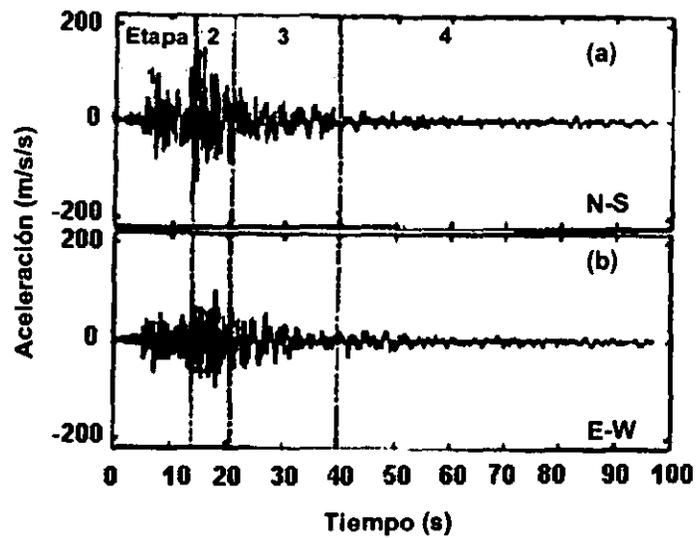


Fig. 2.17 Registro de aceleración de pozo (a 7.5 m de profundidad) durante el sismo de Superstition Hills en 1987: (a) NS; (b) EW; Zeghal y Elgamal (1994).

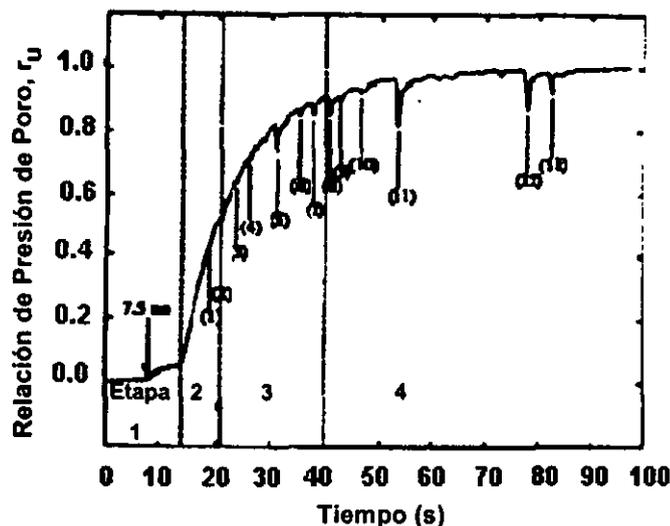


Fig. 2.18 Medición de presión de poro por el Piezómetro P5 (a la profundidad de 2.9 m) durante el sismo de Superstition Hills en 1987; Zeghal y Elgamal (1994).

Las investigaciones reportadas en el presente apartado fueron basadas en los registros de aceleraciones y de mediciones de presión de poro. Con esta información se obtuvieron: la historia de esfuerzo-deformación cortante dentro de los primeros 7.5 m de profundidad en la capa de sedimentos y la trayectoria de esfuerzos efectivos a la elevación del piezómetro P5 (2.9 m de profundidad). Se adoptó un proceso sencillo para obtener estimaciones directas basados solamente en los tres registros sísmicos. Las historias de esfuerzo-deformación fueron usadas después para examinar lo observado en la respuesta del sitio durante las etapas 1 a 4 descritas anteriormente. En vista de que se tenían solamente estos registros de aceleraciones reales (SM2 y SM1), se utilizó una interpolación lineal para evaluar las historias de esfuerzos y deformaciones cortantes dentro de los primeros 7.5 m. Se utilizaron las siguientes expresiones para calcular el esfuerzo cortante a la profundidad, z , y las historias de las deformaciones cortantes, γ , hasta la profundidad de 7.5 m:

$$\tau_z = \frac{1}{2} \rho Z (a_2 - a_z) \quad (2.5)$$

$$\gamma = \frac{d_1 - d_2}{h} \quad (2.6)$$

Donde:

a_2 = es la aceleración horizontal absoluta en la superficie (registrada por SM2).

a_z = es la aceleración horizontal absoluta a la profundidad z , evaluada a través de interpolación lineal, $a_z = a_2 + (a_1 - a_2) (z/h)$.

a_1 = es la aceleración horizontal absoluta a 7.5 m desde la superficie (registrada por SM1).

d_1 y d_2 = historia de desplazamientos horizontales obtenidos por doble integración de las historias de las aceleraciones a_1 y a_2 respectivamente.

h = es la distancia vertical entre SM1 y SM2.

$\rho =$ es la densidad de masa del suelo (= 2000 kg/m³ aproximadamente, discutido por Haag et al, 1985).

En este contexto, la historia esfuerzo-deformación cortante describen los mecanismos de respuesta histerética no lineal del suelo. El esfuerzo cortante contra presión vertical efectiva ($\sigma'_v = \sigma_v - u$, donde u es el exceso de presión de poro medido por el piezómetro P5, y σ_v es el esfuerzo vertical total en la ubicación de P5), podría interpretarse como una trayectoria de esfuerzos efectiva. Finalmente, las deformaciones cortantes promedio contra presión efectiva vertical, ilustran el mecanismo del incremento de la presión de poro como una función de la amplitud de la deformación cortante cíclica.

En las figuras 2.19 a 2.21 describen la historia de los esfuerzos cortantes NS y deformación cortante promedio durante los sismos de ER (Elmore Rach) y SH (Superstition Hills), a la elevación del piezómetro P5 (profundidad = 2.9 m). Los dos sitios mostrados difieren notablemente durante esos dos sismos. La historia esfuerzo-deformación cortante de ER (Elmore Rach) no mostró una apreciable degradación de la rigidez del suelo; en la respuesta observada en SH (Superstition Hills) indica una progresiva pérdida de rigidez y reducción de la resistencia de fluencia.

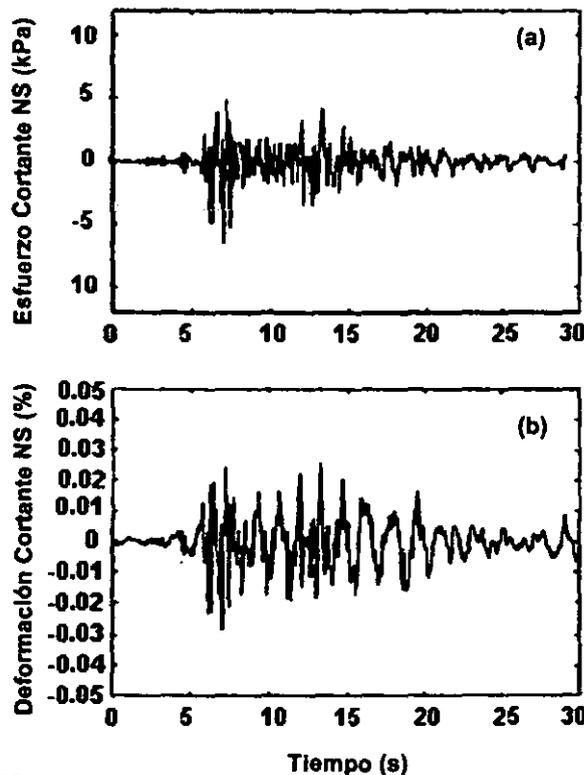


Fig. 2.19 Sismo del Rancho Elmore en 1987: (a) NS historia de esfuerzo cortante (a la elevación de P5 o 2.9 m de profundidad); (b) historia de deformación cortante NS; Zeghal y Elgamal (1994).

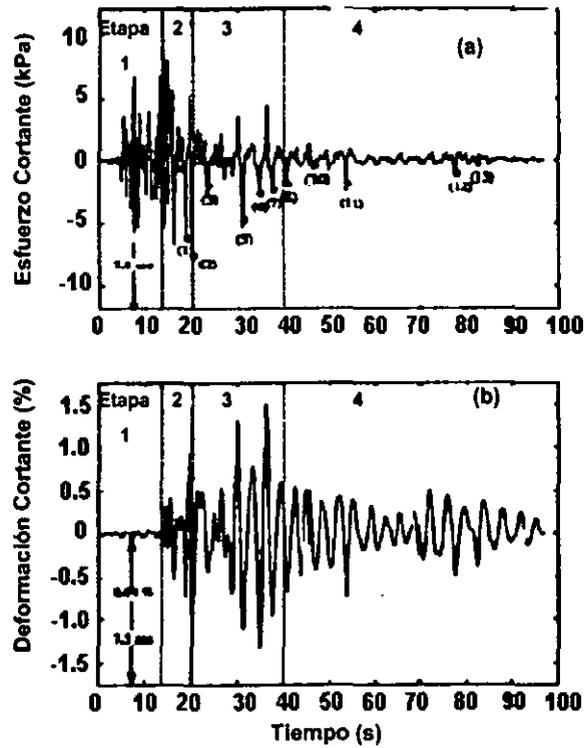


Fig. 2.20 Sismo de Superstition Hills en 1987: (a) historia de esfuerzo cortante NS (a la elevación de P5 o 2.9 m de profundidad); (b) historia de deformación cortante NS; Zeghal y Elgamal (1994).

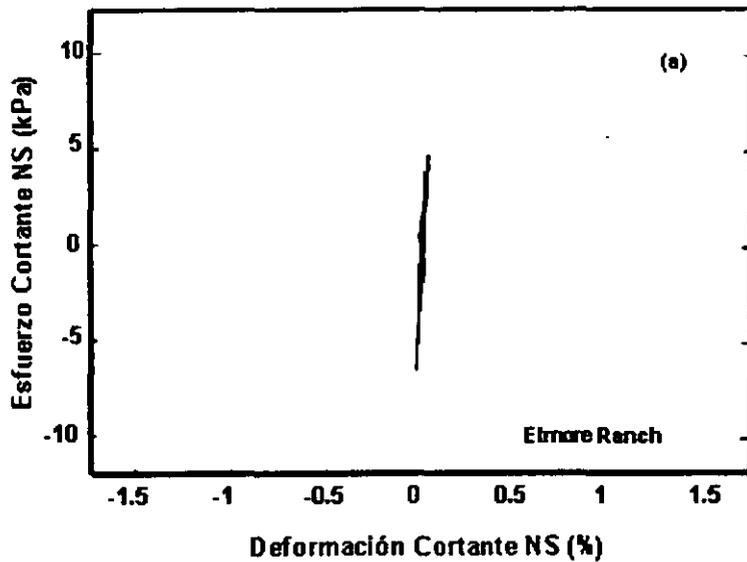


Fig. 2.21 (a) Historia esfuerzo - deformación cortante NS (a la elevación del P5 o 2.9 m de profundidad); sismo del Rancho de Elmore en 1987; Zeghal y Elgamal (1994).

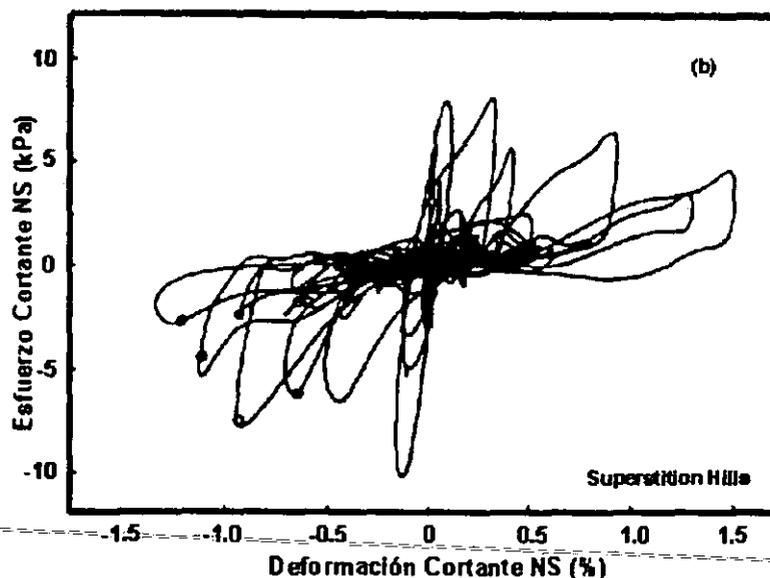


Fig. 2.21 (b) Historia esfuerzo - deformación cortante NS (a la elevación del P5 o 2.9 m de profundidad): sismo de superstition Hills en 1987; Zeghal y Elgamal (1994).

Durante las etapas 2 a 4 antes señaladas, ocurren considerables incrementos de esfuerzos y deformaciones cortantes (figuras 2.22 a 2.25), este incremento se presenta con mayor autoridad en dirección negativa (figuras 2.23 a 2.25); en consecuencia, se originan picos en las aceleraciones negativas y esfuerzos cortantes (figura 2.16), generándose una disminución simultánea en la presión de poro (figura 2.18).

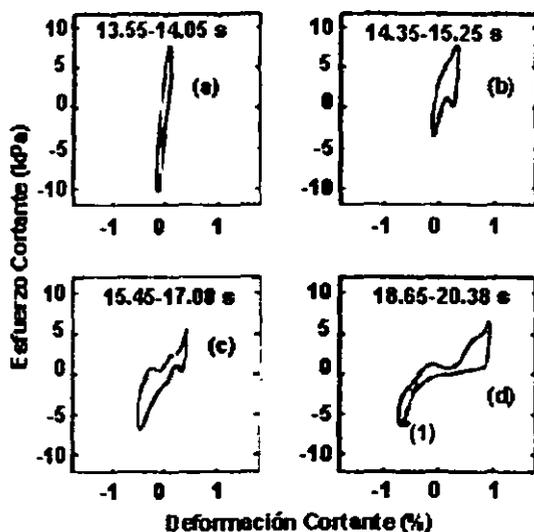


Fig. 2.22 Historia esfuerzo-deformación cortante en la etapa 2 del sismo de Superstition Hills: (a) 13.55-14.05 s(NS); (b) 14.35-15.25 s (NS); (c) 15.45-17.00 s (NS); (d) 18.65-20.38 (NS); Zeghal y Elgamal (1994).

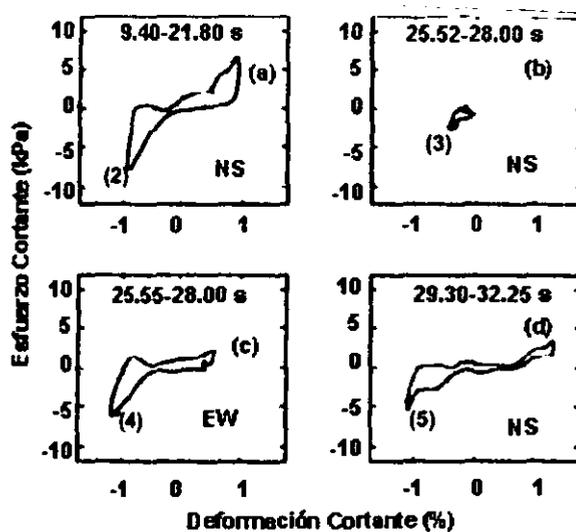


Fig. 2.23 Historia-esfuerzo-deformación cortante en la etapa 3 del sismo de Superstition Hills: (a) 19.40-21.80 s(NS); (b) 25.52-28.00 s (NS); (c) 25.55-28.00 s (EW); (d) 29.30-32.25 (NS); Zeghal y Elgamal (1994).

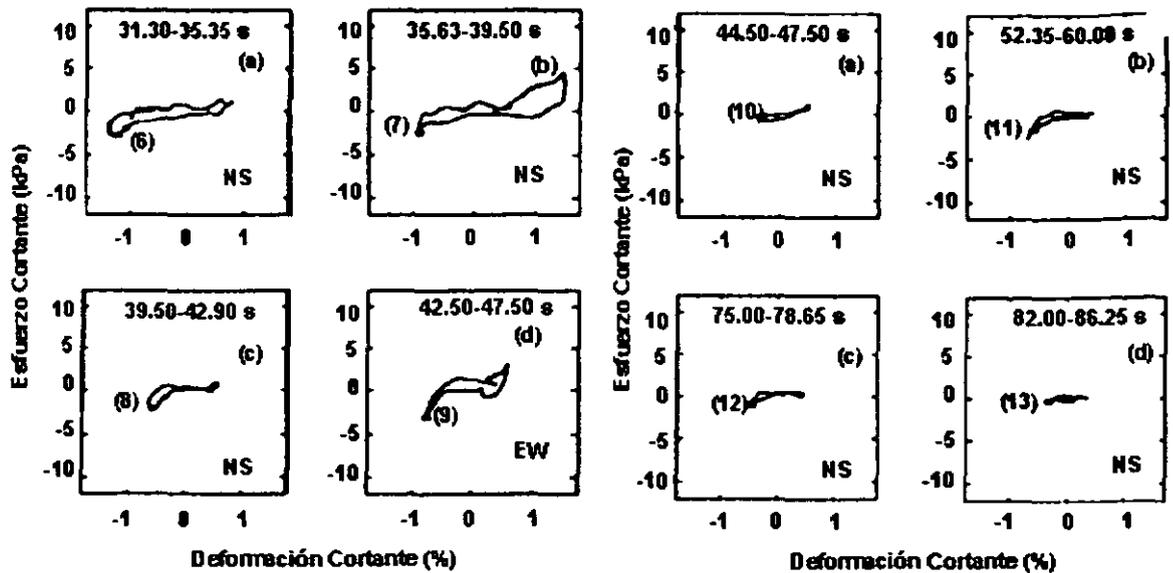


Fig. 2.24 Historia esfuerzo-deformación cortante durante el sismo de Superstition Hills en 1987, los ciclos seleccionados de la etapa 3: (a) 31.30-35.35 s (NS); (b) 35.63-39.50 s (NS); (c) 39.50-42.90 s (NS); (d) 42.50-47.50 s (EW); Zeghal y Elgamal (1994).

Fig. 2.25 Historia esfuerzo-deformación cortante durante el sismo de Superstition Hills en 1987, los ciclos seleccionados de la etapa 4: (a) 44.5-47.50 s (NS); (b) 52.35-60.00 s (NS); (c) 75.00-78.65 s (NS); (d) 82.00-86.25 s (NS); Zeghal y Elgamal (1994).

2.3 MODELO DEL BLOQUE DESLIZANTE MODIFICADO

Es evidente que el fenómeno de dilatación toma un papel importante en la limitación de los desplazamientos laterales; mientras la resistencia residual es extremadamente baja antes de la dilatación, las deformaciones cortantes acumuladas en cada ciclo de excitación es controlada con mayor jerarquía por la respuesta dilatante que por el valor de la resistencia residual. Sin embargo muchos de los métodos analíticos o semiempíricos y empíricos para evaluar desplazamientos laterales, antes señalados, desprecian el comportamiento dilatante observado.

En la actualidad el único método analítico que involucra el fenómeno de dilatación en el cálculo de desplazamientos laterales durante licuación inducida por sismos es el método del bloque deslizante modificado, que es una modificación realizada al método de Baziar (1991) basada en el modelo del bloque deslizante de Newmark (1965). El método se describe a continuación.

2.3.1 Análisis del bloque deslizante

Este tipo de desplazamientos se puede evaluar idealizando el espesor de material licuado como un bloque que descansa sobre un plano inclinado, ya que el espesor de licuación tiende a ser uniforme, formando una línea de frontera inferior con un gradiente similar al superficial (Hamada et al. 1986; Bartlett y Youd, 1995). La condición analizada en este caso, es aquella en la que el bloque se encuentra totalmente sumergido (figura 2.26), ya que esta es la condición más probable y razonable de un talud costero o colindante a

cuerpos de agua antes y durante un evento sísmico. El talud es considerado con longitud infinita en dirección perpendicular al plano en estudio.

Si el talud es acelerado en dirección cuesta arriba con la aceleración de fluencia a_y , ésta producirá una fuerza de inercia en dirección contraria a la de la aceleración, es decir, cuesta abajo como se muestra en la figura 2.27; posteriormente el material del bloque empieza a fluir y se moverá en dirección cuesta abajo, esto lo presentamos en el siguiente proceso analítico al realizar un equilibrio dinámico del bloque.

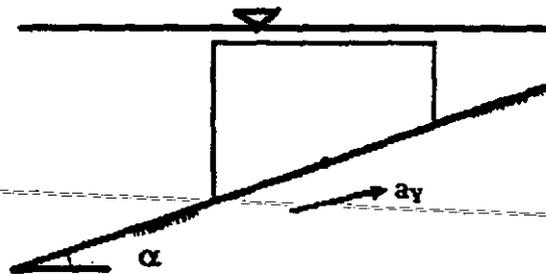


Fig.2.26 Condición del bloque deslizante.

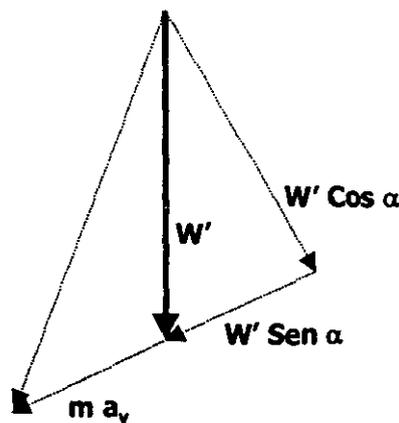


Fig. 2.27 Diagrama de equilibrio dinámico cuando se aplica una aceleración cuesta arriba del talud.

Fuerza actuante en el bloque:

$$m \cdot a_y + W' \cdot \text{sen } \alpha \quad (2.6)$$

Donde:

- m = Masa del suelo
- a_y = Aceleración de fluencia
- W' = Peso volumétrico sumergido del suelo
- α = Ángulo de inclinación de la ladera

Aquí es importante mencionar lo siguiente, aunque el esfuerzo normal efectivo sobre un plano inclinado no es exactamente el valor del peso del material sumergido, este suele ser

muy aproximado para laderas con pendientes suaves ($\alpha < 10^\circ$), por lo que se considera que será igual al peso volumétrico sumergido (γ') por el espesor del estrato licuado (Z), $\sigma' = \gamma' * Z$. Si ahora consideramos un elemento unitario de suelo, cuyo peso es igual al producto de su área unitaria por el espesor Z , obtendremos el siguiente esfuerzo actuante:

$$\text{Esfuerzo actuante} = \rho * Z * a_y + \gamma' * Z * \text{sen } \alpha \quad (2.7)$$

Donde:

ρ = densidad del suelo analizado

Si igualamos el esfuerzo actuante con la resistencia residual o resistencia cortante de fluencia (τ_y), para tener un estado límite, se tiene lo siguiente:

$$\rho * Z * a_y + \gamma' * Z * \text{sen } \alpha = \tau_y \quad (2.8)$$

Si de manera similar se aplica una aceleración a_y , a la ladera en dirección cuesta abajo, ésta producirá una fuerza de inercia en dirección contraria a la de la aceleración, es decir, cuesta arriba. Si hacemos un análisis similar al caso anterior, llegaremos a obtener los siguientes resultados:

$$a_y = \frac{1}{\rho * Z} [\tau_y \mp \gamma' * Z * \text{sen } \alpha] \quad (2.9)$$

2.3.2 Análisis del bloque deslizando tomando en cuenta el efecto de la dilatación

En base a las evidencias de dilatación mostradas anteriormente se propone que el incremento de resistencia residual del material, definido en la presente tesis como resistencia cortante de fluencia (τ_y), presentado durante el fenómeno de licuación de los suelos arenosos al experimentarse niveles de deformación cortante en cada ciclo de excitación mayores a la deformación de fluencia (γ_y), sea considerado, idealizando este incremento de resistencia con una pendiente de dilatación en la relación esfuerzo-deformación cortante, denominada en esta tesis como (M).

El modelo de comportamiento esfuerzo-deformación mostrado en la figura 2.28 es una simplificación del comportamiento de los suelos arenosos en condiciones de licuación observado en campo y laboratorio. Este modelo considera el comportamiento dilatante del suelo al exceder un nivel de deformación cortante, γ_y . La dilatación del bloque puede presentarse en ambos sentidos, es decir, cuesta abajo y cuesta arriba del talud.

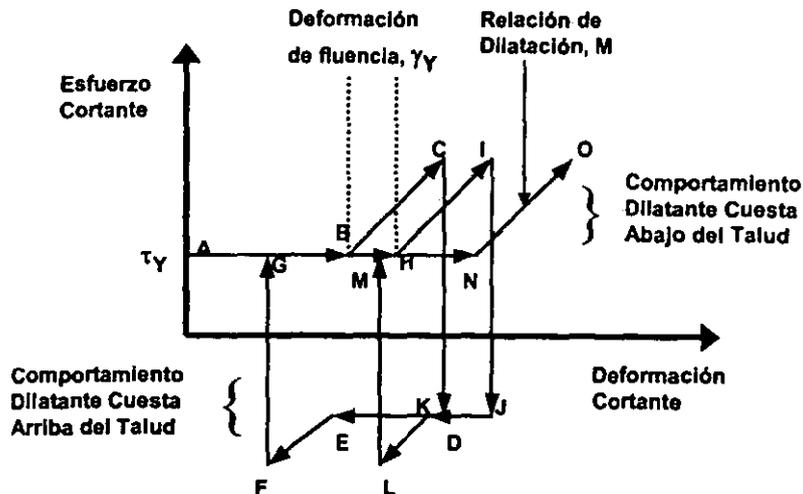


Fig. 2.28 Modelado de la relación-esfuerzo-deformación cortante de suelos arenosos durante un sismo.

Al presentarse el fenómeno de licuación durante un evento sísmico el suelo tiene una resistencia al cortante (τ_Y), con esta resistencia se define una aceleración de fluencia, la cual puede ser o no excedida por las amplitudes de aceleración del sismo. Supongamos que la aceleración de fluencia cuesta abajo es excedida, por lo que daría inicio al movimiento lateral del bloque en esa dirección. Este deslizamiento genera deformaciones cortantes, es decir, nos ubicaríamos en el tramo A-B de la figura 2.28; al acumularse los desplazamientos en este sentido, se incrementan las deformaciones cortantes. Estas deformaciones podrían exceder el nivel de deformación cortante de fluencia (γ_Y), punto B de la figura 2.28, en ese momento se incrementa la resistencia cortante de fluencia por la presencia del fenómeno de dilatación, este aumento de resistencia es proporcional al incremento de las deformaciones cortantes después de γ_Y (definido por la relación de dilatación m), restringiéndose de manera importante los desplazamientos laterales en esta dirección. Este proceso continúa hasta cambiar de sentido el movimiento de la excitación, punto D de la figura 2.28 (este punto corresponde a la resistencia cortante de fluencia τ_Y); si la aceleración de fluencia cuesta arriba del talud es excedida, daría lugar al movimiento del bloque en ese sentido, teniendo una condición dentro del segmento D-E de la figura 2.28. Al acumularse los desplazamientos en esta dirección, el nivel de deformación cortante podría exceder a (γ_Y) y, presentarse el fenómeno de dilatación restringiendo el movimiento. Es importante aclarar que el nivel de deformación cortante de fluencia (γ_Y), es constante en cada ciclo, es decir, la distancia A-B, D-D, G-H, y J-K son iguales. La resistencia cortante al inicio de cada ciclo corresponde a τ_Y .

Para dejar claro la consideración del incremento de resistencia debido al fenómeno de dilatación, realizamos el siguiente análisis, cuando la aceleración del sismo excede a la aceleración de fluencia del bloque de suelo cuesta arriba o cuesta abajo, es decir, el bloque puede deslizarse en cualesquiera de las dos direcciones, como se observó físicamente en los resultados de modelación en centrífuga. En este caso, se está considerando que el bloque es rígido, es decir, que no sufre deformación, sin embargo, existe una correlación razonable entre los desplazamientos laterales máximos (en la superficie) y el espesor de licuación con los niveles de deformación cortante en la zona de

interfase (frontera de suelo licuado y no licuado). Lo anterior se considera bastante aceptable, ya que los desplazamientos que se predicen en este trabajo son los desplazamientos máximos (en la superficie) que desarrolla un bloque rígido, donde las deformaciones que se experimentan en la base de este bloque alcanzan niveles muy considerables en la zona de transición o deslizamiento (suelo licuado y no licuado). Los desplazamientos que se producen por debajo de esta zona de transición son muy bajos con respecto a los desplazamientos laterales que experimenta el bloque que se forma debido a la licuación.

Cuando las deformaciones experimentadas en un ciclo exceden a la deformación cortante de fluencia, γ_f , se inicia el proceso de dilatación (incremento de resistencia al cortante). Este incremento de resistencia se idealiza como un incremento en la ordenada de la historia esfuerzo-deformación cortante, como se muestra en la figura 2.28.

De la figura 2.29, se define la relación de dilatación, M , de la siguiente manera:

$$M = \frac{\Delta\tau}{\Delta\gamma} \quad (2.10)$$

Donde:

$\Delta\tau$ = Incremento de resistencia al esfuerzo cortante

$\Delta\gamma$ = Incremento de deformación cortante después de la deformación de fluencia

Si resolvemos para $\Delta\tau$, tenemos lo siguiente:

$$\Delta\tau = \Delta\gamma * M \quad (2.11)$$

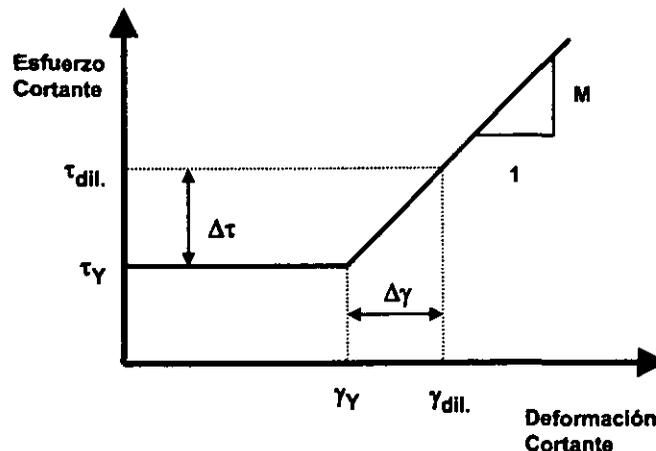


Fig. 2.29 Modelo del incremento de resistencia al esfuerzo cortante.

El incremento de resistencia al esfuerzo cortante, $\Delta\tau$, se refleja como un incremento en la aceleración de fluencia, Δa , el cual podemos definirlo haciendo uso de la segunda ley de Newton en términos de esfuerzos para un elemento de suelo con una área unitaria y espesor Z :

$$\Delta \tau = \rho * \Delta a * Z \quad (2.12)$$

Si resolvemos la expresión (2.12) para Δa y sustituimos la ecuación (2.11), tenemos lo siguiente:

$$\Delta a = \left[\frac{\Delta \tau}{Z * \rho} \right] = \left[\frac{M * \Delta \gamma}{Z * \rho} \right] \quad (2.13)$$

Entonces, regresando al modelo del bloque deslizante, Si la deformación de fluencia, γ , fuese excedida durante el fenómeno de los desplazamientos laterales, el incremento de la aceleración de fluencia causado por la respuesta dilatante del suelo como un reflejo del incremento de la resistencia residual debe ser considerado, por ello, se propone que la aceleración de fluencia durante la etapa de dilatación, se defina adicionando la ecuación (2.13) a la (2.9).

$$a_{\gamma dilat.} = \left\{ \frac{1}{\rho * Z} [\tau_{\gamma} \mp \gamma' * Z * \text{sen } \alpha] \right\} \mp \left[\frac{M * \Delta \gamma}{Z * \rho} \right] \quad (2.14)$$

Donde:

a_{γ} = Aceleración de fluencia cuesta abajo (signo negativo) o cuesta arriba (signo positivo), cuando el bloque se considera totalmente sumergido.

ρ = Densidad del suelo analizado.

γ' = Peso volumétrico efectivo del suelo.

α = Ángulo de inclinación de la ladera.

τ_{γ} = Resistencia cortante de fluencia.

Z = Espesor del estrato licuado o profundidad medida desde la superficie del suelo, sin considerar el peso del agua arriba del suelo, se puede obtener realizando un análisis de potencial de licuación.

$\Delta \gamma$ = Es el incremento de deformación cortante después de la deformación de fluencia, γ .

M = relación de dilatación

En la expresión (2.14) se observan dos signos, el signo negativo del primer término de la ecuación se utiliza para evaluar la aceleración de fluencia del bloque en dirección cuesta abajo del talud, que por convención de signos este término se define negativo. Al presentarse el fenómeno de dilatación, esta aceleración de fluencia se incrementa, lo que implica que el signo positivo del segundo término corresponde al incremento de aceleración de fluencia cuesta abajo del talud. Con lo expuesto anteriormente, lógicamente el signo positivo del primer término de la expresión (2.14) es utilizado para evaluar la aceleración de fluencia cuesta arriba del talud; este término se define positivo por convención de signos, lo que implica que el signo negativo del segundo término de la expresión (2.14) refleja el incremento de la aceleración de fluencia en dirección cuesta arriba del talud.

Los factores más importantes que influyen en la magnitud de los desplazamientos laterales, de acuerdo a los estudios realizados en campo (Zeghal y Elgamal, 1994) y a los resultados obtenidos de ensayos en centrífuga (Taboada, 1995; Sharp, 1999) fueron los siguientes: espesor del estrato licuado (Z), la pendiente de la ladera (α), resistencia

residual o resistencia cortante de fluencia (τ_v), propiedades físicas del suelo, así como los parámetros de dilatación propuestos; por ello, se realizó un análisis buscando obtener expresiones que permitieran definir la aceleración de fluencia en función de los factores antes mencionados, y finalmente poderlas utilizar en el modelo del bloque deslizante. Es importante mencionar que la aceleración de fluencia varía con el tiempo, ya que ésta es función de la resistencia cortante, la cual varía en función de los parámetros de dilatación.

2.3.3 Cálculo de desplazamientos laterales de un bloque deslizante para una onda senoidal

Con el objeto de simplificar el cálculo del desplazamiento lateral ocasionado por una excitación sísmica, se representará al sismo mediante una onda senoidal de amplitud y frecuencia constantes y un número de ciclos (N) definido.

Seed et al (1983) realizó un estudio completo con datos de campo en el que encontró que se podía representar a un sismo mediante una onda seno. Determinó que la magnitud del sismo está directamente relacionada con el número de ciclos de la onda y que la amplitud constante de la onda se puede estimar como un 65% de la aceleración máxima del acelerograma real. En la tabla 2.1 se muestra las equivalencias obtenidas por Seed de la magnitud del sismo con el número de ciclos de una onda senoidal.

Tabla 2.1 Equivalencia de la magnitud de un sismo con el número de ciclos de una onda senoidal de amplitud constante (Seed, 1983).

Magnitud del sismo	Número de ciclos de la onda senoidal (N)
5.75	3.0
6.00	5.0
6.25	7.0
6.50	8.0
6.75	10.0
7.00	12.0
7.25	13.0
7.50	15.0
7.75	18.0
8.00	22.0
8.25	24.0
8.50	26.0

En cuanto a la frecuencia de la onda senoidal, ésta se puede obtener, ya sea mediante la frecuencia fundamental del Espectro de Fourier, o bien, de un análisis de vibración ambiental.

El proceso para calcular el desplazamiento del bloque deslizante, excitado en su base por una onda senoidal es relativamente sencillo, y se calcula mediante una doble integración de la aceleración relativa del bloque deslizante con respecto al talud.

En la figura 2.30 se muestra de manera esquemática la doble integración del bloque deslizante para calcular el desplazamiento lateral.

De la figura 2.30 se observa, tanto la aceleración de fluencia positiva (bloque en dirección cuesta arriba), como a la negativa (bloque en dirección cuesta abajo); nótese que la aceleración de fluencia cuesta abajo (-) es menor que la de fluencia cuesta arriba (+) lo cual es lógico, debido a que la componente del peso del bloque se encuentra cuesta abajo del talud y se requiere de un menor empuje para moverlo hacia abajo que hacia arriba. Si el talud se encontrara totalmente horizontal, la aceleración de fluencia del bloque serían iguales en ambos sentidos.

El movimiento del bloque comienza a partir del tiempo t_1 que es cuando la aceleración de la excitación inicia a superar a la aceleración de fluencia. Durante el tiempo t_1-t_2 la aceleración de la excitación es mayor que la de fluencia lo que produce que la velocidad se incremente desde cero, en el tiempo t_1 , a un valor v_b en el tiempo t_2 ; lo que lógicamente produce un desplazamiento. En el tiempo t_2-t_3 la aceleración de la onda vuelve a ser menor que la de fluencia, sin embargo, el bloque continúa moviéndose hasta el tiempo t_3 por acción de las fuerzas de inercia, entonces de t_2 a t_3 la velocidad se disminuye desde v_b a cero por efectos de la fricción en la superficie de deslizamiento y por el cambio de sentido de la excitación. Durante el tiempo t_3 a t_4 la aceleración de la excitación sigue siendo menor a la de fluencia por lo que la velocidad del bloque permanece en cero y consecuentemente no se genera desplazamiento durante este tiempo. Del tiempo t_4 a t_5 la aceleración de la onda vuelve a ser mayor a la de fluencia, solo que en esta ocasión es cuesta arriba lo que conduce a que sea menor el tiempo t_4-t_5 que el t_1-t_2 y lógicamente menor la velocidad alcanzada y menor el desplazamiento generado. De t_4-t_5 la velocidad ira de cero a v_r pero en sentido contrario a v_b ; de t_5 a t_6 la aceleración de la excitación vuelve a ser menor que la de fluencia por lo que el bloque deja de incrementar su velocidad y comienza a disminuirla hasta llegar a cero en el tiempo t_6 . Durante el tiempo t_4-t_6 el desplazamiento que se generó fue cuesta arriba del talud lo que hizo que se disminuyera el desplazamiento acumulado que se tenía hasta el tiempo t_4 . el ciclo completo de la onda seno va de t_0 a t_6 por lo que en t_6 comienza un nuevo ciclo y t_7 haría las veces de t_1 y así sucesivamente. Este proceso se repite N veces como número de ciclos (N) tenga la onda senoidal.

Villegas (2000) realizó un programa basado en este concepto del bloque deslizante modificado utilizando información experimental de centrífuga realizada por Taboada (1995) para calibrar el programa llamado LASPRED 1D el cual mostró tener un excelente comportamiento.

El programa se utilizó para verificar la importancia del efecto de la dilatación encontrándose los siguientes resultados.

En la Figura 2.31, 2.32 y 2.33 se observa como el modelo de Newmark (que no involucra el efecto de la dilatación) tiene una gran discrepancia con los valores que se obtuvieron en los experimentos de centrífuga y que el modelo del bloque deslizante modificado para considerar el incremento en resistencia al cortante debido al fenómeno de dilatación tiene una buena aproximación con los resultados de centrífuga.

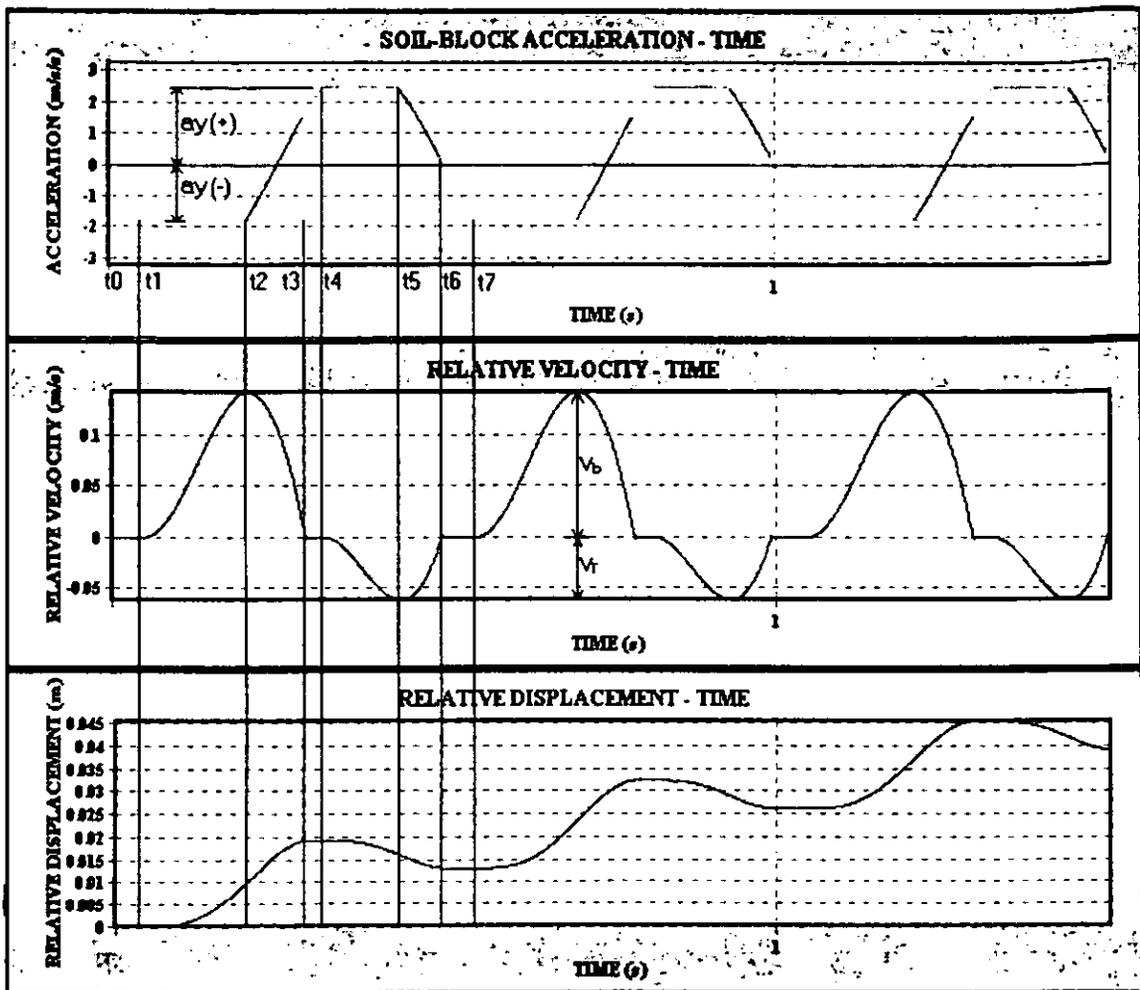


Fig. 2.30 Velocidad y desplazamiento relativos del bloque deslizante para una onda senoidal.

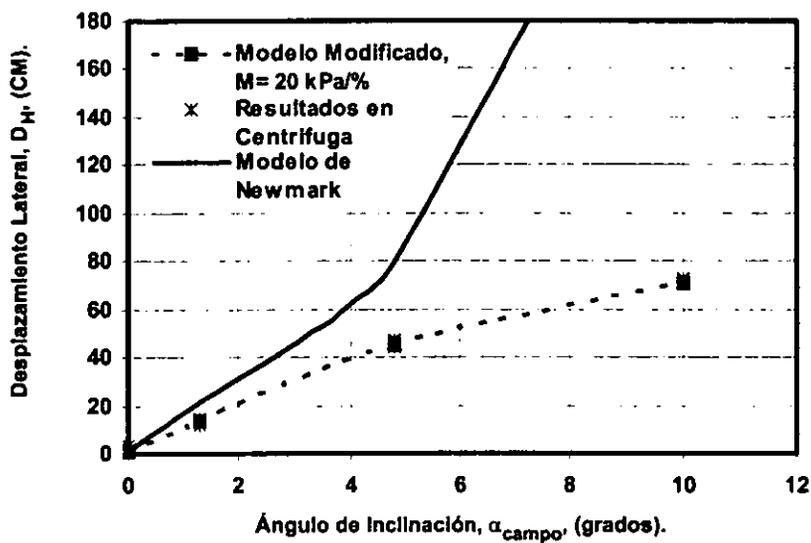


Fig. 2.31 Relación $\alpha_{campo'}-D_{Hr}$ para los modelos de Newmark, modelo modificado ($M=20 \text{ kPa/\%}$), y resultados de ensayos en centrifuga.

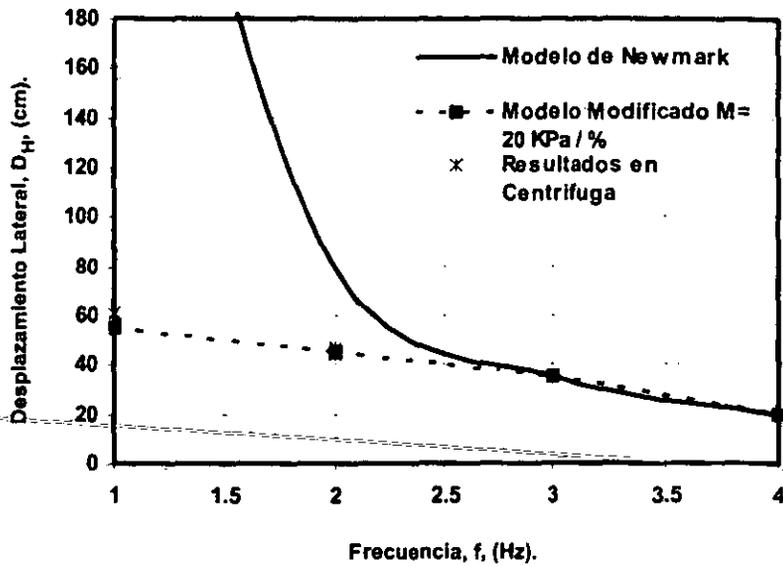


Fig. 2.32 Relación frecuencia- D_H , para los modelos de Newmark, modelo modificado ($M=20$ kPa/%), y resultados de ensayos en centrífuga.

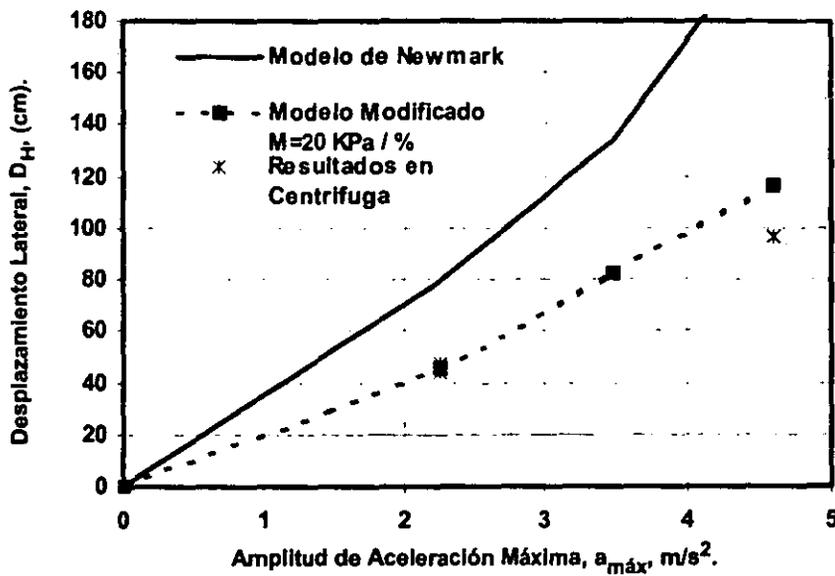


Fig. 2.33 Relación $a_{máx}$ - D_H , para los modelos de Newmark, modelo modificado ($M=20$ kPa/%), y resultados de ensayos en centrífuga.

LAS REDES NEURONALES ARTIFICIALES

3.1 INTRODUCCIÓN A LA COMPUTACIÓN NEURONAL

Conseguir, diseñar y construir máquinas capaces de realizar procesos con cierta inteligencia ha sido uno de los principales objetivos y preocupaciones de los científicos a lo largo de la historia. De los intentos realizados en este sentido se han llegado a definir las líneas fundamentales para la obtención de máquinas inteligentes, en un principio los esfuerzos estuvieron dirigidos a la obtención de autómatas, máquinas que realizaran con más o menos éxito, alguna función típica de los seres humanos.

No se trata de construir máquinas que compitan con los seres humanos, sino que realicen ciertas tareas de rango intelectual con que ayudarle, lo que supone un principio básico de la IA (inteligencia artificial).

La clase de las llamadas máquinas cibernéticas, a la cual la computación neuronal pertenece, tiene más historia de lo que generalmente se cree: Heron el Alejandrino construyó un autómata hidráulico sobre el 100 a. de C.

Actualmente son numerosos los trabajos que se realizan y publican cada año, las aplicaciones nuevas que surgen y las empresas que lanzan al mercado productos nuevos, tanto hardware como software. En relación con la información que se publica en las revistas especializadas en el área de redes neuronales, cabe destacar como las más interesantes: *Neuronal Networks*, revista oficial de la Sociedad Internacional de Redes Neuronales (INNS); *Network, Computation in Neuronal Systems*, *IEEE Transactions on Neuronal Networks*, publicada por IEEE *Neuronal networks Council*; *Neuronal Computation*; e *International Journal of Neuronal Systems*.

Las redes neuronales son una tecnología computacional emergente que puede utilizarse en un gran número y variedad de aplicaciones, tanto comerciales como militares. De manera general se presentan algunas aplicaciones comerciales separándolas en grupos según las distintas disciplinas:

Biología

- ✦ Aprender más acerca del cerebro y otros sistemas.
- ✦ Obtención de modelos de la retina.

Empresa

- ✦ Evaluación de probabilidad de formaciones geológicas y petrolíferas.
- ✦ Identificación de candidatos para posiciones específicas.
- ✦ Explotación de bases de datos.
- ✦ Optimización de plazas y horarios en líneas de vuelo.
- ✦ Reconocimiento de caracteres escritos.

Medio ambiente

- ✦ Analizar tendencias y patrones.
- ✦ Previsión del tiempo.

Finanzas

- ✦ Previsión de la evolución de los precios.
- ✦ Valoración del riesgo de los créditos.
- ✦ Identificación de falsificaciones.
- ✦ Interpretación de firmas.

Manufacturación

- ✦ Robots automatizados y sistemas de control (visión artificial y sensores de presión, temperatura, gas, etc.)
- ✦ Control de producción en líneas de proceso.
- ✦ Inspección de la calidad.

Medicina

- ✦ Analizadores del habla para la ayuda de audición de sordos profundos.
- ✦ Diagnóstico y tratamiento a partir de síntomas y/o de datos analíticos. (Electrocardiograma, encefalograma, análisis sanguíneo, etc.).
- ✦ Monitorización en cirugía.
- ✦ Predicción de reacciones adversas a los medicamentos.
- ✦ Lectores de rayos X.
- ✦ Entendimiento de la causa de los ataques epilépticos.

Militares

- ✦ Clasificación de las señales de radar.
- ✦ Creación de armas inteligentes.
- ✦ Optimización del uso de recursos escasos.
- ✦ Reconocimiento y seguimiento en el tiro al blanco.

En la búsqueda de sistemas inteligentes en general, se ha llegado a un importante desarrollo del software como una manera de implementación de redes neuronales, en la actualidad ya existen lenguajes de procesamiento de la información; sin embargo, generalmente estos lenguajes se apoyan en arquitecturas convencionales de computadora. Otro tipo de arquitecturas para este tipo de tareas son los neurocomputadores que son básicamente un conjunto de procesadores conectados con cierta regularidad que operan concurrentemente. Por otro lado otra forma totalmente distinta de realizar redes neuronales consiste en la implementación de estas por medio de uno o varios circuitos, para así poder obtener una estructura que se comporte lo más similar posible a como lo haría una red neuronal. Otra tecnología que podría ser apropiada en la implementación de redes neuronales es la electroóptica, con la ventaja de utilizar la luz como medio de transporte de la información, permitiendo la transmisión masiva de datos.

La forma más simple de realizar una red es simularla sobre una computadora convencional mediante un software específico. Es un procedimiento rápido y poco costoso en comparación con los otros e insustituible para realizar el entrenamiento y evaluación de las redes.

3.2 FUNDAMENTOS DE LAS REDES NEURONALES

3.2.1 El modelo biológico

La teoría y modelado de redes neuronales artificiales (RNA) está inspirada en la estructura y funcionamiento de los sistemas nerviosos, donde la neurona es el elemento fundamental. Existen neuronas de diferentes formas, tamaños y longitudes. Estos atributos son importantes para determinar la función y utilidad de la neurona. La clasificación de estas células en tipos estándar ha sido realizada por muchos neuroanatomistas.

Una neurona es una célula viva y, como tal, contiene los mismos elementos que forman parte de todas las células biológicas. Además, contienen elementos característicos que las diferencian. En general, una neurona consta de un cuerpo celular más o menos esférico, de 5 a 10 micras de diámetro, del que salen una rama principal, el axón, y varias ramas más cortas, llamadas dendritas. A su vez, el axón puede producir ramas en torno a su punto de arranque, y con frecuencia se ramifica extensamente cerca de su extremo (figura 3.1).

Una de las características que diferencian a las neuronas del resto de las células vivas, es su capacidad de comunicarse. En términos generales, las dendritas y el cuerpo celular reciben señales de entrada; el cuerpo celular las combina e integra y emite señales de salida. El axón transporta esas señales a las terminales axónicas, que se encargan de distribuir información a un nuevo conjunto de neuronas. Por lo general, una neurona recibe información de miles de otras neuronas y, a su vez, envía información a miles de neuronas más. Se calcula que en el cerebro humano existen del orden de 10^{15} conexiones.

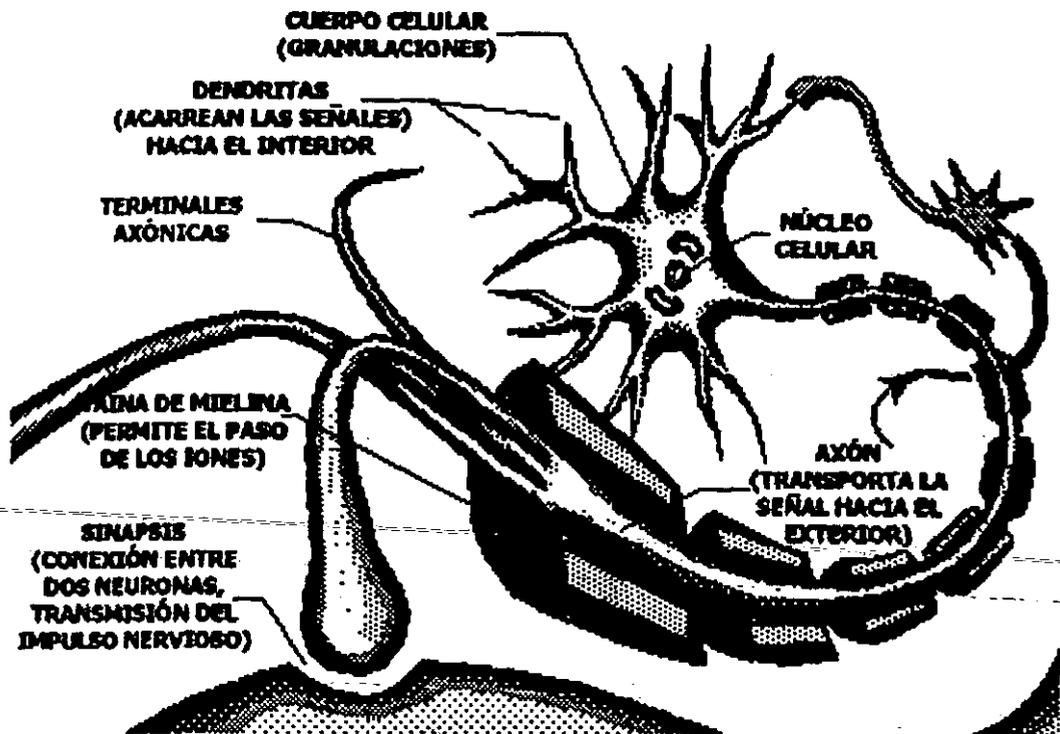


Fig. 3.1 Esquema general de una neurona biológica.

Las señales que se utilizan, y a las que se está haciendo referencia, son de dos tipos distintos de naturaleza: eléctrica y química. La señal generada por la neurona y transportada a lo largo del axón es un impulso eléctrico, mientras que la señal que se transmite entre las terminales axónicas de una neurona y las dendritas de las neuronas siguientes es de origen químico; concretamente, se realiza mediante moléculas de sustancias transmisoras (neurotransmisores) que fluyen a través de unos contactos especiales, llamados sinapsis, que tienen la función de receptor y están localizados entre las terminales axónicas y las dendritas de la neurona siguiente.

Existen dos tipos de sinapsis: a) las sinapsis excitadoras, cuyos neurotransmisores provocan disminuciones de potencial en la membrana de la célula postsináptica, facilitando la generación de impulsos a mayor velocidad, y b) las sinapsis inhibitoras, cuyos neurotransmisores tienden a estabilizar el potencial de la membrana, dificultando la emisión de impulsos. Casi todas las neuronas reciben entradas procedentes de sinapsis excitadoras e inhibitoras. En cada instante algunas de ellas estarán activas y otras se hallarán en reposo; la suma de los efectos excitadores e inhibidores determina si la célula será o no estimulada; es decir, si emitirá o no un tren de impulsos y a qué velocidad.

Para establecer una similitud directa entre la actividad sináptica y la analogía con las redes neuronales artificiales, se fijarán los siguientes aspectos. Las señales que llegan a la sinapsis son las entradas a la neurona; éstas son ponderadas (atenuadas o amplificadas) a través de un parámetro, denominado peso, asociado a la sinapsis correspondiente. Estas señales de entrada pueden excitar a la neurona (sinapsis con peso positivo) o inhibirla (peso negativo). El efecto es la suma de las entradas ponderadas. Si la suma es igual o mayor que el umbral de la neurona, entonces la neurona se activa (da salida). Esta es una

situación todo o nada; cada neurona se activa o no se activa. La facilidad de transmisión de señales se altera mediante al actividad del sistema nervioso. Las sinapsis son susceptibles a la fatiga, deficiencia de oxígeno y a agentes tales como los anestésicos. Otros eventos pueden incrementar el grado de activación. Esta habilidad de ajustar señales es un mecanismo de aprendizaje. Las funciones umbral integran la energía de las señales de entrada en el espacio y en el tiempo.

3.2.2 Elementos de una red neuronal artificial

Las redes neuronales son modelos que intentan reproducir el comportamiento del cerebro. Como tal modelo, realiza una simplificación, averiguando cuáles son los elementos relevantes del sistema, ya sea porque la cantidad de información de que se dispone es excesiva o bien porque es redundante. Una elección adecuada de sus características, más una estructura conveniente, es el procedimiento convencional utilizado para construir redes capaces de realizar una determinada tarea.

Cualquier modelo de red neuronal consta de dispositivos elementales de proceso: las neuronas. A partir de ellas, se pueden generar representaciones específicas, de tal forma que un estado conjunto de ellas puede significar una letra, un número o cualquier otro objeto. En la idealización del funcionamiento neurobiológico descrito anteriormente, que sirve de base de las redes neuronales artificiales, generalmente, se pueden encontrar tres tipos de neuronas.

1. Aquellas que reciben estímulos externos, relacionadas con el aparato sensorial, que tomaron la información de entrada.
2. Dicha información se transmite a ciertos elementos internos que se ocupan de su procesado. Es en las sinapsis y neuronas correspondientes a este segundo nivel donde se genera cualquier tipo de representación interna de la información. Puesto que no tienen relación directa con la información de entrada ni con la de salida, estos elementos se denominan unidades ocultas.
3. Una vez que ha finalizado el periodo de procesado, la información llega a las unidades de salida, cuya misión es dar la respuesta del sistema.

La neurona artificial pretende mimetizar las características más importantes de la neuronas biológicas. Cada neurona i -ésima está caracterizada en cualquier instante por un valor numérico denominado valor o estado de activación $a_i(t)$; asociado a cada unidad, existe una función de salida, f_i , que transforma el estado actual de activación en una señal de salida, y_i . Dicha señal es enviada a través de los canales de comunicación unidireccionales a otras unidades de la red; en estos canales la señal se modifica de acuerdo con la sinapsis (el peso, w_{ji}) asociada a cada uno de ellos según una determinada regla. Las señales moduladas que han llegado a la unidad j -ésima se combinan entre ellas, generando así la entrada total, Net_j .

$$Net_j = \sum_i y_i w_{ji} \quad (3.1)$$

Una función de activación, F , determina el nuevo estado de activación $a_j(t+1)$ de la neurona, teniendo en cuenta la entrada total calculada y el anterior estado de activación $a_j(t)$ (figura 3.2).

La dinámica que rige la actualización de los estados de las unidades (evolución de la red neuronal) puede ser de dos tipos: modo asíncrono y modo síncrono. En el primer caso, las neuronas evalúan su estado continuamente, según les va llegando información, y lo hacen de forma independiente. En el caso síncrono, la información también llega de forma continua, pero los cambios se realizan simultáneamente, como si existiera un reloj interno que decidiera cuándo deben cambiar su estado. Los sistemas biológicos quedan probablemente entre ambas posibilidades.

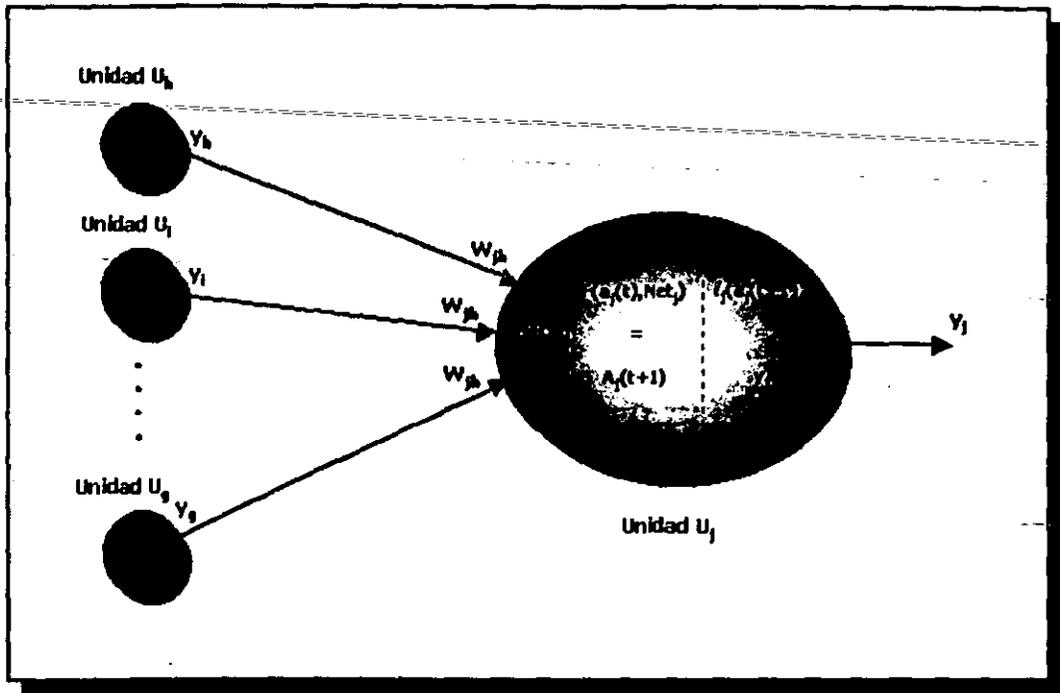


Fig. 3.2 Entradas y salidas de una neurona U_j .

Los distintos componentes básicos de un modelo de red neuronal artificial son: tipos de unidades de proceso o neuronas, su estado de activación, su función de salida y de activación, su conexión con otras neuronas y el concepto de aprendizaje de una red neuronal.

La **unidad de proceso** es la neurona artificial, su trabajo es simple y único, y consiste en recibir las entradas de las células vecinas y calcular un valor de salida, el cual es enviado a todas las células restantes.

En cualquier sistema que se esté modelando, es útil caracterizar tres tipos de unidades: entradas, salidas y ocultas. Las unidades de entrada reciben señales desde el entorno; estas entradas (que son a la vez entradas a la red) pueden ser señales provenientes de sensores o de otros sectores del sistema. Las unidades de salida envían la señal fuera del sistema (salidas de la red); estas señales pueden controlar directamente potencias u otros

sistemas. Las unidades ocultas son aquellas cuyas entradas y salidas se encuentran dentro del sistema; es decir, no tiene contacto con el exterior.

Se conoce como capa o nivel a un conjunto de neuronas cuyas entradas provienen de la misma fuente (que puede ser otra capa de neuronas) y cuyas salidas se dirigen al mismo destino (que puede ser otra capa de neuronas).

Todas las neuronas que componen la red se hallan en cierto estado. En una visión simplificada, se puede decir que hay dos posibles estados, reposo y excitado, a los que se denominan globalmente **estados de activación**, y a cada uno de los cuales se le asigna un valor. Los valores de activación pueden ser continuos o discretos. Además, pueden ser limitados o ilimitados. Si son discretos, suelen tomar un conjunto pequeño de valores o bien valores binarios. En notación binaria, un estado activo se indicará por un 1, y se caracteriza por la emisión de un impulso por parte de la neurona (potencial de acción), mientras que un estado pasivo se indicará por un 0, y significará que la neurona está en reposo.

Esto se especifica por un vector de N números reales $A(t)$, que representa el estado de activación del conjunto de unidades de procesamiento. Cada elemento del vector representa la activación de una unidad en el tiempo t . La activación de una unidad U_i en el tiempo t se designa por $a_i(t)$; es decir:

$$A(t) = (a_1(t), a_2(t), \dots, a_i(t), \dots, a_N(t)) \quad (3.2)$$

El estado de activación estará fuertemente influenciado por las interacciones entre todas las unidades como un conjunto, ya que el efecto que producirá una neurona sobre otra será proporcional a la fuerza, peso o magnitud de la conexión entre ambas. Por otro lado, la señal que envía cada una de las neuronas a sus vecinas dependerá de su propio estado de activación.

Entre las unidades o neuronas que forman una red neuronal artificial existe un conjunto de conexiones que unen unas a otras. Cada unidad transmite señales a aquellas que están conectadas con su salida. Asociada con cada unidad U_i hay una función de salida $f_i(a_i(t))$, que transforma el estado actual de activación $a_i(t)$ en una señal de salida $y_i(t)$; es decir:

$$y_i(t) = f_i(a_i(t)) \quad (3.3)$$

El vector que contiene las salidas de todas las neuronas en un instante t es:

$$Y(t) = (f_1(a_1(t)), f_2(a_2(t)), \dots, f_i(a_i(t)), \dots, f_N(a_N(t))) \quad (3.4)$$

Las **funciones de transferencia** de los nodos tienen el propósito de controlar la intensidad de la señal de salida. Estas funciones sitúan a la función de salida entre cero y uno. La entrada a la función de transferencia es el producto punto de todas las señales de entrada y el vector de pesos del nodo. Se pueden utilizar diferentes funciones de transferencia para cada capa de la red, pero la práctica ha demostrado que se obtiene muy pocos beneficios y si más trabajo para el diseñador al enfrentarse con un número muy grande de combinaciones posibles entre funciones de transferencia y capas de la red.

Entre las funciones más comunes se encuentran la Sigmoide, Gaussiana, tangente hiperbólica y Secante hiperbólica; otras un poco menos usadas son la Escalón, Lineal y Mixta (figura 3.3).

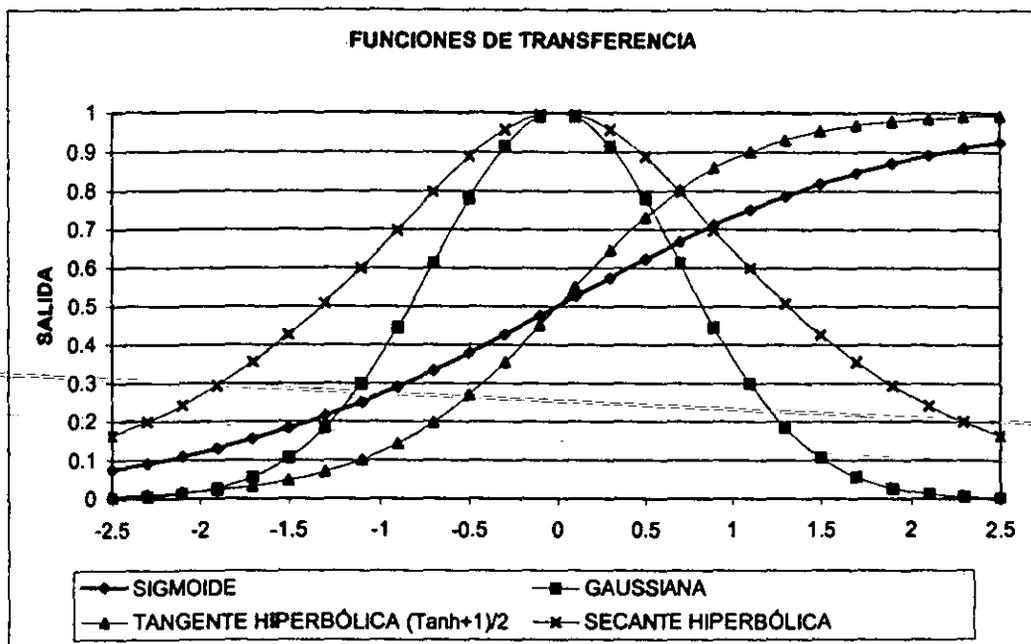


Fig. 3.3 Funciones de transferencia.

La función sigmoide representada matemáticamente por:

$$y = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (3.5)$$

es la función más usada en la red neuronal backpropagation que será explicada más adelante.

Las **conexiones que unen a las neuronas** que forman una RNA tienen asociado un peso, que es el que hace que la red adquiera conocimiento. Consideremos y_i como el valor de salida de una neurona i en un instante dado. Una neurona recibe un conjunto de señales que le dan información del estado de activación de todas las neuronas con las que se encuentra conectada. Cada conexión (sinapsis) entre la neurona i y la neurona j está ponderada por un peso w_{ji} . Normalmente, como simplificación, se considera que el efecto de cada señal es aditivo, de tal forma que la entrada neta que recibe una neurona (potencial postsináptico) net_j es la suma del producto de cada señal individual por el valor de la sinapsis que conecta ambas neuronas:

$$net_j = \sum_i^N w_{ji} \cdot y_i \quad (3.6)$$

Esta regla muestra el procedimiento a seguir para combinar los valores de entrada a una unidad con los pesos de las conexiones que llegan a esa unidad y es conocida como regla de propagación.

Así como es necesario una regla que combine las entradas a una neurona con los pesos de las conexiones, también se requiere una regla que combine las entradas con el estado actual de la neurona para producir un nuevo estado de activación. Esta función F produce un nuevo estado de activación en una neurona a partir del estado (a_i) que existía y la combinación de las entradas con los pesos de las conexiones (net_i).

Dado el estado de activación $a_i(t)$ de la unidad U_i y la entrada total que llega a ella, Net_i , el estado de activación siguiente, $a_i(t+1)$, se obtiene aplicando una función F , llamada **función de activación**.

$$a_i(t+1) = F(a_i(t), Net_i) \quad (3.7)$$

según esto, la salida de una neurona i (y_i) quedará según la expresión:

$$y_i(t+1) = f(Net_i) = f\left(\sum_{j=1}^N w_{ij} y_j(t)\right) \quad (3.8)$$

Normalmente la función de activación no está centrada en el origen del eje que representa el valor de la entrada neta, sino que existe cierto desplazamiento debido a las características internas de la propia neurona y que no es igual en todas ellas. Este valor se denota como θ , comúnmente llamado bias o unidad de sesgo, y representa el umbral de activación de la neurona i .

$$y_i(t+1) = f(Net_i - \theta_i) = f\left(\sum_{j=1}^N w_{ij} y_j(t) - \theta_i\right) \quad (3.9)$$

Para simplificar la expresión de la salida de una neurona i , es habitual considerar la existencia de una neurona ficticia, con valor de salida unidad (1), asociada a la entrada de cada neurona i mediante una conexión con peso de valor $-\theta_i$. De esta forma la expresión de salida quedará:

$$y_i(t+1) = f\left(\sum_{j=1}^N w_{ij} y_j(t) - \theta_i \cdot 1\right) = f\left(\sum_{j=0}^N w_{ij} y_j(t)\right) = f(Net_i) \quad (3.10)$$

En la figura 3.4 se muestra una neurona en cuyas entradas se encuentra la de una neurona ficticia debido al sesgo de la función de activación.

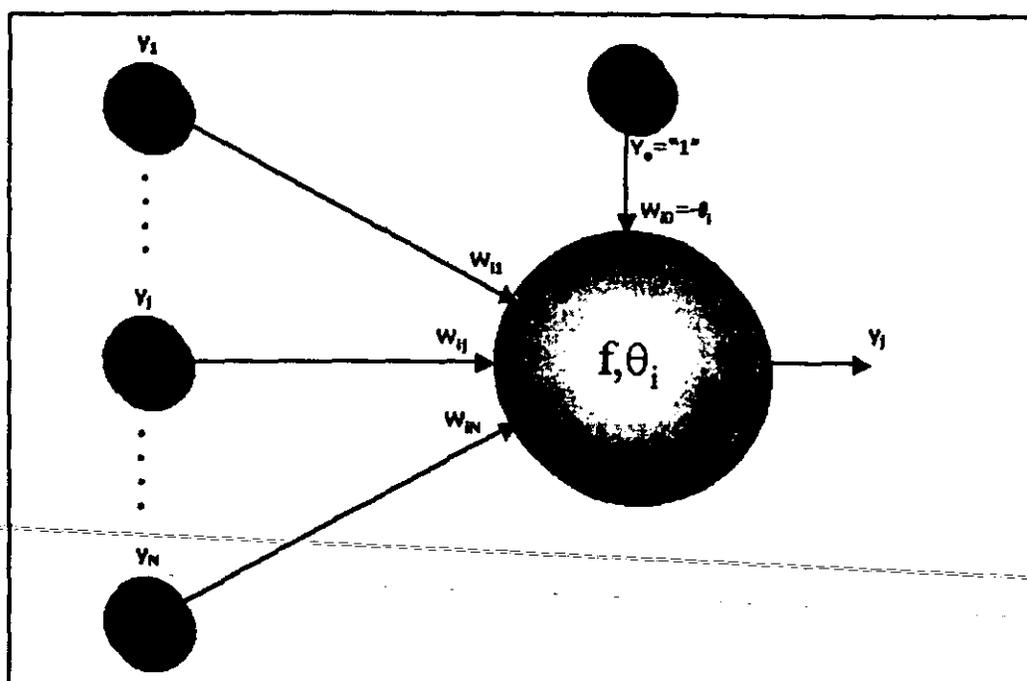


Fig. 3.4 Neurona con un umbral de activación definido por θ_i .

Existen muchas definiciones del concepto general de *aprendizaje*, una de ellas podría ser: La modificación del comportamiento inducido por la interacción con el entorno y como resultado de experiencias conducente al establecimiento de nuevos modelos de respuesta a estímulos externos.

Biológicamente, se suele aceptar que la información memorizada en el cerebro esta más relacionada con los valores sinápticos de las conexiones entre las neuronas que con ellas mismas; es decir, el conocimiento se encuentra en las sinapsis. En el caso de las redes neuronales artificiales, se puede considerar que el conocimiento se encuentra representado en los pesos de las conexiones entre neuronas. Todo proceso de aprendizaje implica cierto número de cambios en estas conexiones. En realidad, puede decirse que se aprende modificando los valores de los pesos de la red.

Al igual que el funcionamiento de una red depende del número de neuronas de las que disponga y de cómo estén conectadas entre sí, cada modelo dispone de su o sus propias técnicas de aprendizaje.

3.3 CARACTERÍSTICAS DE LAS REDES NEURONALES

Existen cuatro aspectos que caracterizan una red neuronal: su topología, el mecanismo de aprendizaje, tipo de asociación realizada entre la información de entrada y de salida, y por último, la forma de representación de estas informaciones.

3.3.1 Topología de las redes neuronales

La topología o arquitectura de las redes neuronales consiste en la organización y disposición de las neuronas en la red formando capas o agrupaciones de neuronas más o menos alejadas de la entrada y salida de la red. En este sentido, los parámetros fundamentales de la red son: el número de capas, el número de neuronas por capa, el grado de conectividad y el tipo de conexiones entre neuronas.

Cuando se realiza una clasificación de las redes en términos topológicos, se suele distinguir entre las redes con una sola capa o nivel de neuronas y las redes con múltiples capas (2, 3, etc.).

En las redes monocapa se establecen conexiones laterales entre las neuronas que pertenecen a la única capa que constituye la red. También pueden existir conexiones autorrecurrentes (salida de una neurona conectada a su propia entrada).

Las redes multicapa son aquellas que disponen de conjuntos de neuronas agrupadas en varios (2, 3, etc.) niveles o capas. Normalmente, todas las neuronas de una capa reciben señales de entrada de otra capa anterior, más cercana a la entrada de la red, y envían las señales de salida a una capa posterior, más cercana a la salida de la red. A estas conexiones se les denominan conexiones hacia adelante o feedforward (figura 3.5).

Sin embargo, en un gran número de estas redes también existe la posibilidad de conectar las salidas de las neuronas de capas posteriores a las entradas de las capas anteriores, a estas conexiones se les denomina conexiones hacia atrás o feedback (figura 3.6).

Estas dos posibilidades permiten distinguir entre dos tipos de redes con múltiples capas: las redes con conexiones hacia adelante o redes feedforward, y las redes que disponen de conexiones tanto hacia adelante como hacia atrás o redes feedforward/feedback. La red backpropagation utiliza conexiones hacia adelante (feedforward).

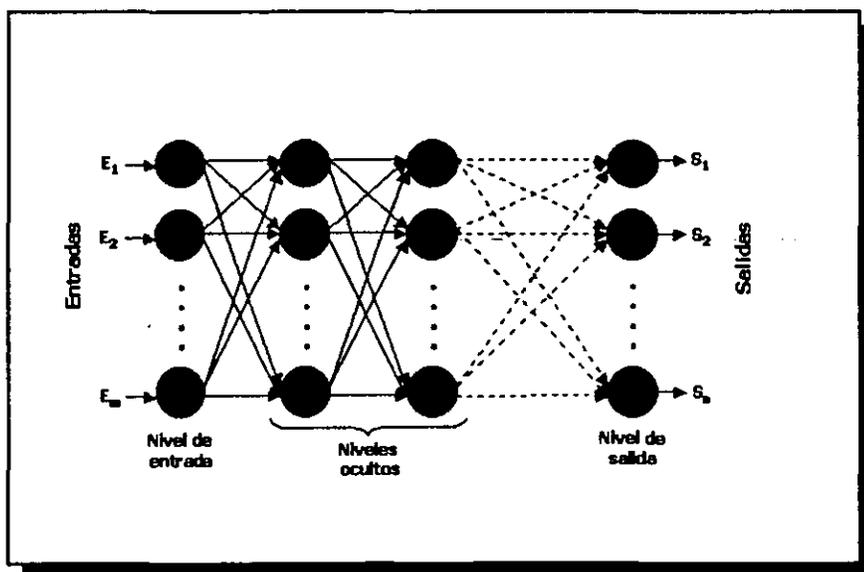


Fig.3.5 Estructura de una red multinivel con todas las conexiones hacia adelante.

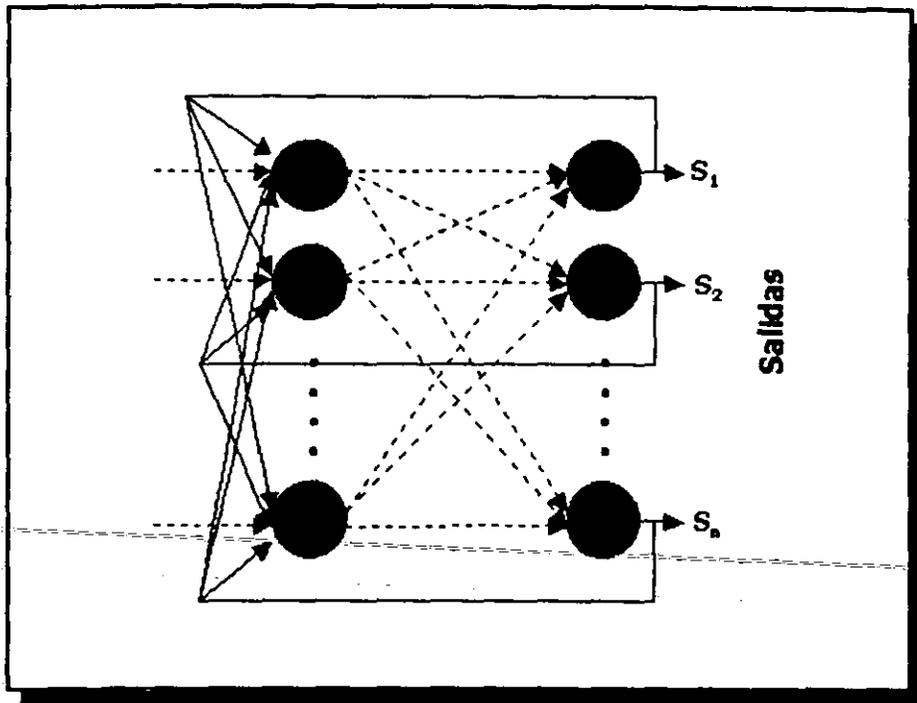


Fig.3.6 Red de conexiones con propagación hacia atrás a nodos de niveles anteriores.

3.3.2 Mecanismo de aprendizaje

El aprendizaje es el proceso por el cual una red neuronal modifica sus pesos en respuesta a una información de entrada. Los cambios que se producen durante el proceso de aprendizaje se reducen a la destrucción, modificación y creación de conexiones entre las neuronas. En los sistemas biológicos existe una continua creación y destrucción de conexiones. En los modelos de redes neuronales artificiales, la creación de una nueva conexión implica que el peso de la misma pasa a tener un valor distinto de cero. De la misma forma, una conexión se destruye cuando su peso se hace cero.

Durante el proceso de aprendizaje, los pesos de las conexiones de la red sufren modificaciones, por tanto se puede afirmar que este proceso ha terminado (la red ha aprendido) cuando los valores de los pesos permanecen estables ($dw_{ij}/dt=0$).

Un aspecto importante respecto al aprendizaje en las redes neuronales es el conocer cómo se modifican los valores de los pesos; es decir, cuáles son los criterios que se siguen para cambiar el valor asignado a las conexiones cuando se pretende que la red aprenda una nueva información.

Estos criterios determinan lo que se conoce como la regla de aprendizaje de la red. De forma general, se suelen considerar tres tipos de reglas: las que responden a lo que habitualmente se conoce como aprendizaje supervisado, las correspondientes a un aprendizaje no supervisado y las de aprendizaje reforzado.

El aprendizaje supervisado se caracteriza porque el proceso de aprendizaje se realiza mediante un entrenamiento controlado por algún agente que determina la respuesta que

debería generar la red a partir de una entrada determinada. Se comprueba la salida de la red y en el caso de que ésta no coincida con la deseada, se procederá a modificar los pesos de las conexiones, con el fin de conseguir que la salida obtenida se aproxime a la deseada.

Una forma de ajustar los pesos de las conexiones de la red es en función de la diferencia entre los valores deseados y los obtenidos en la salida de la red; es decir, en función del error cometido en la salida. La red Backpropagación utiliza este método de aprendizaje.

Otro método de aprendizaje es el estocástico, consiste básicamente en realizar cambios aleatorios en los valores de los pesos de las conexiones de la red y evaluar su efecto a partir del objetivo deseado y de distribuciones de probabilidad.

En el aprendizaje estocástico se suele hacer una analogía en términos termodinámicos, asociando la red neuronal con un sólido físico que tiene cierto estado energético. En el caso de la red, la energía de la misma representaría el grado de estabilidad de la red, de tal forma que el estado de mínima energía correspondería a una situación en la que los pesos de las conexiones consiguen que su funcionamiento sea el que más se ajusta al objetivo deseado.

Según lo anterior, el aprendizaje consistiría en realizar un cambio aleatorio de los valores de los pesos y determinar la energía de la red. Si la energía es menor después del cambio; es decir, si el comportamiento de la red se acerca al deseado, se acepta el cambio. Si, por el contrario, la energía no es menor, se aceptaría el cambio en función de una determinada y preestablecida distribución de probabilidades.

En cuanto a las redes con aprendizaje no supervisado (también conocido como auto-supervisado) no requieren influencia externa para ajustar los pesos de las conexiones entre sus neuronas. La red no recibe ninguna información por parte del entorno que le indique si la salida generada en respuesta a una determinada entrada es o no correcta; por ello, suele decirse que estas redes son capaces de auto organizarse.

Estas redes deben encontrar las características, regularidades, correlaciones o categorías que se puedan establecer entre los datos que se presenten en su entrada. Puesto que no hay un supervisor que indique a la red la respuesta que debe generar ante una entrada concreta, cabría preguntarse precisamente por lo que la red genera en estos casos. Existen varias posibilidades en cuanto a la interpretación de la salida de estas redes, que dependen de su estructura y del algoritmo de aprendizaje empleado.

En algunos casos, la salida representa el grado de familiaridad o similitud entre la información que se le está presentando en la entrada y las informaciones que se le han mostrado hasta entonces (en el pasado). En otro caso, podría realizar una clusterización o establecimiento de categorías, indicando la red a la salida a qué categoría pertenece la información presentada a la entrada, siendo la propia red quien debe encontrar las categorías apropiadas a partir de correlaciones entre las informaciones presentadas. Una variación de esta categorización es el prototipado. En este caso, la red obtiene ejemplares o prototipos representantes de las clases a las que pertenecen las informaciones de entrada.

En el aprendizaje por refuerzo la función del supervisor se reduce a indicar mediante una señal de refuerzo si la salida obtenida en la red se ajusta a la deseada (*éxito = +1* o *fracaso = -1*), y en función de ello se ajustan los pesos basándose en un mecanismo de probabilidades. Se podría decir que en este tipo de aprendizaje la función del supervisor se asemeja más a la de un crítico (que opina sobre la respuesta de la red) que a la de un maestro (que indica a la red la respuesta concreta que debe generar), como ocurría en el caso de supervisión por corrección de error.

3.3.3 Tipo de asociación entre las informaciones de entrada y salida

Las redes neuronales son sistemas que almacenan cierta información aprendida; esta información se registra de forma distribuida en los pesos asociados a las conexiones entre neuronas. Por tanto, puede imaginarse una red como cierto tipo de memoria que almacena unos datos de forma estable, datos que se grabarán en dicha memoria como consecuencia del aprendizaje de la red y que podrán ser leídos a la salida como respuesta a cierta información de entrada, comportándose entonces la red como lo que habitualmente se conoce por memoria asociativa; es decir, cuando se aplica un estímulo (dato de entrada) la red responde con una salida asociada a dicha información de entrada.

Existen dos formas primarias de realizar esta asociación entre entrada/salida que se corresponden con la naturaleza de la información almacenada en la red. Una primera será la denominada heteroasociación, que se refiere al caso en el que la red aprende parejas de datos $[(A_1, B_1), (A_2, B_2), \dots, (A_N, B_N)]$, de tal forma que cuando se presente cierta información de entrada A_i , deberá responder generando la correspondiente salida asociada B_i . La segunda se conoce como autoasociación, donde la red aprende ciertas informaciones A_1, A_2, \dots, A_N , de tal forma que cuando se le presenta una información de entrada realizará una autocorrelación, respondiendo con uno de los datos almacenados, el más parecido al de entrada.

Estos dos mecanismos de asociación dan lugar a dos tipos de redes neuronales: las redes heteroasociativas y las autoasociativas. Una red heteroasociativa podrá considerarse aquella que evalúa cierta función, que en la mayoría de los casos no podrá expresarse analíticamente, entre un conjunto de entradas y un conjunto de salidas, correspondiendo a cada posible entrada una determinada salida. Por otra parte, una red autoasociativa es una red cuya principal misión es reconstruir una determinada información de entrada que se presenta incompleta o distorsionada (le asocia el dato almacenado más parecido).

3.4 LA RED BACKPROPAGATION

Debido a la importancia que la red neuronal Backpropagation tiene par este trabajo, es que se decidió dedicar este apartado para describir sus características.

En 1986, Rummelhart, Hinton, y Williams (Rummelhart, 1986) basándose en los trabajos de otros investigadores formalizaron un método para que la red neuronal aprendiera la asociación que existe entre los patrones de entrada a la misma y las clases correspondientes. Este método conocido en general como backpropagation (propagación del error hacia atrás), Está basado en la generalización de la regla delta y, a pesar de sus

propias limitaciones, ha ampliado de forma considerable el rango de aplicaciones de las redes neuronales artificiales.

El algoritmo de propagación hacia atrás o retropropagación, es una regla de aprendizaje que se puede aplicar en modelos de redes con más de dos capas de células. Una característica importante de este algoritmo es la representación interna del conocimiento que es capaz de originar en la capa intermedia de las células para conseguir cualquier correspondencia entre la entrada y salida de la red. Con una capa mínimo de neuronas ocultas es más fácil establecer una correspondencia entre la entrada y la salida.

El entrenamiento, por ejemplo el de aprendizaje supervisado, de una red de varias capas backpropagation, vía la regla delta generalizada, es un proceso iterativo. Cada paso comprende la determinación del error asociado a cada neurona y después se modifican los pesos en las conexiones que llegan a esa unidad. Cada presentación de un caso de entrenamiento y subsiguiente modificación de los pesos de cada conexión es llamada un ciclo. Cada ciclo comprende tres subpasos: (1) para el caso de entrenamiento que debe ser aprendido, a la red se le presenta el valor de entrada y esta propaga la activación hacia las unidades de proceso; (2) el error en las unidades de salida es propagado hacia atrás a las unidades de proceso ocultas; y (3) las conexiones provenientes de las unidades ocultas modifican sus pesos usando esta propagación de error hacia atrás.

Un grupo de ciclos, hechos de un ciclo para cada caso de entrenamiento es llamado periodo. El proceso de entrenamiento para una red puede requerir varios cientos o miles de periodos para que todos los casos de entrenamiento sean aprendidos con una tolerancia de error específica. La regla delta generalizada básicamente realiza un descenso del gradiente en el espacio de error basado en las normas Euclidianas de los errores de todos los valores presentados durante el entrenamiento. La convergencia no está garantizada. La convergencia depende en muchos casos de la arquitectura de la red, de su capacidad y de la cantidad de información para aprender. Esta correlación todavía no es perfectamente entendida y es motivo de actuales investigaciones.

La modificación del peso de las conexiones en la regla delta generalizada, descrita por Rumelhart et al (1986) se lleva a cabo a través de la disminución del gradiente en el error total en un caso de entrenamiento dado por:

$$\Delta w_{ij} = \eta \delta_j o_j \quad (3.11)$$

En donde η = constante de aprendizaje llamada tasa de aprendizaje; y δ_j = gradiente del error total con respecto a las entradas de la unidad j . Las unidades de salida δ_j son determinadas a partir de la diferencia entre las activaciones esperadas t_j y las activaciones calculadas a_j

$$\delta_j = (t_j - a_j) F'(N_j) \quad (3.12)$$

donde F' = la derivada de la función de activación.

En las unidades ocultas, las activaciones esperadas no son conocidas a priori. La siguiente ecuación da una razonable estimación de δ_j para los nodos ocultos:

$$\delta_j = \left(\sum_{k=1}^M \delta_k w_{jk} \right) F'(N_j) \quad (3.13)$$

En la ecuación 3.13 el error atribuido a una unidad oculta depende del error de las unidades en que ésta influye. La cantidad de error de estas unidades atribuido a las ocultas depende de la fuerza de la conexión de las unidades ocultas hacia estas unidades; una unidad oculta con una fuerte conexión excitadora a otra unidad que muestra error, será fuertemente responsable de éste, causando que la fuerza de su conexión sea reducida.

De forma simplificada, el funcionamiento de una red backpropagation (RBP) consiste en el aprendizaje de un conjunto predefinido de entradas-salidas dados como ejemplo, empleando un ciclo propagación-adaptación de dos fases: primero se aplica un patrón de entrada como estímulo para la primera capa de las neuronas de la red, se va propagando a través de las capas superiores hasta generar una salida se compara el resultado en las neuronas de salida, con la salida que se desea obtener y se calcula el valor del error para cada neurona de salida. A continuación estos errores se transmiten hacia atrás, partiendo de la capa de salida hacia todas las neuronas de la capa intermedia que contribuyan directamente a la salida, recibiendo el porcentaje de error aproximado a la participación de la neurona intermedia en la salida original. Este proceso se repite, capa por capa, hasta que todas las neuronas de la red hayan recibido un error que describa su aportación relativa al error total. Basándose en el valor del error recibido, se ajustan los pesos de conexión de cada neurona, de manera que en la siguiente vez que se presente el mismo patrón, la salida esté más cercana a la deseada; es decir, el error disminuya.

La red debe encontrar una representación interna que le permita generar las salidas deseadas cuando se le dan las entradas de entrenamiento, y que pueda aplicar, además, a entradas no presentadas durante la etapa de aprendizaje para clasificarlas según las características que comparta con los ejemplos de entrenamiento.

LAS REDES NEURONALES ARTIFICIALES EN LA INGENIERÍA CIVIL

4.1 ¿POR QUÉ SON APPLICABLES LAS REDES NEURONALES ARTIFICIALES EN LA INGENIERÍA CIVIL?

Desde los inicios de la Ingeniería civil a la fecha, los procedimientos de investigación experimental en el campo y laboratorio, así como desarrollos teóricos han mejorado considerablemente, gracias al desarrollo tecnológico que se tiene hoy día. De acuerdo con esto, se puede decir que en nuestros días se cuenta con un arsenal de herramientas analíticas y empíricas que nos permite cubrir con dignidad los problemas a los que se enfrenta un Ingeniero Civil.

Sin embargo, muchos de estos procedimientos están cerca de alcanzar sus máximas capacidades y conforme la complejidad de los problemas se incrementa, es mas factible que en un futuro sean excedidas. Por lo tanto, nuevas alternativas para estudiar problemas de ingeniería deben ser exploradas.

Según diversas definiciones, la Ingeniería es el arte de aplicar los conocimientos científicos y tecnológicos (las matemáticas y la física) en la utilización de la materia y las fuentes de energía, para la invención o construcción de todo tipo de infraestructura.

De acuerdo a sus necesidades, el ingeniero civil no puede desligarse de los avances científicos y tecnológicos que le pueden ayudar a realizar su trabajo de una manera más eficaz e incluso sencilla.

En el pasado, las técnicas basadas en el conocimiento como sistemas expertos y conjuntos borrosos han sido aplicados al estudio de problemas de Ingeniería. El éxito de estos procedimientos ha sido limitado principalmente por la relación de los resultados con el grado de conocimiento de los llamados "expertos".

Un procedimiento alternativo que encuentra sus orígenes en los desarrollos de la neurociencia en inteligencia artificial, ha estado emergiendo como una posibilidad para

analizar problemas de ingeniería. Tal técnica es la llamada Redes Neuronales Artificiales (RNA) que imita la manera en que las Redes Neuronales Biológicas (RNB) aprenden y procesan la información que los receptores del cuerpo humano perciben del ambiente.

En el intento para diseñar, analizar y controlar la conducta de los sistemas, ambos, los hechos por el hombre y los naturales, los Ingenieros encuentran que deben ser capaces de modelar y predecir sus complejos comportamientos. Sin embargo, la conducta de muchos de estos sistemas es gobernada por interrelaciones no lineales multivariadas (a menudo desconocidas), que exhiben variación con el tiempo, y ocurren con un cierto "ruido", ambiente físico menos controlable. Por ejemplo, considere el problema de detectar el daño de un edificio con miles de miembros estructurales mediante interpretación de datos colectados de acelerómetros y transductores de desplazamientos en varios lugares de la estructura. Este problema particular es conocido como un problema de representación inversa, en el cual el estado del sistema es deducido a partir del comportamiento exhibido por el sistema.

En general, muchos de los problemas que enfrenta la Ingeniería Civil poseen algunas de las siguientes características:

- ◆ Existe un número muy grande de variables a considerar.
- ◆ La relación entre las variables es compleja.
- ◆ No es posible disponer de los datos requeridos.
- ◆ Los datos recabados no son fidedignos.

Afrontar estos problemas con técnicas analíticas convencionales es muy complicado y, en muchos casos, frustrante; sin embargo con el desarrollo de la computación se están proponiendo nuevos métodos de solución a esta problemática.

En los últimos años, investigadores han comenzado a analizar el potencial de las Redes neuronales Artificiales (RNA) como una herramienta para apoyar el modelado de sistemas de ingeniería. Una RNA es un mecanismo computacional capaz de adquirir, representar y calcular una representación de un multivariado espacio de información a otro dado un grupo de información que representar. Una RNA es simplemente una colección de simples unidades de proceso (a menudo simulado en un software de computadora) que transmite activaciones a su entorno que son filtradas y modificadas por las conexiones entre las unidades de proceso. Lo que una red calcula es definido por la topología y naturaleza de las interconexiones entre sus procesadores. Algunos tipos de RNAs son capaces de adquirir automáticamente esa estructura. Aún cuando una cierta cantidad de error exista en la información.

Debido a su constitución y a sus fundamentos, las redes neuronales artificiales presentan un gran número de características semejantes a las del cerebro. Por ejemplo, son capaces de aprender de la experiencia, de generalizar de casos anteriores a nuevos casos, de abstraer características esenciales a partir de entradas que representan información irrelevante, etc. Esto hace que ofrezcan numerosas ventajas y que este tipo de tecnología se esté aplicando en múltiples áreas. Estas ventajas incluyen:

- ♦ **Aprendizaje adaptativo.** La capacidad de aprendizaje adaptativo es una de las características más atractivas de las redes neuronales. Esto es, aprenden a llevar a cabo ciertas tareas mediante un entrenamiento con ejemplos ilustrativos. Como las redes neuronales pueden aprender a diferenciar patrones mediante ejemplos y entrenamiento, no es necesario que elaboremos modelos a priori ni necesitamos especificar funciones de distribución de probabilidad.
- ♦ **Autoorganización.** Las redes neuronales usan su capacidad de aprendizaje adaptativo para auto organizar la información que reciben durante el aprendizaje y/o la operación. Mientras que el aprendizaje es la modificación de cada elemento procesal, la autoorganización consiste en la modificación de la red neuronal completa para llevar a cabo un objetivo específico.
- ♦ **Tolerancia a fallos.** Las redes neuronales son los primeros métodos computacionales con la capacidad inherente de tolerancia a fallos. Comparados con los sistemas computacionales tradicionales, los cuales pierden su funcionalidad en cuanto sufren un pequeño error de memoria, en las redes neuronales, si se produce un fallo en un pequeño número de neuronas, aunque el comportamiento del sistema se ve influenciado, no sufre una caída repentina.
- ♦ **Operación en tiempo real.** Una de las mayores prioridades de la mayoría de las áreas de aplicación, es la necesidad de realizar grandes procesos con datos de forma muy rápida. Las redes neuronales se adaptan bien a esto debido a su implementación paralela.
- ♦ **Fácil inserción dentro de la tecnología existente.** Una red individual puede ser entrenada para desarrollar una única y bien definida tarea (tareas complejas, que hagan múltiples selecciones de patrones, requerirán sistemas de redes interconectadas). Debido a que una red puede ser entrenada, comprobada, verificada y trasladada a una implementación hardware de bajo costo, es fácil insertar redes neuronales para aplicaciones específicas dentro de sistemas existentes. De esta manera, las redes neuronales se pueden utilizar para mejorar sistemas, y cada paso puede ser evaluado antes de acometer un desarrollo más amplio.

Las técnicas de las redes neuronales artificiales pueden asociarse con problemas que caen dentro de las siguientes cuatro principales categorías:

Clasificación y diagnosis. Una muestra es presentada a la red, la cual tiene que decidir para cada uno de los grupos de clases predefinidos a que muestra pertenece. Esta situación ocurre típicamente en problemas de reconocimiento de patrones.

Aproximación de funciones. La red tiene que asociar al dato de entrada un valor, una función desconocida representa el fenómeno real. Este problema puede ser encontrado en predicción de series, identificación y procesos de control.

Compresión, extracción de características y cuantificación. En muchas aplicaciones, se usa información, como la proveniente de sensores, la cual contiene ruido. Las redes

neuronales pueden ser usadas para reducir el ruido, ya sea mediante compresión numérica o extracción de características.

Optimización. La red puede ser fijada para que sus pesos incluyan tanto a la función objetivo para ser optimizada como las restricciones en las variables. Una solución es obtenida como un estado limite de la dinámica de la red.

Generalmente las tareas de ingeniería están principalmente relacionadas con el análisis, diseño, identificación de sistemas, diagnóstico, predicción, control, planeación y asignación de tiempos. Estos problemas pueden ser clasificados en alguno de los cuatro casos anteriores. Existe otra clasificación de problemas con los que también pueden ser asociados: (1) relación de la causa y el efecto por estimación y predicción, y (2) relación inversa de los efectos a las posibles causas. La naturaleza de la red neuronal relaciona un espacio de patrones de entrada con un espacio de patrones de salida. En este sentido, las redes neuronales artificiales son sólo una herramienta que permite resolver este tipo de problemas. Debe de enfatizarse que las RNA no son siempre la mejor solución a los problemas de Ingeniería.

En sí, las RNA ofrecen diversas ventajas sobre la mayoría de los procedimientos convencionales de computación. La más frecuente citada es la habilidad para desarrollar una solución generalizada a un problema a través de un conjunto de ejemplos, y un continuo desarrollo y adaptación para cambiar circunstancias a nuevas variaciones de un problema. El atributo de generalización les permite ser aplicadas a problemas en los que los datos no son los de entrenamiento y producir soluciones validas aún cuando haya errores en la información de entrenamiento. Estos factores combinados hacen a la red neuronal una herramienta poderosa para modelar problemas en los que las relaciones entre las variables dependientes e independientes son poco conocidas, o probablemente varían con el tiempo, como los problemas que comúnmente se encuentran en cualquier disciplina de la ingeniería civil.

4.2 ANTECEDENTES DE APLICACION DE REDES NEURONALES EN LA INGENIERÍA CIVIL

Debido a la variedad de redes, tipos de algoritmos o métodos de aprendizaje, puede decirse que casi cualquier problema puede ser modelado con algún tipo de red neuronal, si es que se cuenta con las herramientas necesarias y suficientes, por eso el campo de aplicación de las redes neuronales abarca casi cualquier disciplina.

En ingeniería Civil, las redes neuronales se han aplicado a nivel mundial y en todas sus ramas, hablar a detalle de cada aplicación requiere de una investigación minuciosa y se necesitaría de libros completos para describirlas. Lo que lleva a que en este apartado se describan brevemente, sólo algunas aplicaciones en diversas áreas de la Ingeniería Civil.

Szewczyk y Hajela (1994) construyen una red neuronal que detecta el daño en estructuras. El daño es modelado a través de la reducción de la rigidez de los elementos de la estructura, y se manifiesta en forma de variaciones en desplazamientos estáticos observables bajo la acción de ciertas cargas. Utilizan una variación de la red neuronal

counterpropagation para resolver el mapeo inverso entre el vector de rigideces de cada elemento de la estructura y el vector de desplazamientos estáticos globales bajo la carga de prueba. Muestran como la red neuronal funciona como un dispositivo de memoria asociativa apto de diagnosticar satisfactoriamente aún en presencia de información incompleta o que contenga ruido. Demuestran mediante ejemplos numéricos involucrando marcos y armaduras que las aproximaciones de la red neuronal son completamente aceptables desde un punto de vista práctico. La aproximación de la red neuronal al problema de detección de daños demostró ser una alternativa promisoría para más técnicas tradicionales, particularmente en la detección de daños cuando la eficiencia del procesamiento se convierte en un problema importante.

Gagarin et al (1994) aplican redes neuronales artificiales a otro problema de mapeo inverso de determinar las características de camiones de carga (como velocidad, espaciamiento de ejes y ejes de carga) utilizando únicamente respuestas de deformación tomadas de la estructura sobre el cual el camión está pasando. La aproximación es utilizada para eliminar la necesidad de detener y pesar los vehículos, otro beneficio es que el estado de deformación de la estructura, por ejemplo un puente, por el que pasa puede ser analizado fácilmente usando tecnologías convencionales como la del "strain gage". La estructura de la red que seleccionan consiste en dos etapas en la que en la primera clasifica el tipo de camión, y en la segunda determina sus características antes mencionadas. Esta solución proporciona un medio rápido, preciso y apropiado para determinar las características de los camiones.

Karunanithi et al (1994) realiza una red para predecir el flujo de un río. Los hidrógrafos que determinan el nivel de agua en los ríos exhiben grandes variaciones debido a diversos fenómenos naturales. Una de las aproximaciones más usadas para la interpolación de los registros fluviales del río es ajustar la información observada con un poderoso modelo analítico. Sin embargo, los modelos analíticos pueden no representar adecuadamente los procesos de flujo, debido a que están basados en muchas suposiciones simplificadoras acerca de los fenómenos naturales que influyen en el caudal del río. Nachimuthu demuestra como una red neuronal puede ser usada como un modelo adaptativo sintetizador así como un buen predictor. Con el algoritmo correlación en cascada entrena una red neuronal para tomar un período de la información histórica del flujo del río y predecir el flujo inmediatamente después de ese periodo. La red es aplicada para predecir el flujo del río Hurón en Michigan obteniendo resultados bastante alentadores. Un análisis realizado en la estructura de la red mostró que la red fue capaz de adaptar su complejidad para ajustar los cambios en la historia del flujo.

Murtaza y Fisher (1994) elaboran una red para la toma de decisiones en la construcción modular. El modelo ayuda a tomar una decisión de si usar un método convencional o usar algún grado de modularización con la ayuda de una planta de proceso industrial. La posibilidad de construir por módulos depende directamente del proyecto, organizaciones involucradas, tanto sociales como legales. En proyectos que se realizan en algún tipo de regiones como lugares muy alejados o de condiciones ambientales extremas la modularización representa la única alternativa, sin embargo, en algunas otras situaciones la selección del proceso no es tan obvia. Esta decisión se basa en diversas características las cuales están divididas en las siguientes cinco: localización de la planta, entorno y organización, labores relacionadas, características de la planta y riesgo del proyecto. La

red neuronal es entrenada usando una colección de casos de diferentes firmas de ingeniería y construcción y propietarios de algunas firmas de plantas de procesos industriales. Una de las ventajas de utilizar redes neuronales para este problema es que de esta manera el que toma la decisión no está influenciado por otros intereses y que los constructores basan sus decisiones en sus conocimientos sin ponderar las características de ambas decisiones separadamente. Debido a la falta de información la red sólo se comprobó con diez casos en los que se comparó la decisión de la red con las decisiones de los expertos obteniéndose excelentes resultados.

Chao y Skibniewski (1994) realizan una red que estima la productividad de operación en la construcción. La principal razón de usar redes neuronales para la estimación de la productividad en la construcción es el requerimiento de realizar complejos mapeos de entorno y factores de administración a productividad. La red neuronal desarrollada está constituida en dos módulos, en la primera se estima la capacidad del excavador basada en las condiciones de trabajo, y en la segunda se evalúa la eficiencia del excavador basada en las características de los elementos de la operación. Desarrollan un modelo de escritorio de un excavador para entrenar a la primera red neuronal con ejemplos de tiempos por ciclo. Para proporcionarle la información a la segunda red desarrollaron un programa de simulación generando información sobre las tasas de producción. Los resultados obtenidos con la red pudieron, con una suficiente aproximación, ser reproducidos y con un limitado esfuerzo para la colección de información. De esta manera la red tiene el potencial de proporcionar una herramienta eficiente para la estimación de la productividad en la construcción.

Rogers (1994) realiza una red que analiza la simulación estructural. Los programas de análisis estructural para resolver problemas de diseño a menudo suelen ser caros. Obtener una solución óptima generalmente requieren de numerosas iteraciones que involucran análisis y optimización de los programas como el método del elemento finito. En ocasiones, por la complejidad de las estructuras a analizar, los tiempos utilizados en el análisis para un óptimo diseño son grandes. Una técnica promisoría es simular un programa lento y caro con una rápida y económica red neuronal artificial.

Goh (1996) desarrolla una red neuronal que determina para un sitio en particular, a partir de un cierto número de variables conocidas, el potencial de licuación del suelo ante un evento sísmico, las variables son: magnitud del sismo, esfuerzo efectivo, esfuerzo total, resistencia del suelo, aceleración horizontal de las partículas, relación de esfuerzo cíclico y tamaño de las partículas. Se alimentó a la red con 109 datos de casos reales de sitios susceptibles a licuación, de los cuales sólo en 74 de ellos se presentó el fenómeno de licuación. La red neuronal mostró excelentes resultados al predecir correctamente 10 de los 11 casos de validación, convirtiéndose la red neuronal en una herramienta que complementa y apoya la toma de decisiones oportunas sobre la posibilidad de licuación de un sitio ante un evento sísmico.

Romo et al (1997) elabora una red que analiza el diseño del procedimiento constructivo de túneles en suelos (ataque de la sección, avance máximo sin soporte y empleo de presión en el frente de excavación), realizan una red con trece nodos de entrada para el entrenamiento: cobertura, diámetro medio, forma del túnel, tipo de suelo, cohesión, ángulo de fricción interna, peso volumétrico del suelo, sobrecarga aplicada a la superficie

y la presión aplicada al frente de excavación. Las salidas de la red son los factores de seguridad del frente, de la clave y del túnel en general. El grupo de entrenamiento está constituido por 63 túneles construidos en diferentes tipos de suelos, de formas diversas, con áreas de sección transversal variadas y con diferentes coberturas. Un poco menos del 70 % son casos reales y los restantes son túneles hipotéticos. Los resultados de la red son muy aproximados a los deseados lográndose correlaciones de 0.98.

Castro (1998) aplica redes neuronales artificiales para la obtención de módulos de resiliencia en pavimentos a partir de la información producida por deflectómetros de impacto. Los deflectómetros de impacto son equipos de campo para la evaluación de la capacidad estructural de pavimentos con el que se aplica una fuerza dinámica y se mide, mediante sensores, las deflexiones que se inducen. La red se diseñó para su aplicación a carreteras revestidas, por lo que consideraron como variables de salida los módulos de resiliencia de la base, sub-base y subrasante. El conjunto de datos para el entrenamiento y validación se generó numéricamente mediante análisis elásticos. Con un estudio paramétrico se logró generar un total de 10 mil ejemplos de los que un 98 % se utilizó en el entrenamiento y se limitó el error en los módulos de resiliencia esperados a 10%. La red produjo buenas predicciones de los módulos de cada una de las capas consideradas.

García (1999) desarrolla una red neuronal para modelar el comportamiento no drenado de una arena gruesa. El comportamiento mecánico de las arenas es dependiente de factores como: composición de los granos, tamaño máximo de agregados, estado e historia de esfuerzos y patrón de aplicación de carga. Para simular el comportamiento se han desarrollado modelos matemáticos basándose en evidencia fenomenológica y razonamiento humano; sin embargo los modelos matemáticos resultantes usualmente se ven limitados a su capacidad para tomar en cuenta los efectos de todas las variables que se involucran en el problema, generalmente a causa de hipótesis restrictivas y algunas veces incorrectas. En la investigación experimental se desarrollaron una serie de pruebas usando especímenes sólidos cilíndricos consolidados isotrópicamente sujetos a carga axial monotónica, donde se observó su comportamiento esfuerzo-deformación bajo condiciones de corte no drenado. Se eligieron cuatro ensayos para entrenar a la red y cuatro más para probar su eficacia en el modo predictivo. Las variables de entrada que se utilizaron son: estado de deformación, esfuerzo de consolidación, densidad relativa inicial y tamaño máximo de agregados. Las predicciones realizadas por la red fueron excelentes con correlaciones de 0.999.

A pesar de que muchos de los sistemas son solamente prototipos, muchos de ellos han avanzado más allá de esta etapa y son programas comerciales rentables y eficientes. El estudio de los sistemas desarrollados hasta el momento sugiere que los sistemas de inteligencia artificial deberían desarrollarse como herramientas de soporte y no pretender puedan de alguna forma remplazar el criterio de los expertos humanos. Debe reconocerse también que este tipo de técnicas son excelentes aliadas en la solución de ciertos problemas ingenieriles, pero en otros casos, las herramientas convencionales son aún válidas e incluso mejores. Así, la mejor manera de procurar el desarrollo tecnológico es la implementación de sistemas híbridos que mezclen sistemas expertos, redes neuronales, lógica borrosa, etc., con experiencias obtenidas de casos instrumentados y teorías matemáticas y físicas.

**MODELACIÓN DE
DESPLAZAMIENTOS LATERALES CON
REDES NEURONALES ARTIFICIALES**

5.1 BASE DE DATOS DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

En cualquiera de los casos en los que se pretende analizar un fenómeno, es de vital importancia poseer información que directa e indirectamente este vinculada con el fenómeno, pero no es suficiente con poseerla, se debe contar con información de buena calidad y que sea confiable; con la cantidad ideal, es decir, la necesaria y suficiente y, por si fuese poco, se tiene que contar con las herramientas teóricas, experimentales y de procesamiento adecuados para que se pueda interpretar y manipular la información de una manera apropiada, de tal manera que se obtengan resultados correctos; analizar el fenómeno de Desplazamientos Laterales debidos a Licuación inducida por sismos no es la excepción.

De acuerdo a lo que se explicó en el capítulo III y IV, las RNA son la herramienta ideal que me permite predecir un resultado bastante aproximado de un fenómeno tan complejo como el de desplazamientos laterales inducidos por licuación durante sismos a partir de una base de datos del fenómeno.

Por esto la base de datos es la parte medular de este trabajo, ya que, por muy sofisticada que sea la RNA utilizada, si ésta no fue entrenada con información que realmente represente el fenómeno, predecirá resultados equivocados. Entonces la confiabilidad del resultado obtenido, dependerá de la validez de la fuente y de la cantidad de información, además de que se debe estar seguro de que la manera en que se presente a la RNA es la más apropiada.

Para que la base de datos represente correctamente el fenómeno, esta debe tener las mismas características de los casos en los que se quiera aplicar y ser lo más general posible, es decir, que contenga el suficiente número de combinaciones posibles que se puedan presentar en la realidad.

Se ha visto que el fenómeno de la dilatación juega un papel importante dentro del fenómeno de desplazamientos laterales, ya que la ocurrencia de dicho fenómeno como producto de largas deformaciones conduce a un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante disminuyendo paulatinamente el desplazamiento. Por tal motivo fue que se decidió crear una red capaz de responder ante la posibilidad de ocurrencia del fenómeno dilatación.

Hasta ahora el único sitio instrumentado con el objetivo de estudiar los factores que gobiernan el fenómeno de licuación y los fenómenos relacionados a éste, como el de desplazamientos laterales, es decir, la única evidencia de campo con la que se cuenta es el sitio de vida salvaje (Wildlife) localizado al oeste del río Alamo en Imperial County, California, por el sismo del 24 de noviembre de 1987, sin embargo, a través de pruebas de campo y de laboratorio se han logrado establecer los parámetros del fenómeno en algunos otros sitios en los que se ha presentado la licuación como el puerto de San Pedrito en Manzanillo debido al sismo del 9 de octubre de 1995; También existe información de pruebas de laboratorio como los datos de once pruebas en la máquina centrífuga realizados por Taboada (1995).

En la tabla 5.1 se muestra la recopilación de información de los trece casos mencionados, los datos m1-1 a m2c-6 fueron realizados por Taboada (1995) en la máquina centrífuga.

Pero entrenar una RNA con tan sólo estos casos nos lleva a obtener resultados de baja confiabilidad, debido a que, en un fenómeno como éste, las variables se encuentran complejamente interrelacionadas entre sí y difícilmente la RNA determinará la estructura correcta que establezca la relación entre las variables.

Por lo anterior se decidió utilizar el modelo del bloque deslizante de Newmark modificado que toma en cuenta el incremento de resistencia del suelo licuado debido a un comportamiento dilatante a grandes deformaciones (MBDNM), que como se mostró en el capítulo II ha modelado con bastante aproximación los casos de centrífuga anteriores y que además involucra uno de los factores más importantes en la magnitud de los desplazamientos laterales que es la dilatación, para generar una base de datos de mayor tamaño y hacer uso de los trece casos para la validación de la RNA. Entonces para la RNA la información de entrenamiento está dividida en dos partes, los datos y sus correspondientes resultados, los datos a su vez los podemos clasificar en propiedades, geometría y comportamiento del suelo, así como de las características de la excitación.

Basándonos entonces el MBDNM las propiedades del suelo son:

- Peso volumétrico del material (γ_t)

La geometría del estrato de suelo susceptible a licuación estaría definida por:

- Espesor del estrato de suelo susceptible a licuación (H)
- Angulo de inclinación del terreno con respecto a la horizontal (α)

El comportamiento del suelo se define por:

- ✦ Esfuerzo cortante de fluencia (τ_v)
- ✦ Deformación cortante de fluencia (γ_v) y
- ✦ Relación de dilatación (M)

La excitación queda definida por una onda seno cuyas características son:

- ✦ Frecuencia (f) y
- ✦ Amplitud máxima de la aceleración (A)
- ✦ Número de ciclos de la onda (N)

Y el resultado a buscar sería:

- ✦ Desplazamiento lateral (D_L)

Tabla 5.1 Información de trece casos de desplazamientos laterales.

Dato	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (grados)	M (KPa/%)	γ_v (dec)	τ_v (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	D_L /ciclo (cm)
Manzanillo	15	13	1.5	0	0	3.3	1.43	5.5	13.33
Wildlife	20	3.5	3.23	8.02	0.002	1.5	1	2.06	1.80
m1-1	20	4	0	20	0.005	4.847	2	2.4525	0.13953
m1-2	20	5	0	20	0.005	5.684	2	2.2563	0.07906
m2-1	20	3.5	4.96	20	0.005	1.402	2	1.7658	2.0465
m2-2	20	3.5	4.8	20	0.005	1.5	2	2.2563	2.1363
m2-3	20	10	5.44	20	0.005	0.383	2	4.5126	4.3111
m2-4	20	5.5	5.16	20	0.005	1.154	1	1.864	2.7727
m2-5	20	5.5	4.96	20	0.005	1.346	1	2.4525	3.0909
m2a-3	20	5	1.3	20	0.005	4.552	2	2.7468	0.5674
m2a-4	20	5	1.3	20	0.005	4.552	2	2.5506	0.6727
m2-b5	20	7.5	1.83	20	0.005	5.386	2	3.924	1.3333
m2c-6	20	3	10	20	0.005	0	2	1.6677	3.372

Los desplazamientos laterales que se muestran en la tabla 5.1 son un valor medio de los medidos en campo y centrífuga.

Generar la base de datos apoyándose en el MBDNM requiere de utilizar estas ocho variables. Pero la base de entrenamiento tiene que ser semejante a los casos reales con los que se probará, es por eso que se dio mucha importancia a la generación al banco de información para poder generarlo lo más real posible.

Un primer aspecto que se cuidó fue el utilizar rangos reales posibles de las ocho variables. Empézanndo con las propiedades del suelo, se buscó que el peso volumétrico del material (γ_i) correspondiera efectivamente a suelos susceptibles a licuación como lo son los granulares no cohesivos saturados con densidades relativas de muy sueltas a medianamente densas, algunos valores de peso volumétrico de algunos suelos granulares saturados al cien por ciento se muestran en la tabla 5.2. Para este y todos los parámetros se cuidó que los trece casos que se usarán en la validación de la red, cayeran dentro de

los rangos establecidos. En algunos casos, debido a la falta de información que ayude a definir esos valores, estos fueron los que determinaron los rangos.

Tabla 5.2 Propiedades de algunos suelos granulares.

Descripción	e		γ_{dmin}	γ_{dmax}	D_r	$\gamma_o = \gamma_w$	e	γ_s	G	γ_t
	e_{max}	e_{min}	(KN/m ³)	(KN/m ³)	(%)	(KN/m ³)		(KN/m ³)		(KN/m ³)
Arena de Nevada	0.894	0.516	13.87	17.33	0.45	9.81	0.72	26.27	2.68	19.36
Arena de Nevada	0.894	0.516	13.87	17.33	0.0	9.81	0.89	26.27	2.68	18.50
Arena de Nevada	0.894	0.516	13.87	17.33	0.7	9.81	0.63	26.27	2.68	19.91
Arena estándar de Ottawa	0.8	0.5	14.46	17.29	0.0	9.81	0.80	25.93	2.64	18.76
Arena estándar de Ottawa	0.8	0.5	14.46	17.29	0.7	9.81	0.59	25.93	2.64	19.95
Arena uniforme limpia	1.0	0.4	13.04	18.54	0.0	9.81	1.00	25.96	2.65	17.89
Arena uniforme limpia	1.0	0.4	13.04	18.54	0.7	9.81	0.58	25.96	2.65	20.03
Sedimento inorgánico uniforme	1.1	0.4	12.57	18.54	0.0	9.81	1.10	25.96	2.65	17.50
Sedimento inorgánico uniforme	1.1	0.4	12.57	18.54	0.7	9.81	0.61	25.96	2.65	19.84
Arena sedimentada	0.9	0.3	13.67	19.96	0.0	9.81	0.90	25.94	2.64	18.30
Arena sedimentada	0.9	0.3	13.67	19.96	0.7	9.81	0.48	25.94	2.64	20.71
Arena fina a gruesa	0.95	0.2	13.36	21.69	0.0	9.81	0.95	26.02	2.65	18.12
Arena fina a gruesa	0.95	0.2	13.36	21.69	0.7	9.81	0.43	26.02	2.65	21.19
Arena Micacea	1.2	0.4	11.94	18.86	0.0	9.81	1.20	26.40	2.69	17.35
Arena Micacea	1.2	0.4	11.94	18.86	0.7	9.81	0.64	26.40	2.69	19.93
Arena sedimentada y grava	0.85	0.14	13.99	22.94	0.0	9.81	0.85	26.16	2.67	18.65
Arena sedimentada y grava	0.85	0.14	13.99	22.94	0.7	9.81	0.35	26.16	2.67	21.89

Donde:

- e_{max} : Relación de vacíos máxima
- e_{min} : Relación de vacíos mínima
- γ_{dmin} : Peso volumétrico seco mínimo
- γ_{dmax} : Peso volumétrico seco máximo
- D_r : Densidad relativa
- $\gamma_o = \gamma_w$: Peso volumétrico del agua
- e : Relación de vacíos
- γ_s : Peso volumétrico de los sólidos
- G : Gravedad específica de los sólidos
- γ_t : Peso volumétrico total

A menudo se encuentran arenas con pesos volumétricos menores a los mostrados en la tabla 5.2, como es el caso de la arena del puerto de manzanillo con 15 KN/m³.

Para definir la geometría se recurrió a casos historia en los que se ha presentado licuación (Stark y Olson, 1995) encontrándose estratos de suelo desde menores de un metro a un poco mayores a diez metros. Casos como el de Manzanillo presentan estratos de suelo

susceptible a licuación de trece metros. Se manejaron ángulos de inclinación del terreno (α) pequeños en los que es frecuente se presente un desplazamiento lateral, ya que superficies con ángulos mayores a 10 grados, generalmente presentan fallas por deslizamiento de flujo.

El comportamiento del suelo se manejó de la manera siguiente: el esfuerzo cortante de fluencia (τ_y) se varió de 0.0 a un poco más de 10 KPa, para definir este rango se recurrió a casos historia de desplazamientos laterales en los que los esfuerzos cortantes residuales no pasaban los 10 KPa (Baziar y Dobry, 1995), además se logro observar que son menores para deformaciones grandes que para una falla por flujo cuyos valores pueden llegar a casi los 40 KPa; con ayuda del MBDNM se realizó un estudio de sensibilidad de esta variable, revelando que esfuerzos cortantes mayores a 10 KPa producen desplazamientos muy pequeños. La deformación cortante de fluencia (γ_y) se definió de 0.1 a 1.5 % tomando como referencia las pruebas de centrífuga de Taboada (1998), en los resultados que se muestran en el capítulo II se pueden observar algunos ciclos de deformación con valores que no se encuentran en este rango, pero recuérdese que el MBDNM utiliza un γ_y promedio para todo el proceso; de la misma manera se definió una relación de dilatación (M) entre 2 y 25 KPa/%. Para los casos en los que la dilatación no está presente M vale cero debido a que la pendiente de la curva esfuerzo deformación permanece horizontal, la deformación de fluencia no tiene un valor definido ya que la deformación existirá hasta que el movimiento cambie de dirección por efectos del cambio de signo de la aceleración de la onda sísmica.

Para la excitación sísmica se definió una frecuencia (f) entre 0.5 y 5 Hz, una amplitud máxima de aceleración (A) de 0.1 a 0.6 g, es decir, de 1 a 5.9 m/s² basados en casos historia donde los sismos han ocasionado licuación de arenas (Stark y Olson, 1995), además se realizó un estudio de sensibilidad de parámetros que determinó que frecuencias muy bajas producen desplazamientos muy grandes que ya no corresponden a desplazamientos laterales sino fallas como la de flujo, frecuencias muy altas generan desplazamientos casi insignificativos debido a que por la rapidez del cambio de dirección el suelo no tiene oportunidad de desarrollar grandes deformaciones.

En cuanto al número de ciclos se decidió utilizar sólo uno ya que al tratarse de un sismo representado por una onda seno de amplitud y frecuencia constantes se observó que si se calcula el desplazamiento para un suelo por acción de un sismo de cierta magnitud equivalente a un número N de ciclos, resulta lo mismo si se calcula para un ciclo y posteriormente se multiplica por N.

El propósito de utilizar solo un ciclo para la onda seno es que de esta manera se elimina una neurona de entrada debido a que resulta innecesario una neurona en la que en todos los casos vale uno, teniéndose así un nodo que no proporciona información relevante, de tal manera que se logra simplificar la complejidad de la red al disminuirse el número de conexiones entre nodos e indirectamente se disminuyen los tiempos para el entrenamiento de la red.

Cabe aclarar que los valores que se establecieron basados en casos historia y de laboratorio se definieron por la necesidad de tener un rango en el cual se generaría la base de datos, probablemente puedan existir situaciones en la realidad en que algún valor

no caiga dentro de estos rangos, de cualquier forma si aquel valor no varía más allá de un 20 % puede estar seguro que el resultado que predecirá la red es altamente confiable debido a su excelente capacidad de extrapolación.

5.2 ENTRENAMIENTO Y VALIDACIÓN DE LA RED NEURONAL

Una vez que se definieron los rangos de variación de cada una de los parámetros se prosiguió a buscar la manera en la que se construiría la base de datos. En un primer intento se consideró que, para que los datos fuesen lo más reales posibles, se tenían que generar de una manera aleatoria, produciéndose así una serie de combinaciones azarosas entre las variables. Debido a la falta de información de que tan frecuente es que se presente dilatación durante la licuación se decidió generar, en una hoja de cálculo, un cuadro de datos en el que el 50 % de los casos presentaban dilatación y el otro 50 % no.

Cada caso contenía el valor de cada una de las nueve variables que definen el problema basándose en el MBDNM. Al grupo de variables que definen cada caso comúnmente se le denomina línea.

Haciendo uso del programa LASPRED 1D se calculó el desplazamiento lateral para cada una de las líneas, de esta manera se obtuvo una base de datos con casos que contienen la información de las 9 variables con su respectivo desplazamiento.

Una primera parte de la etapa de entrenamiento consiste en buscar la mejor manera de presentar la información a la RNA de tal manera que se esté representando correctamente el fenómeno de desplazamientos laterales a través de cualquier tipo de código cuidando que sea de la manera más clara, concreta y que no exista la posibilidad de introducir incongruencias que puedan mermar el aprendizaje de la red.

Como un ejercicio para obtener una cierta sensibilidad en el fenómeno de desplazamientos laterales se decidió elaborar redes que recibirían el valor numérico que determina la magnitud de cada una de las ocho variables (sin incluir el número de ciclos de la onda seno) que definen el MBDNM en las unidades antes mencionadas y la de salida en metros con excepción de la deformación cortante de fluencia en decimal. A pesar que se sabía que estas redes no serían las definitivas, debido a que no cumplen en su totalidad el objetivo planteado de esta tesis, se decidió elaborarlas con la finalidad de observar el comportamiento de las redes con todas las variables, tener una idea del tamaño de la base de datos, además de familiarizarse con el diseño de RNA.

Ya que se tiene determinada la manera en que se presentará la información a la RNA y los resultados que se deben buscar, se prosigue a desarrollar la red. Debido a que no existe un método que determine la RNA que solucione el problema, el único método que existe es el de prueba y error ya que, por su misma naturaleza, no existe una solución única, es aquí donde el criterio y experiencia del diseñador juega un papel importante para determinar con mayor certeza el algoritmo de aprendizaje y arquitectura hasta encontrar la red que considere satisface sus necesidades.

Se decidió comenzar con redes backpropagation por ser una de las más utilizadas actualmente debido a su poderoso algoritmo de propagación de error hacia atrás.

Para notar el efecto del tamaño de la base, se optó por comenzar con 20 líneas con las que se obtuvieron redes con correlaciones bastante malas e incluso negativas, se decidió aumentar la base a 50 casos obteniéndose los mismos resultados, posteriormente se añadieron otras 50 líneas que arrojaron correlaciones menores a 0.3, como se observó que las correlaciones eran demasiado bajas se decidió incrementar las líneas a un total de 400 con las que se pudieron encontrar correlaciones no superiores a 0.97, se aumentaron otras 50 líneas y se encontró que la correlación permaneció en 0.97.

En un intento de mejorar la base de datos, se pensó que tal vez se perdía aproximación en uno de los procesos internos de la red al normalizar las entradas y salidas, ya que entre los datos se manejaban valores muy pequeños como la deformación cortante de fluencia y el desplazamiento lateral, así que se decidió que γ debía introducirse en forma porcentual en vez de decimal y que D_L en cm en lugar de m, de esta manera se logró incrementar la correlación a 0.98; pensando que si se aumentaba un poco más el número de casos de la base de datos la correlación crecería se aumentaron a casi 700 líneas de las que se observaron correlaciones menores a 0.94, además de que los tiempos de entrenamiento se volvían mucho más largos. Para cada incremento de datos se realizaron varias redes con diferentes estructuras en las que se variaron el número de capas, número de nodos por capa y, en algunas ocasiones, funciones de transferencia.

De este proceso se lograron observar cosas muy importantes para la elaboración de la red definitiva, en cuanto a estructura, se observó que las redes que mayor correlación presentaban son las que tienen una forma cónica, es decir, una disminución de nodos por capa hasta llegar a la de salida además, de que el número de capas debería estar entre tres y seis, redes con capas mayores a seis mostraron tener un aprendizaje muy lento e ineficiente (figura 5.1). En cuanto al volumen de la base de datos se puede concluir que una de 500 líneas es la ideal por contener la información necesaria y suficiente ya que en una base con más líneas existirán casos muy parecidos que ya no contribuyen en gran parte al aprendizaje y que sólo lo vuelven más lento. En cuanto a los resultados obtenidos con estas redes se observó algo muy importante, aunque las correlaciones parezcan buenas y haya habido casos en los que la aproximación de la predicción fue buena, en algunos otros se encontraron diferencias de hasta 11 cm que al final del sismo acumularían un error de casi tres metros, que quiere decir que las redes no estaban comprendiendo bien el fenómeno.

Esta última conclusión condujo a que se reflexionara si la base de datos estaba representando adecuadamente el fenómeno. Se llegó a la conclusión de que la manera en que se había generado la base de datos era incorrecta, en un principio se pensaba que entre algunos de tantos casos aleatorios, podría producirse alguna combinación real posible, de tal manera, que cuando se le presentara a la red un caso real, ésta predeciría el resultado sin ningún problema, los resultados muestran que esta aseveración no estaba tan equivocada, pero tampoco fue la más correcta ya que los resultados no son tan satisfactorios y se pensó que eso se debía a que las demás líneas que no representaban casos reales posibles podrían estar disminuyendo el aprendizaje de la red.

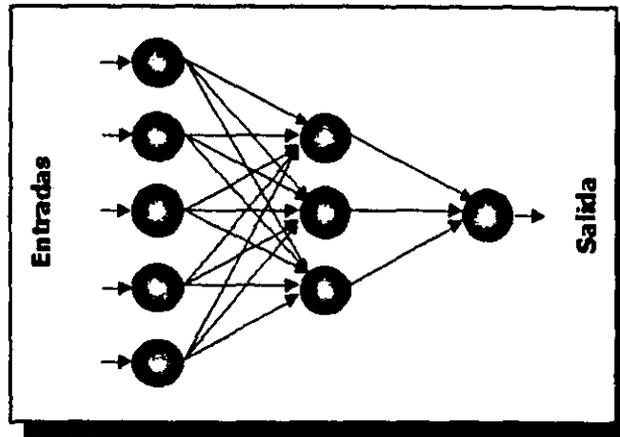


Fig. 5.1 Red con topología en forma de cono.

Estudiando a detalle la base de datos que se había generado se observó que los desplazamientos laterales no cubrían homogéneamente todo el rango, se encontró que el 50 % de los desplazamientos eran nulos y que el promedio era de 1.7 cm corroborando, así, nuestra suposición (figura 5.2).

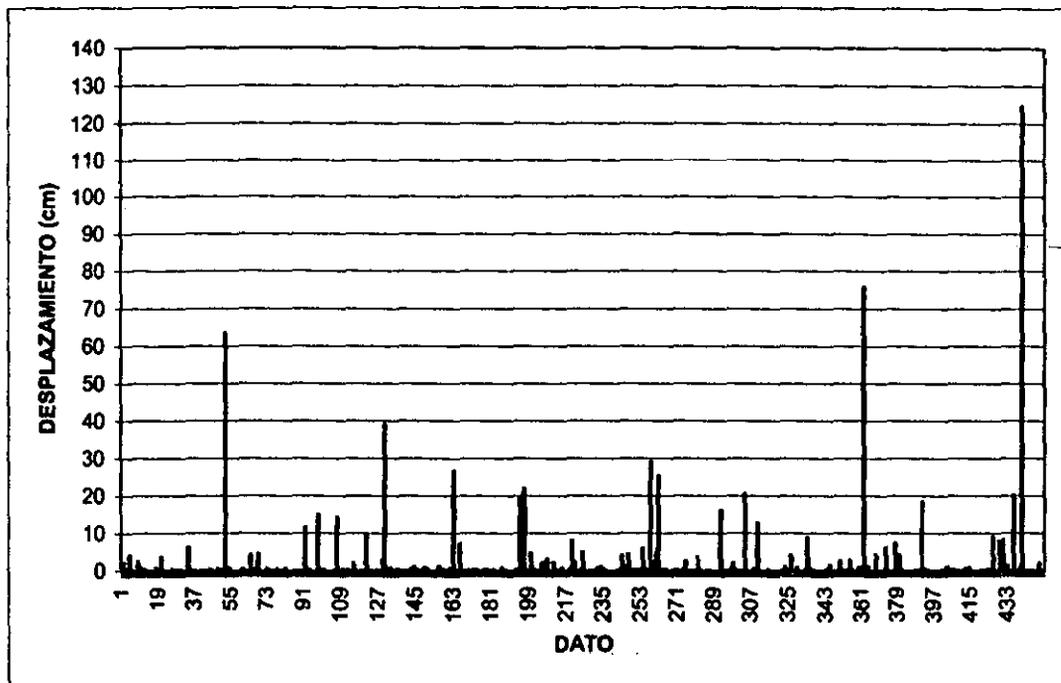


Fig. 5.2 Rango de desplazamientos laterales obtenidos con la primera base de datos.

Una posible explicación a este problema es que no todas las variables se podían manipular de manera aleatoria, ya que las variables que pertenecen al comportamiento del suelo dependen directamente de las propiedades y condiciones en las que se encuentra el suelo a estudiar.

En un intento de resolver este problema se recurrió a literatura acerca del tema y basados en estudios de Baziar y Dobry (1995) se estableció que el esfuerzo cortante de fluencia

podía determinarse directamente del esfuerzo vertical efectivo, es decir, dependería directamente del peso volumétrico sumergido (γ_t') y el espesor del estrato potencialmente licuable (H), además Taboada et al (1998) basándose en el MBDNM determinó que el esfuerzo cortante de fluencia es inversamente proporcional al ángulo de inclinación ya que un bloque colocado en una superficie inclinada es más fácil que deslice que uno que se encuentra en una superficie casi horizontal. En cuanto a las otras dos variables que definen el comportamiento del material se determinó que suelos con esfuerzos cortantes de fluencia pequeños deben permanecer más tiempo en su etapa de fluencia antes de incrementar su resistencia, que debe ser poca por efectos de la dilatación, y viceversa, suelos con esfuerzos cortantes de fluencia grandes rápidamente toman incrementos fuertes de resistencia por los efectos de la dilatación (figura 5.3).

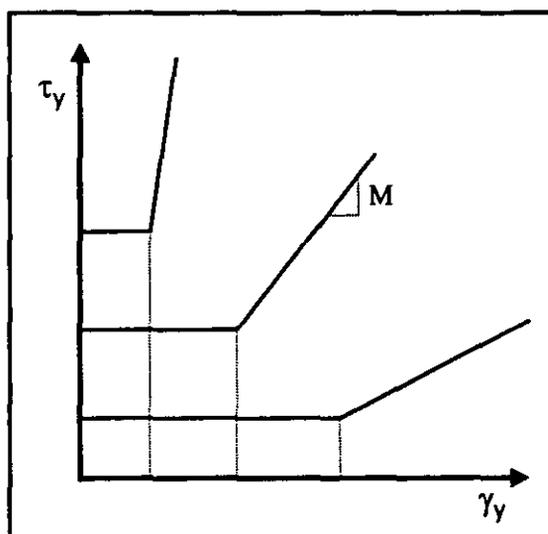


Fig. 5.3 Modelo de variación del esfuerzo cortante de fluencia con respecto a la deformación de fluencia.

El modo de variación y correspondencias entre estas variables del comportamiento del suelo y las que definen sus propiedades y geometría se lograron determinar al hacer un estudio de los trece casos de los que se poseía la información completa de todas y cada una de las variables

De nueva cuenta con la ayuda de una hoja de cálculo se construyó una base de datos en las que las variables que definen las propiedades y geometría del suelo, debido a su naturaleza, se siguieron generando de manera aleatoria, al igual que los parámetros del sismo, y las variables del comportamiento del material se calcularon con las correspondencias mencionadas. De 500 líneas que se generaron 250 correspondían a casos en los que se tomó en cuenta el efecto de la dilatación y 250 en los que no, el desplazamiento horizontal se volvió a calcular con el programa LASPRED 1D para cada una de las líneas, ver tabla A-1 en el apéndice.

La base de datos generada de esta manera mostró una mejor distribución de los desplazamientos teniéndose un promedio de 7.6 cm por ciclo (figura 5.4).

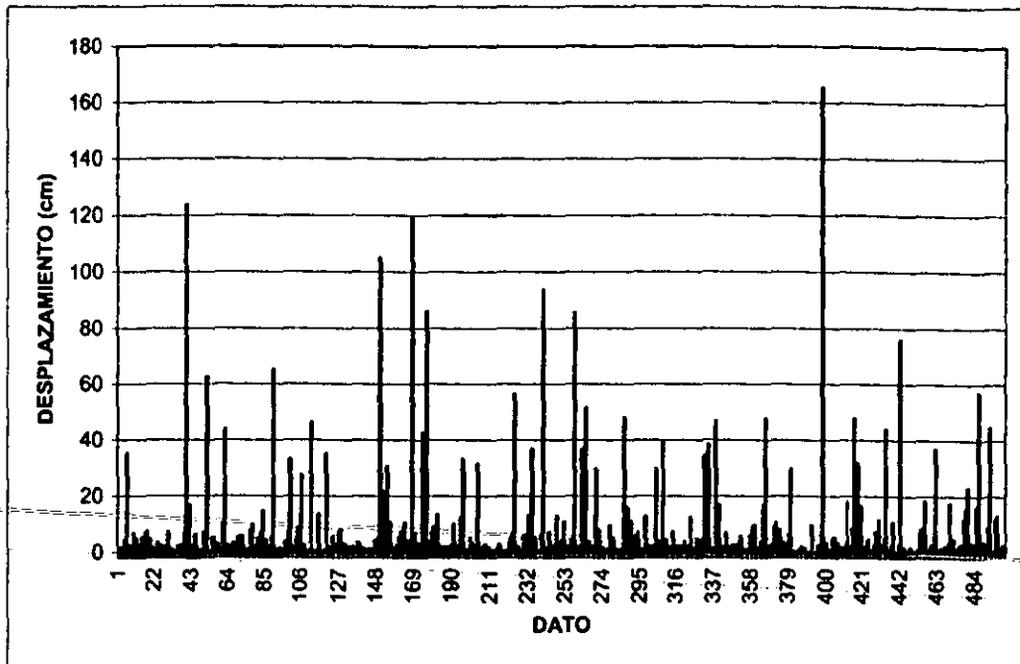


Fig. 5.4 Rango de desplazamientos laterales obtenidos con la base de datos mejorada.

Para lograr uno de los objetivos principales al elaborar esta red que es el reducir en un ochenta por ciento el trabajo de laboratorio y así al mismo tiempo reducir los costos, se decidió eliminar dentro de la base de entrenamiento las tres variables que determinan el comportamiento del suelo que son el esfuerzo cortante de fluencia, la deformación cortante de fluencia y la relación de dilatación que, para determinarlas, se necesita un estudio de laboratorio en equipo de corte simple cíclico o pruebas más elaboradas como las de la mesa vibradora o de maquina centrífuga, y sustituirlas con una sola que determine si habrá o no dilatación.

La explicación de porque es posible eliminarlas es que al construir la base de datos, recuérdese que estas variables se generaron a partir de los parámetros que determinan las propiedades y geometría del suelo y conociendo la gran capacidad que tienen las redes para encontrar relaciones entre las variables se afirma que a la red no le será difícil encontrar la relación entre esas tres variables y la sustituta.

Se decidió pues utilizar el valor numérico que determina la magnitud de las cinco variables que determinan las entradas a la red en las unidades antes mencionadas y la de salida en cm, ya que en esta manera el valor de las variables oscila entre cero y 25, de tal forma que no ocasiona problemas para la red al hacer la normalización.

En cuanto a la variable de clasificación se decidió utilizar un cero para representar la ausencia del fenómeno de dilatación y un uno para representar la existencia de la dilatación.

Una vez determinada la manera en que se entrenarían las redes con la nueva base de datos, con la finalidad de realizar un estudio de sensibilidad para determinar la importancia que desempeña cada variable dentro de la red, e indirectamente determinar

la posibilidad de eliminar alguna de las 5 variables restantes, se decidió utilizar redes de Regresión General, debido a que la estructura de la red es fija, sólo una capa de entrada, una de salida y una oculta en la que el número de nodos es el número de líneas de entrenamiento.

De esta manera se realizaron 7 redes de las cuales una contenía en su capa de entrada seis nodos correspondientes a las seis variables mencionadas, a las seis redes siguientes se excluyo una de las seis variables para así poder determinar su influencia, los resultados que se obtuvieron se muestran en la figura 5.5.

Se puede observar que eliminar cualquiera de las variables produce mermas considerables en el entrenamiento de la red, que el utilizar las seis variables conduce a uno de los mejores resultados al tener unos de los errores cuadrático medio (MSE) de entrenamiento mas bajos, que el peso volumétrico del material fue la de menor influencia y que la frecuencia y el nodo que determina la presencia de dilatación son las variables que proporcionan la información más importante para poder determinar el resultado.

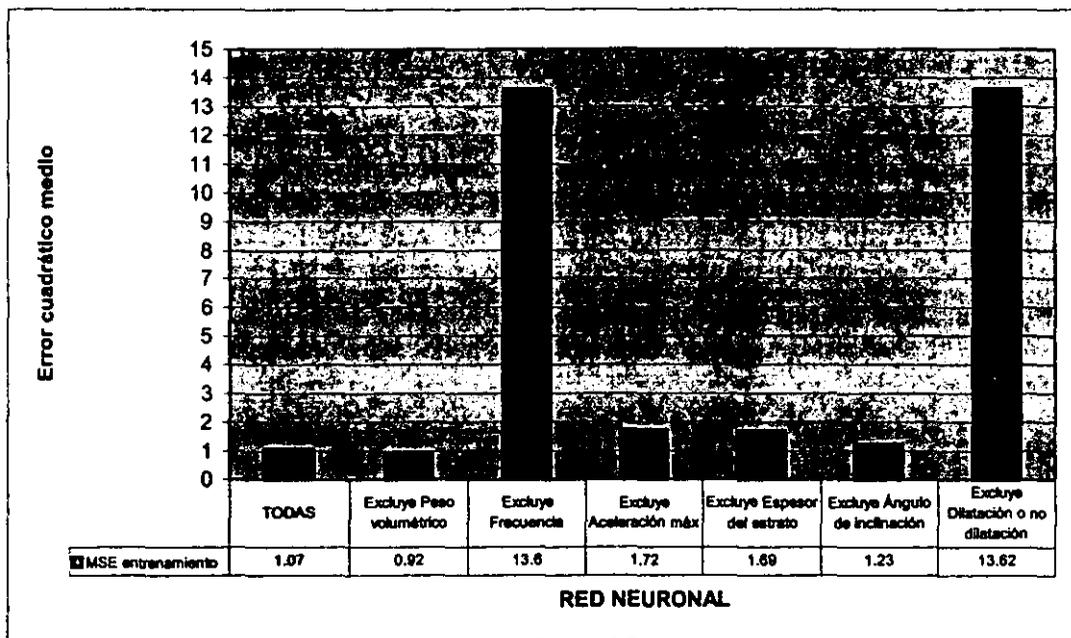


Fig. 5.5 Valor de error cuadrático medio de redes con diferentes entradas.

En cuanto a la correlación obtenida por las redes, se puede concluir que la mejor red es la que consta de las seis entradas al proporcionar la correlación más alta de 0.972 (figura. 5.6). Debido a que será necesario hacer referencia posteriormente a esta red, se ha decidido nombrar a esta red de regresión general que utiliza las seis entradas mencionadas como la red RGA.

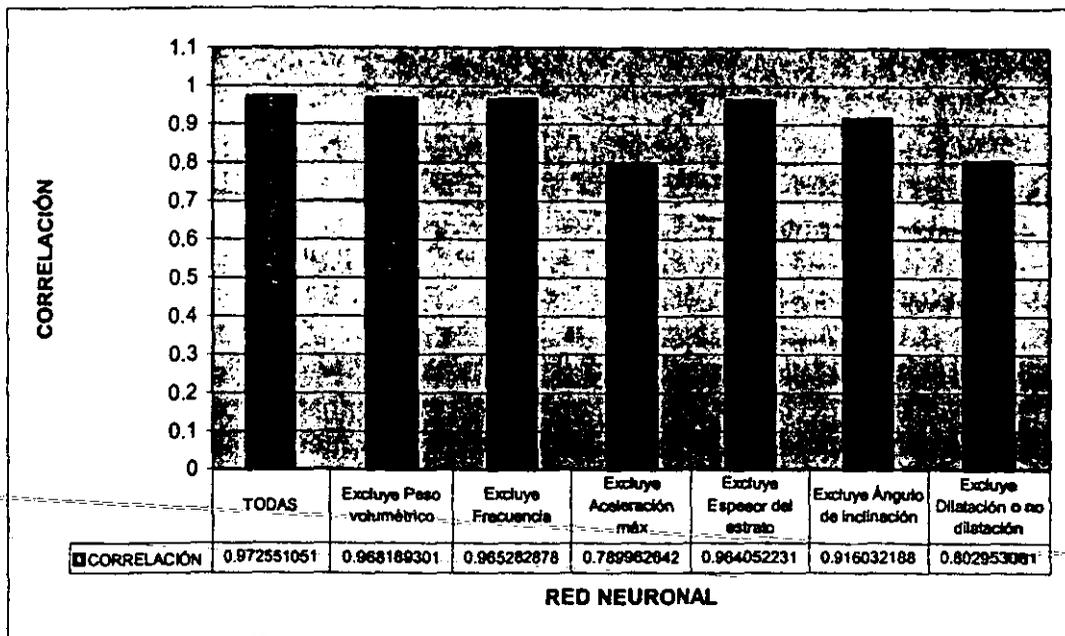


Fig. 5.6 Correlación de redes con diferentes entradas.

Con la finalidad de verificar la conveniencia de utilizar el valor de la relación de dilatación en lugar del nodo que determina la ocurrencia o no de este fenómeno, se realizaron dos redes, una semejante a la red RGA y otra a la red que excluye el peso volumétrico del material, en las que se sustituyó el valor de M en lugar del 0 ó 1, encontrándose que resultaba muy baja la diferencia, pero sí mejor la aproximación al utilizar el nodo de dilatación o no dilatación (D/ND) en lugar del valor de M. La figura. 5.7 muestra los resultados obtenidos.

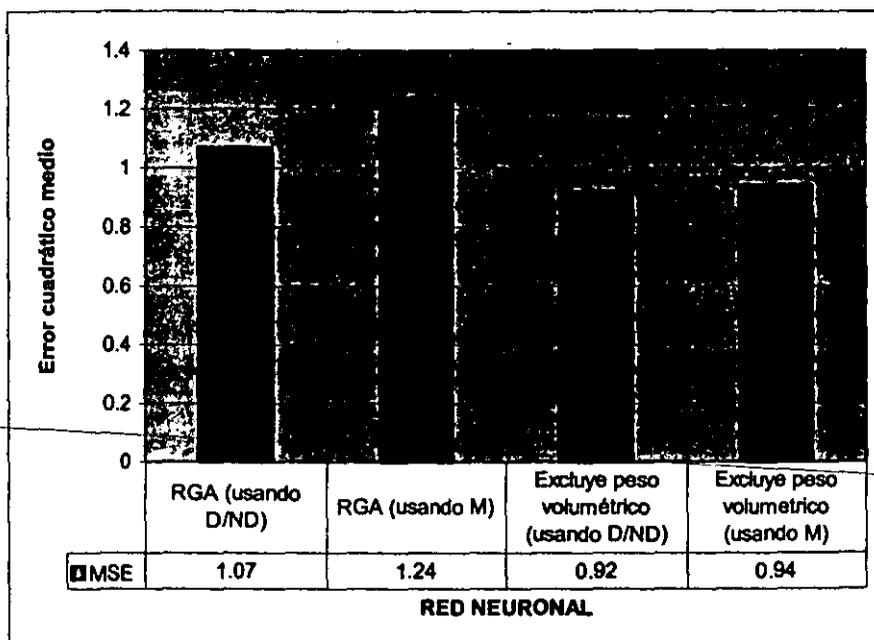


Fig. 5.7 Magnitud del error cuadrático medio de dos redes diferentes usando el nodo D/ND y M.

Una vez que se logró determinar que la mejor red es la que utilizaba las seis entradas y que es mejor utilizar el nodo D/ND, se decidió realizar otras dos redes semejantes a la RGA en las que se cambió el modo de evaluar el error, con la finalidad de determinar si se podría mejorar el resultado, se utilizó el error medio absoluto (MAE) y el error medio de cuarto orden (MPE), de las que MAE dio los mejores resultados con un valor de 0.121 y una correlación de 0.976 (figura 5.8).

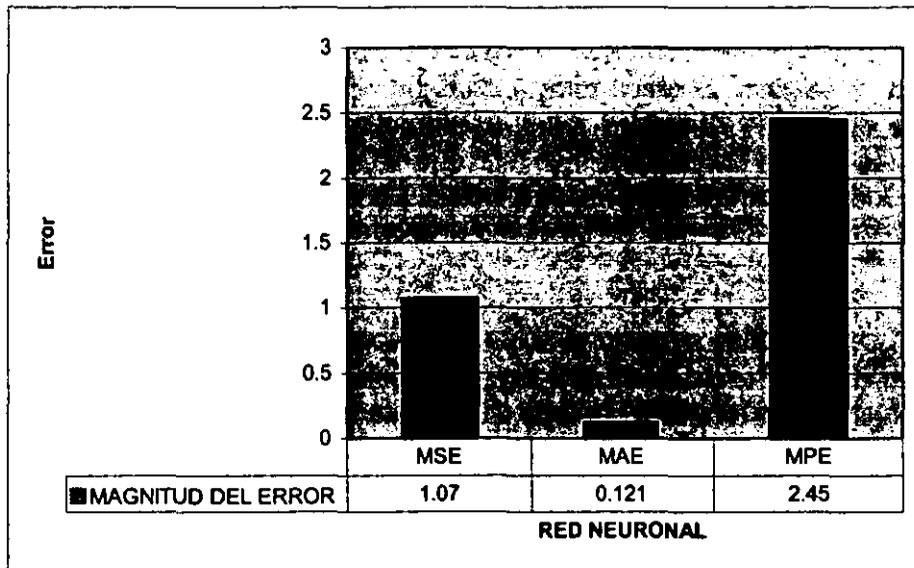


Fig. 5.8 Magnitud de diferentes errores para la red RGA.

No conformes con los resultados obtenidos con las redes anteriores, con la finalidad de averiguar si la falta de aproximación se debía a los casos frontera, se eliminaron de la base de datos, todos los casos que producían desplazamientos mayores a los 30 cm. Para este caso se aplicó lo aprendido y diseñó una red con seis entradas, 467 nodos en la capa oculta que son el número de casos que quedaron, y su correspondiente neurona en la capa de salida, también se utilizó el error MAE que se había encontrado era el mejor; los resultados que se obtuvieron fue una correlación de 0.643 y un MAE de 0.034. se pudo observar que en lugar de mejorar la correlación esta disminuyó fuertemente lo que lleva a concluir que el número de datos no se puede disminuir y que el barrido de las variables que se realizó fue correcto.

En esta etapa del diseño de la red se puede concluir que nuestro problema no se puede resolver satisfactoriamente con redes de aproximación de funciones como la de regresión general debido a que existe una clasificación de datos que como ya se demostró tiene un papel importante. Por otra parte el uso de la red de regresión general fue conveniente ya que se logró observar que la manera en que se plantea ahora el problema es correcto.

De acuerdo a la complejidad del problema se decidió recurrir a una variante de la red backpropagation que es la quickpropagation que consta de un algoritmo semejante al de backpropagation pero más rápido en su entrenamiento.

Se realizaron un total de 9 redes en la que se varió el número de capas y el número de nodos por capa, en algunas se noto que tendían a memorizar, que es cuando la correlación de los datos de entrenamiento aumenta considerablemente pero la correlación de los datos de validación decrece drásticamente; en este proceso el entrenamiento tiene que ser muy vigilado ya que se tiene que detener cuando se alcance el máximo global y no algún máximo local, para lo cual se tiene que salvar la información de la red en el momento en que se detiene y posteriormente continuar un poco con el entrenamiento para comprobar que no alcance un segundo máximo mayor.

Con estas redes se logró obtener correlaciones un poco mayores que con las anteriores, demostrando que si se utilizaban redes backpropagation seguramente se encontrarían mejores resultados. La correlación más alta que se obtuvo con quickpropagation fue de 0.984 pero todavía produjo errores de hasta 3.2 cm que para sismos de alta magnitud pueden acarrear errores de más de 80 cm de desplazamiento.

Recurriendo entonces a las redes backpropagation se hicieron un total de once redes de las cuales en seis de ellas se varió el número de capas y número de nodos por capa, en las que se utilizaron arquitecturas cónicas, variándolas desde tres a seis capas y número de nodos por capa desde seis en la capa de entrada y uno en la capa de salida, según lo que se había observado con las primeras redes realizadas. Las otras cinco redes que se desarrollaron fueron repetición de tres de las cinco anteriores debido a que es conveniente, cuando se encuentra una red que proporciona buenos resultados, realizar otra idéntica para ver si se puede llegar a superar el resultado anterior, la razón es que aunque dos redes posean el mismo algoritmo de aprendizaje, arquitectura y base de datos de entrenamiento y validación, no proporcionarán el mismo resultado, debido a que usando el programa Qnet97, los pesos con los que se inicia el entrenamiento se designan de una manera aleatoria por lo que el camino y meta a la que llega la red son diferentes.

Las correlaciones que se obtuvieron mostraron ser superiores a las anteriores y varían de 0.9857 a 0.9975, en redes neuronales correlaciones superiores a 0.99 se consideran muy adecuadas.

En estas redes se observó un hecho interesante, siete de las once redes predijeron desplazamientos negativos en dos de los trece casos de validación. El hecho de que las redes predigan desplazamientos negativos no quiere decir que el suelo se desplazará hacia arriba ya que, de acuerdo a los conceptos teóricos del modelo del bloque deslizante, el desplazamiento no puede ser negativo porque la onda seno que se utiliza consta de ciclos completos y los parámetros son constantes a lo largo de todo el proceso de deformación, así que la masa de suelo se deslizará en la misma dirección que actúa la componente del peso sobre la superficie de falla. Esto tampoco quiere decir que la red esté equivocada, ya que este problema se debe a la misma naturaleza del error, un error puede hacer que se sobrestime o no un resultado; cuando el error absoluto hace que se subestime el resultado, y a la vez es más grande que este, automáticamente el resultado obtenido es un valor negativo, por eso solo sucede cuando los desplazamientos son muy pequeños, menores que el error absoluto. Los desplazamientos que presentaron este problema fueron de 0.14 y 0.08 cm.

5.3 RESULTADOS

5.3.1 Resultados derivados del entrenamiento y validación de la RNA

Después de un largo proceso de entrenamiento de redes neuronales artificiales, se generó un suficiente número de redes que proporcionaron la información necesaria que condujo a determinar la RNA óptima que modela el fenómeno de desplazamientos laterales debidos a licuación inducida por sismos, según criterios del autor de este trabajo.

La elección de la RNA que mejor modela el fenómeno se realizó, básicamente, en función de dos parámetros, la correlación y error absoluto máximo obtenido en la predicción de los trece casos de validación. La explicación es sencilla, el coeficiente de correlación determina el grado de aproximación de los resultados que se predijeron con los datos a los que se quería llegar, de tal manera que una predicción perfecta tiene una correlación de 1.0; el error absoluto resultó de gran utilidad ya que con éste se pudo observar de una manera práctica el error máximo que se tendría al final de todo el proceso de deformación.

Debido a la importancia de la Red backpropagation en este trabajo, se presentan en la tabla 5.3 las características y resultados obtenidos de las once redes que se entrenaron con la base de datos mejorada.

Tabla 5.3 Características y resultados de 11 redes backpropagation entrenadas con la base de datos mejorada.

RED	No CAPAS	No NODOS POR CAPA						CORRELACIÓN EN PRUEBA	ERROR ABSOLUTO MÁX (cm)	OBSERVACIÓN
		E	O1	O2	O3	O4	S			
BPA	3	6	3				1	0.9946	1.64	Predice desplazamientos negativos
BPB1	3	6	4				1	0.9957	2.86	Predice desplazamientos negativos
BPB2	3	6	4				1	0.9955	1.58	Predice desplazamientos negativos
BPC1	4	6	4	2			1	0.9954	0.75	No predice desplazamientos negativos
BPC2	4	6	4	2			1	0.9968	0.82	Predice desplazamientos negativos
BPC3	4	6	4	2			1	0.9976	1.44	Predice desplazamientos negativos
BPC4	4	6	4	2			1	0.9970	1.98	Predice desplazamientos negativos
BPD	4	6	5	4			1	0.9958	1.26	Predice desplazamientos negativos
BPE	5	6	5	4	3		1	0.9866	2.17	No predice desplazamientos negativos
BPF1	6	6	5	4	3	2	1	0.9927	1.81	No predice desplazamientos negativos
BPF2	6	6	5	4	3	2	1	0.9890	1.41	No predice desplazamientos negativos

En donde:

E: es la capa de entrada

O1 – O4: son las capas ocultas de la uno a la cuatro

S: es la capa de salida

Se escogió a la red BPC1 como la mejor debido a que produjo el menor error absoluto de todas las redes con un $E_{m\acute{a}x}$ de 0.75 cm, a que en los datos de validación no predijo ningún resultado negativo y en los de entrenamiento sólo predice seis negativos muy cercanos a cero a diferencia, por ejemplo, de la red BPC3 que tiene la más alta correlación pero un error absoluto más grande y predice dos desplazamientos negativos en validación y quince en entrenamiento más alejados de cero que la red BPC1, además de que la correlación obtenida con esta red fue de las más altas.

Con el objeto de que la red tenga un nombre agradable o sencillo, se decide nombrar a esta RNA **RENDELL**, Red Neuronal para **DE**splazamientos Laterales debidos a **L**icueción.

De una manera gráfica se presentan en la figura. 5.9 las características de la red RENDELL.

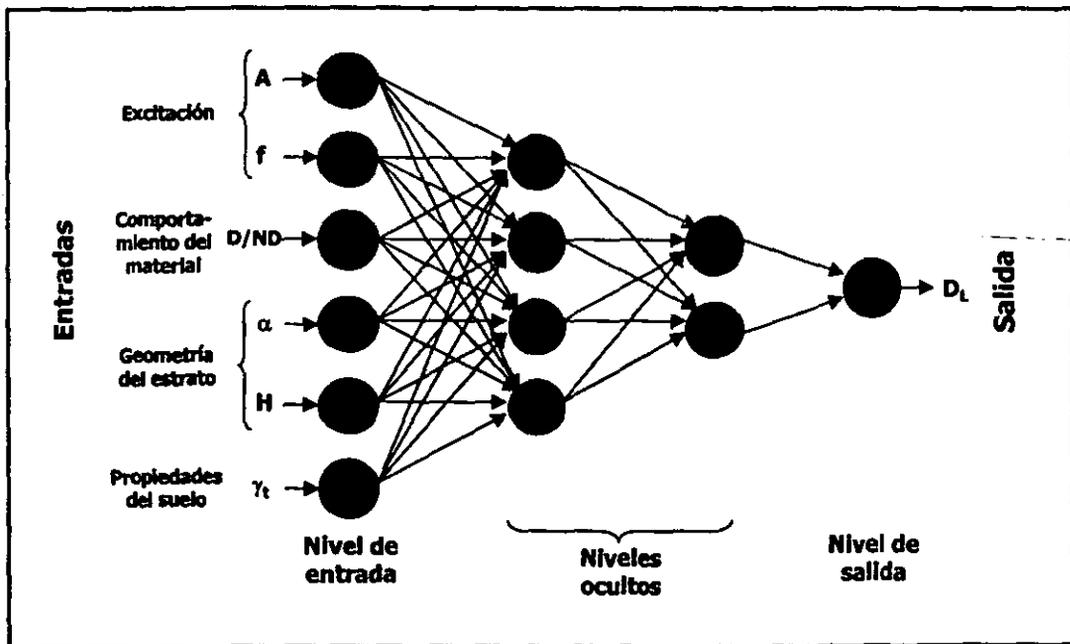


Fig. 5.9 Topología de la red RENDELL.

En este trabajo la red backpropagation demostró una vez más poseer uno de los algoritmos más poderosos que resuelve satisfactoriamente los problemas en los que es aplicable.

Con la finalidad de mostrar por que es tan importante una pequeña variación en la correlación, en la tabla 5.4 se muestran los resultados de siete redes diferentes con diferentes correlaciones.

Tabla 5.4 Resultados de desplazamientos laterales de algunas redes con diferente correlación.

DATO	OBJETIVO D _{L/ciclo} (cm)	RED NEURONAL						
		A	B	C	D	E	RENDELL	F
		D _{L/ciclo} (cm)						
M	13.33	13.2029	14.057	30.7493	20.8911	16.5626	13.63777	14.77797
W	1.8	7.78281	1.40326	3.17384	1.3462	1.90546	2.29096	1.72315
m1-1	0.13953	4.39168	1.52561	0.99487	0.902463	0.844608	0.43102	-0.54155
m1-2	0.07906	4.27989	1.36139	0.922912	0.783977	0.8209	0.45186	-0.47144
m2-1	2.0465	5.07193	1.52901	2.8838	1.87505	1.44231	1.79124	1.71405
m2-2	2.1363	5.62752	1.57025	3.13975	1.94296	1.60475	1.93808	1.83321
m2-3	4.3111	10.6598	5.32045	4.00953	5.70863	4.31083	4.31997	4.22003
m2-4	2.7727	9.71512	1.76306	4.68465	2.95555	2.98602	3.52397	3.17961
m2-5	3.0909	10.6061	1.88795	4.74881	3.04207	3.2986	3.8	3.4467
m2a-3	0.5674	5.14119	1.82512	1.32928	1.21163	1.19869	0.94687	0.40429
m2a-4	0.6727	4.91831	1.56882	1.28266	1.1971	1.12849	0.88428	0.32587
m2-b5	1.3333	7.59628	4.86208	2.03053	1.80474	2.0571	1.88507	1.63431
m2c-6	3.372	6.44731	1.59191	2.12993	1.65992	2.65369	4.10404	3.65825
CORRELACIÓN	1.000	0.8029	0.9160	0.9640	0.9743	0.9841	0.9954	0.9975
E máx	0.0	7.5152	3.52878	17.4193	7.5611	3.2326	0.75127	1.44797

En la figura 5.10 se muestran de manera gráfica los resultados de tres de las redes anteriores. Nótese que la red que obtuvo la mayor correlación predice desplazamientos negativos muy cercanos a cero en los datos 3 y 4.

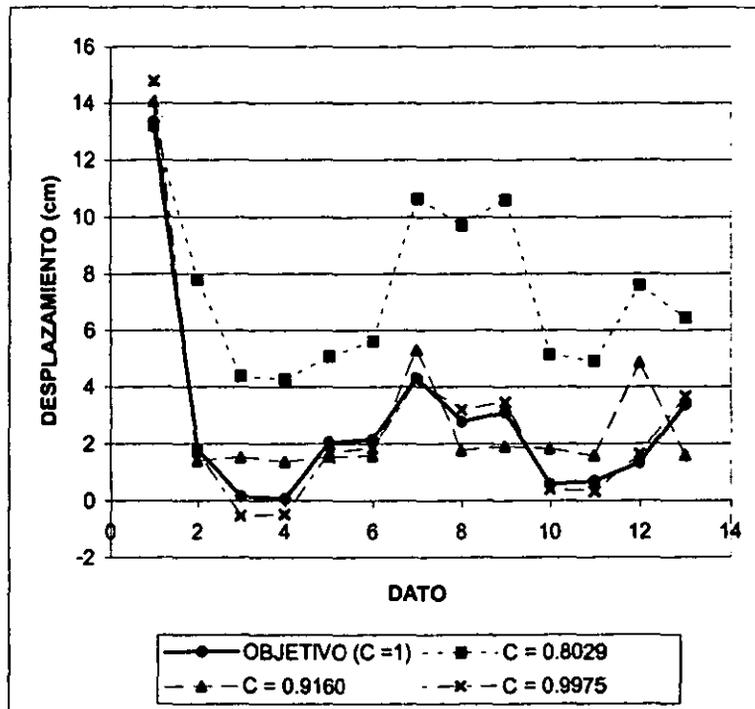


Fig. 5.10 Resultados de algunas redes con diferentes correlaciones.

Otro de los factores que condujo a que se eligiera la red RENDELL como la mejor fue que la tendencia de sus resultados fue sobrestimar ligeramente el desplazamiento, lo que nos lleva a estar del lado de la seguridad. En la figura 5.11 se puede apreciar esta tendencia.

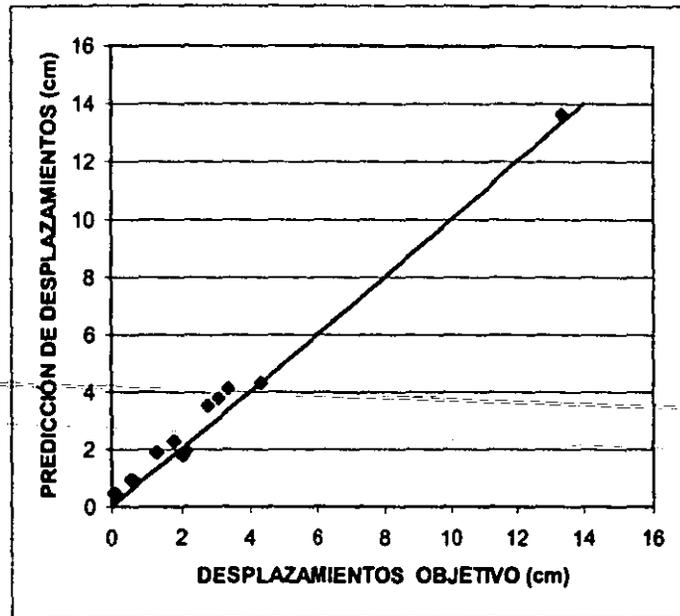


Fig. 5.11 Comparación de los datos objetivo con los resultados de la red RENDELL.

En la figura 5.12 se muestran de otra manera los resultados en la predicción de desplazamientos de la red RENDELL.

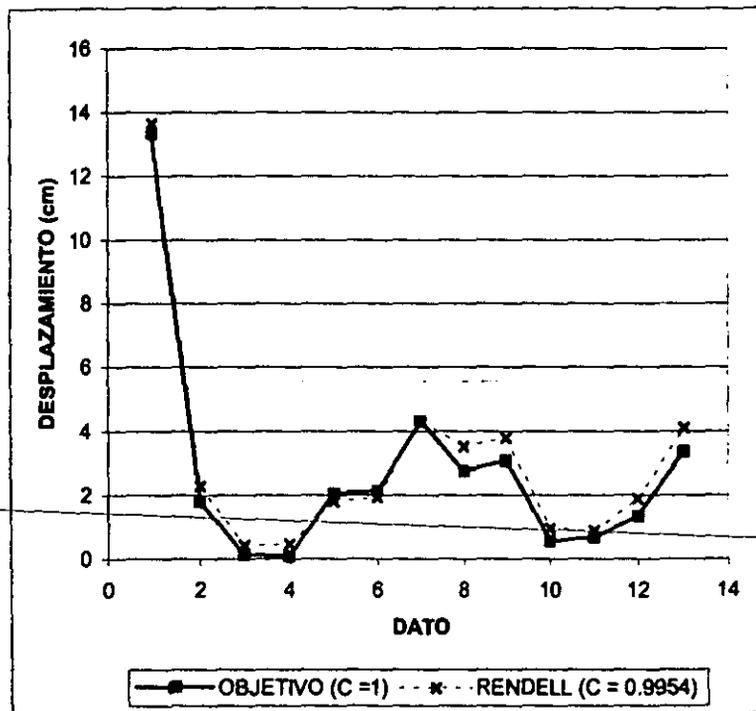


Fig. 5.12 Resultados de la predicción de desplazamientos de la red RENDELL.

En cuanto al entrenamiento de la red puede calificarse como excelente ya que se logró aproximar el desplazamiento promedio de la base de entrenamiento de 7.604 cm a 7.591 cm obtenido con RENDELL.

De una manera gráfica se presentan en la figura 5.13 los resultados obtenidos en los datos de entrenamiento.

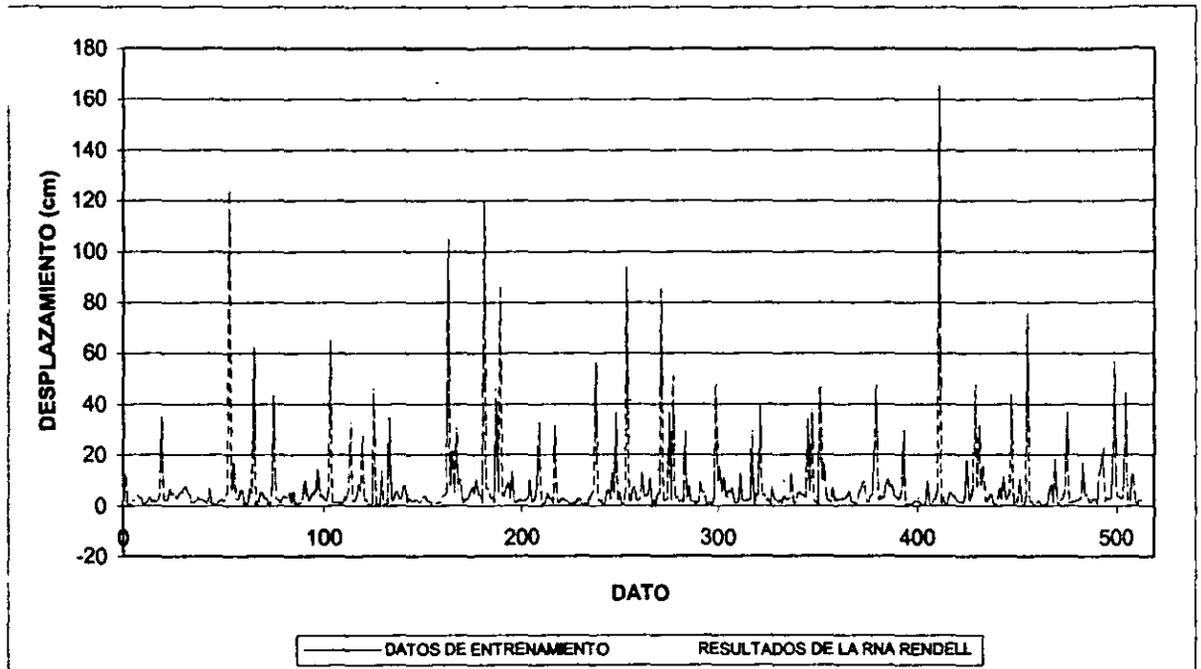


Fig. 5.13 Resultados en el entrenamiento de la red RENDELL.

Otro aspecto muy importante que se logró obtener con la ayuda de RENDELL es el porcentaje de contribución o importancia de las seis variables, que se utilizaron para definir el problema y al mismo tiempo entrenar a la red, sobre el resultado que es el desplazamiento lateral.

Al igual que como pasó con las redes de regresión general se observa que la frecuencia de la onda de excitación y la presencia o ausencia de la dilatación son las dos variables que proporcionan la mayor información a la red neuronal y la que menor contribución tiene es el peso volumétrico del material, sin embargo, a pesar de que su contribución es pequeña no implica que sea innecesaria, ya que al eliminarla se pierde exactitud en la predicción final (figura 5.14).

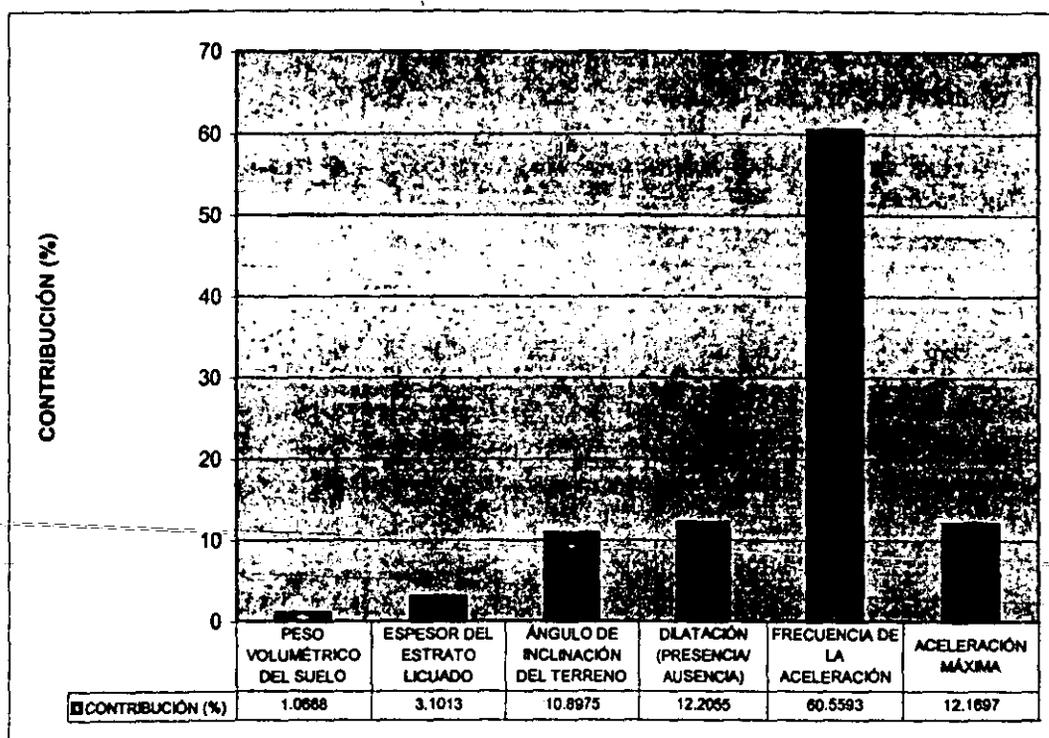


Fig. 5.14 Contribución de cada una de las variables de entrada de RENDELL en la predicción del desplazamiento lateral.

5.3.2 Aplicación a casos historia y experimentos en centrífuga

Debido a que la magnitud del sismo es un factor importante con relación a que, en la mayoría de los casos, los daños que se generan son proporcionales a ésta, se pretende aplicar RENDELL para predecir el desplazamiento lateral desarrollado durante todo el sismo.

Uno de los objetivos de aplicar RENDELL para los mismos casos con los que se validó es que de esta manera se mostrará la forma en que un usuario lo haría para un nuevo caso, además de esta manera se podrá observar el verdadero grado de aproximación que tiene RENDELL ya que el error se acumula N veces según el número de ciclos (N) que tenga la onda seno que representa el sismo.

El usuario dependiendo de la zona sísmica en que se encuentre y de algún estudio de riesgo sísmico deberá tener un sismo de diseño del que determinará el número ciclos, la frecuencia y amplitud máxima de la aceleración de la onda seno que represente el sismo real. En el caso en el que el usuario no posea información de los antecedentes de licuación en la zona y por consiguiente no tiene información de la posibilidad de que el suelo dilate durante la deformación, se recomienda revisar las dos posibilidades, la red neuronal le proporcionará dos resultados uno que será el caso cuando el suelo dilate y el otro en el que no.

Si la RNA determina que los desplazamientos son muy semejantes en ambos casos se debe a que para las condiciones de suelo y excitación fijadas el suelo no presentará

dilatación, sin embargo, si los resultados son muy diferentes, existe la posibilidad de que se presente dilatación.

En resumen, para que el usuario pueda hacer uso de la red RENDELL necesitará poseer la información de las seis variables que ésta requiere para modelar el fenómeno:

Las propiedades del suelo:

- ✦ Peso volumétrico del material (γ_t) en KN/m^3 .

La geometría del estrato de suelo susceptible a licuación:

- ✦ Espesor del estrato de suelo susceptible a licuación (H) en m.
- ✦ Angulo de inclinación del terreno con respecto a la horizontal (α) en grados.

El comportamiento del suelo:

- ✦ Presencia o ausencia de dilatación (D/ND) definidas por 1 y 0 respectivamente.

La excitación definida por una onda seno:

- ✦ Frecuencia (f) en Hertz.
- ✦ Amplitud máxima de la aceleración (A) en m/s^2 .
- ✦ Número de ciclos de la onda (N).

5.3.2.1 Puerto interior de San Pedrito, Manzanillo, 1995

Manzanillo es el segundo puerto más importante de México y está localizado en el estado de Colima en la costa del Pacífico. El 9 de octubre de 1995 ocurrió un fuerte sismo originado cerca de las costas de los estados de Colima y Jalisco a las 9 horas 35 minutos (hora local), con el foco en 18.79° N , 104.47° W a 20 km de profundidad en el contacto de las placas de Rivera y de Norteamérica y con una magnitud $M = 7.3$. Los daños más importantes se localizaron a lo largo de la costa de Jalisco y Colima. Además, el temblor originó un tsunami desde Manzanillo hasta Chamela, que alcanzó una altura de ola de 5 m en las playas de La Manzanilla y Tenacatita (Borero, 1997).

Grandes extensiones de terreno ganadas al mar con rellenos granulares sueltos se vieron afectadas por el fenómeno de licuación de arenas durante el sismo del 9 de octubre de 1995. Gran parte de las instalaciones del puerto interior de San Pedrito (patios de bodegas y maniobras) están construidas sobre este tipo de rellenos arenosos constituidos por material dragado del fondo de la laguna de Tapeixtles colocado sin compactar, los cuales sufrieron daños que en muchos casos pudieron atribuirse directamente al fenómeno de licuación de arenas y algunos otros fenómenos asociados a éste, como lo son los desplazamientos laterales en taludes no confinados de pendiente reducida y al hundimiento del piso con la subsecuente ruptura de pavimentos, canales de drenaje, ductos y líneas de conducción. En algunas partes de la terminal especializada de contenedores localizada en el puerto de Manzanillo se llegaron a observar desplazamientos laterales de hasta 2 metros.

Las condiciones generales del subsuelo se determinaron a partir de los resultados de un programa de ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de cono (CPT) (Ovando et al, 1999). En estos estudios se identificaron cinco estratos principales, presentándose una considerable variación en las propiedades y profundidades del subsuelo del patio de maniobras, enseguida se describe cada estrato en orden de muestreo y se presentan gráficamente en la figura 5.15:

- ♦ *Rellenos controlados.* Estos materiales subyacen a la estructura de los pavimentos del patio hasta unos 3.0 m de profundidad, están constituidos por arenas medias poco limosas (SP o SP-SM) en los cuales existen partículas finas que exceden el 7%, tomadas de un banco cercano, su compactación es errática y varía de media en las partes superficiales (debido al tráfico pesado y al movimiento de los contenedores dentro de los patios), a suelta en su contacto con el estrato localizado debajo de ellos.
- ♦ *Rellenos hidráulicos.* Están constituidos por arenas finas o muy finas con limos en proporciones que rara vez exceden el 12%, se presentan fragmentos de conchas retenidas en la malla # 4 que constituyen menos del 5% en peso total. Este relleno es producto del dragado y contiene a los materiales más sueltos del subsuelo, entre 10 y 13 m de profundidad (el espesor es variable, siendo mayor en el patio de contenedores donde además se encuentran más compactados), estos últimos seguramente se licuaron durante el temblor del 9 de octubre de 1995.
- ♦ *Depósitos de laguna.* Están formados por arcillas negras orgánicas mezcladas con arenas finas y lentes de turba (CL-OH), estos materiales presentan generalmente baja resistencia y alta compresibilidad. Sus espesores varían de 1 a 6 m, siendo menores bajo el patio de vacíos. Estos materiales constituían el fango de la laguna de San Pedrito, antes de que se efectuaran los rellenos, que posteriormente se removieron en la zona del dique antes de su construcción.
- ♦ *Arcillas preconsolidadas.* El origen del estado de preconsolidación de estos materiales fue que ellos estuvieron sujetos a desecación solar durante la disminución del nivel del mar. Estos materiales están constituidos principalmente de arcillas plásticas ligeramente arenosas, de color café claro, en ocasiones rojiza. Estos suelos presentaron una resistencia de penetración (CPT) de 0.7 Mpa, por lo que podemos decir que éstos son altamente compresibles y de resistencia al esfuerzo cortante baja; su espesor medio en la zona es de 2 m.
- ♦ *Suelos fluviolacustres.* Sólo se exploraron los materiales más superficiales de estos suelos, aparecen como secuencias de arenas compactas, arcillas poco compresibles, gravillas y conchas, formando lentes de alta resistencia, ya que presentan una resistencia de CPT de más de 10 MPa y de una resistencia SPT mayor de 50 golpes.

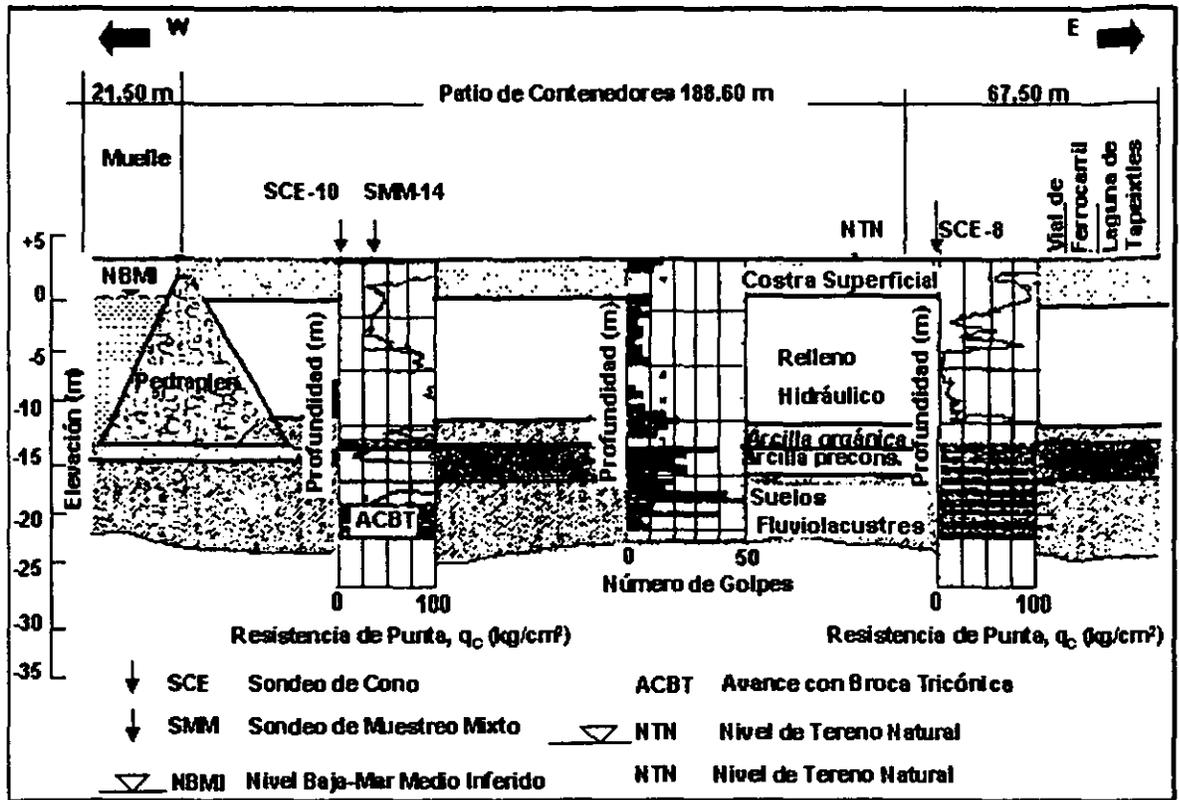


Fig. 5.15 Perfil estratigráfico de la terminal especializada de contenedores (TGC, 1995).

De estudios de laboratorio (Ovando et al, 1999) se determina que el peso volumétrico equivalente es de $\gamma_t = 15 \text{ KN/m}^3$.

Basándose en un estudio de susceptibilidad de licuación usando el criterio de aceleración máxima del terreno se determina que el estrato susceptible a licuación es de 13 m que, muy acabadamente, corresponde al espesor del relleno hidráulico (Villegas, 2000).

Tomando en cuenta las condiciones generales del subsuelo y en la profundidad de susceptibilidad a licuación se infiere que el mecanismo de deslizamiento similar al que propone Newmark puede desarrollarse en la superficie de contacto entre la arcilla orgánica y el relleno hidráulico, entonces, basándose en los estudios estratigráficos se determina la inclinación de esta superficie que es de aproximadamente 1.5 grados (Villegas, 2000).

De los resultados de ensayos realizados (Sánchez, 1998) no se reporta ningún comportamiento dilatante en el material.

De estudios de vibración ambiental realizados en la zona del muelle se obtuvo un periodo dominante de 0.7 segundos correspondiente a una frecuencia de 1.43 Hz (Lermo y Sánchez, 1996).

De acuerdo a la relación que existe entre la magnitud del sismo con el número de ciclos equivalentes (Seed e Idriss, 1982) se determina que para la magnitud $M = 7.3$ corresponden 15 ciclos equivalentes de la onda seno.

Una vez que se posee la información de las 5 variables, es recomendable verificar el desplazamiento para ambos casos en los que puede o no presentarse la dilatación.

Recuérdese que RENDELL calcula el desplazamiento para un ciclo de la onda seno, por lo que no se necesita especificar el número ciclos, lo importante es no olvidar multiplicar el resultado obtenido con RENDELL por el número de ciclos de la onda senoidal, N .

Utilizando RENDELL para predecir el desplazamiento lateral debida a licuación inducida por sismo tomando en cuenta la información que se tiene de estudios de campo y laboratorio y considerando la ausencia de dilatación, se obtuvo un desplazamiento por ciclo de 13.64 cm que multiplicados por 15 ciclos se obtiene 204.6 cm de desplazamiento lateral acumulado. Para el caso en el que haya presencia de dilatación se obtuvo un desplazamiento por ciclo de 3.80 cm por ciclo que multiplicados por los 15 ciclos se obtiene un desplazamiento total de 57 cm.

Comparando los resultados con los desplazamientos medios observados en la terminal especializada de contenedores que oscilaron en los 200 cm, se puede observar que en el caso en el que no se presenta la dilatación se obtiene prácticamente el mismo resultado, corroborando así lo observando en el laboratorio en donde no se encontró algún comportamiento dilatante. No obstante, es importante aclarar que debido a que existe una diferencia entre los resultados de RENDELL del 70% es muy posible que para alguna condición de sismo un poco más fuerte, es decir, amplitudes de aceleración más grandes o condiciones del suelo un tanto diferentes, como espesor del estrato susceptible a licuación más grande, pesos volumétricos mayores o ángulos de inclinación menores se presente fácilmente dilatación.

5.3.2.2 Wildlife Site, Imperial County, California, EUA

Wildlife se encuentra ubicada en el lado oeste del río Alamo en Imperial County al sureste de California en Estados Unidos. Wildlife se había caracterizado como uno de los lugares más importantes de Estados Unidos con evidencias subsecuentes de licuación desde 1930, 1950, 1957, 1979 y 1981 (Youd y Wiczeoreck, 1984), su trayectoria de susceptibilidad a licuación fue convincente para que en 1982 el departamento de estudios geológicos de Estados Unidos (U.S Geological Survey-USGS) hiciera un gran esfuerzo para instrumentar el sitio de Wildlife (Youd y Wiczeoreck, 1984; Bennett et al, 1984). El objetivo principal era estudiar la relación entre el registro de aceleración del suelo, incremento de presión de poro, y pérdida de rigidez y resistencia del suelo durante un evento sísmico futuro (Bennett et al. 1984). La instrumentación consistió de dos acelerómetros, uno en la superficie y otro a 7.5 m de profundidad, cada uno de estos sistemas contaba con tres componentes, además se colocaron seis piezómetros (P_1 a P_6), ver figura 5.16; un inclinómetro que se extendió a una profundidad de 8.8 m con el objetivo de detectar los posibles desplazamientos laterales (Holzer et al. 1989).

Diversas instituciones de Estados Unidos llevaron a cabo un amplio estudio de campo y laboratorio con el objetivo de documentar las características del sitio y proporcionar los datos necesarios para el análisis de posibles eventos futuros. Estos estudios incluyeron exploración geotécnica, pruebas de cono y penetración estándar, así como muestreo inalterado por USGS (Bennett et al. 1984); además, la universidad de Texas llevó a cabo

mediciones sísmicas de campo para conocer la velocidad de onda cortante (Stokoe y Nazarian, 1985; Haag et al, 1985); se realizó un amplio programa de ensayos estáticos y dinámicos de laboratorio sobre especímenes del sitio, estos fueron desarrollados por la Universidad de Texas (Haag y Stokoe, 1985) y RPI (Vucetic y Dobry, 1988).

El perfil estratigráfico de Wildlife fue definido por Bennett et al. (1984) se muestra en la figura 5.16, este esta compuesto por los siguientes estratos, de 0 a 2.5 m de limo arenoso muy suelto con resistencia de cono estático de $q_c = 6 \text{ kg/cm}^2$ y resistencia de penetración estándar (SPT) entre 1 a 3 golpes/30 cm; de 2.5 a 6.8 m se define un estrato de arena limosa, en este espesor se identificaron 2 subestratos, uno de 2.5 a 3.5 m de arena limosa muy suelta a suelta con una resistencia SPT de 5 golpes /30 cm, y el segundo subestrato de 3.5 a 6.8 m, se define una arena limosa a una arena muy fina con una densidad que varía de suelta a media con una resistencia a la penetración estándar de 6 a 13 golpes /30 cm; y después de los 6.8 m se define un estrato de arcilla limosa con densidad de media a alta, este último estrato se definió como la base impermeable con nula posibilidad a presentar licuación. El nivel del agua se encontró a 1.5 m de profundidad.

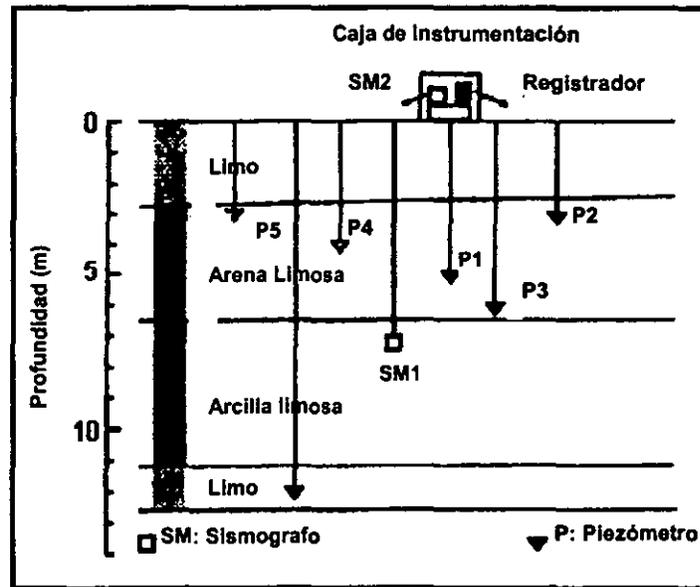


Fig. 5.16 Perfil estratigráfico y ubicación de la instrumentación utilizada, Imperial County, California (Bennett et al, 1984).

Los días 23 y 24 de Noviembre 1987, el sitio de Wildlife fue sacudido por dos sismos (Holzer et al. 1989), cada uno seguido de una replica. Durante el evento del 23 de Noviembre de 1987 (Elmore Ranch) con $M_L = 6.2$ (magnitud local) no se observó un incremento considerable en la presión de poro en los estratos arenosos; sin embargo, el sismo del 24 de Noviembre con $M_W = 6.5$ con epicentro ubicado en las coordenadas 33.01° N y 115.84° W afectaron un área que se extendió a San Diego y Los Angeles, California, Tempe, Arizona, y Las Vegas, Nevada; este sismo permitió que se experimentara un incremento excesivo en la presión de poro. Investigaciones de campo realizadas después del sismo mostraron evidencias de licuación. La instrumentación colocada en 1982 permitieron registrar relaciones de presión de poro del 100% (Youd y Bartlett, 1988; Holzer et al. 1989), además los datos registrados en campo facilitaron el entendimiento de

los mecanismos de incremento de presión de poro, flujo de agua, agrietamiento y desplazamientos permanentes debidos al fenómeno de licuación.

En la figura 5.17 se muestra la magnitud y la dirección de los desplazamientos laterales correspondientes a la superficie, registrados después del sismo de Superstition Hills en 1987 para el sitio de Wildlife, en esta figura se observa que los movimientos se desarrollan generalmente hacia el río Alamo y especialmente en dirección N15E, hacia el área de agrietamiento cerca de la superficie libre del río, esta misma zona fue identificada en el sismo de 1981. Holzer et al. (1989) reportó que el ancho de las grietas era aproximadamente de 126 mm, el inclinómetro registro un desplazamiento lateral de 180 mm en dirección N 15° E y el nivel de deformación cortante horizontal fue de 4% en la parte superior del estrato de arena limosa (2.5 m de profundidad).

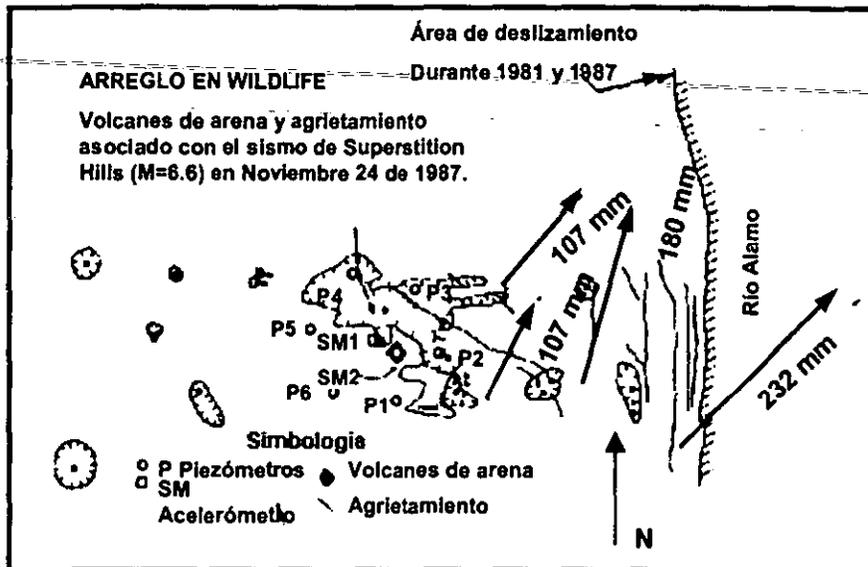


Fig. 5.17 Descripción de los desplazamientos laterales presentados en Wildlife después del sismo del 24 de Noviembre de 1987 (Holzer et al. 1989).

La fuerte excitación producida por el sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987 permitió que la rigidez del suelo disminuyera gradualmente con el incremento de la presión de poro, en este caso el comportamiento del suelo se caracterizo por ciclos de grandes deformaciones cortantes y pequeños esfuerzos cortantes, cuyas características antes mencionadas indican la presencia del fenómeno de dilatación. Este tema ha sido tratado en el capítulo II de la presente tesis y en especial el caso de Wildlife, sin embargo, se retoma brevemente es este apartado para señalar cuales fueron las evidencias más importantes que se observaron; al analizar los registros de aceleración y presión de poro obtenidos de campo, se perciben un gran número de picos solo en dirección negativa en el registro de aceleración-tiempo (Zhegal y Elgamal, 1994) asociados con las disminuciones simultaneas de presión de poro. Estas observaciones fueron asociadas con un posible comportamiento de tipo dilatante en el depósito de suelo de Wildlife, y que fue verificado en el registro de esfuerzo-deformación cortante (Zhegal y Elgamal, 1994).

De estudios de laboratorio se determinó que el peso volumétrico equivalente del depósito del suelo es de 20 KN/m³ (Vucetic y Dobry, 1986). En lo que respecta al espesor del

estrato licuado se observó que la falla fue aproximadamente en la base del primer subestrato de arena limosa, es decir, a 3.5 m de profundidad, Dobry et al (1989) analizando el caso definió una superficie de falla con una inclinación de 3.23°.

Como se explicó en el capítulo dos, el caso de Wildlife reveló la presencia de dilatación según los registros de los ciclos esfuerzo deformación cortante de los que se encontró una variación entre 8 y 9 KPa/% (figura 5.18).

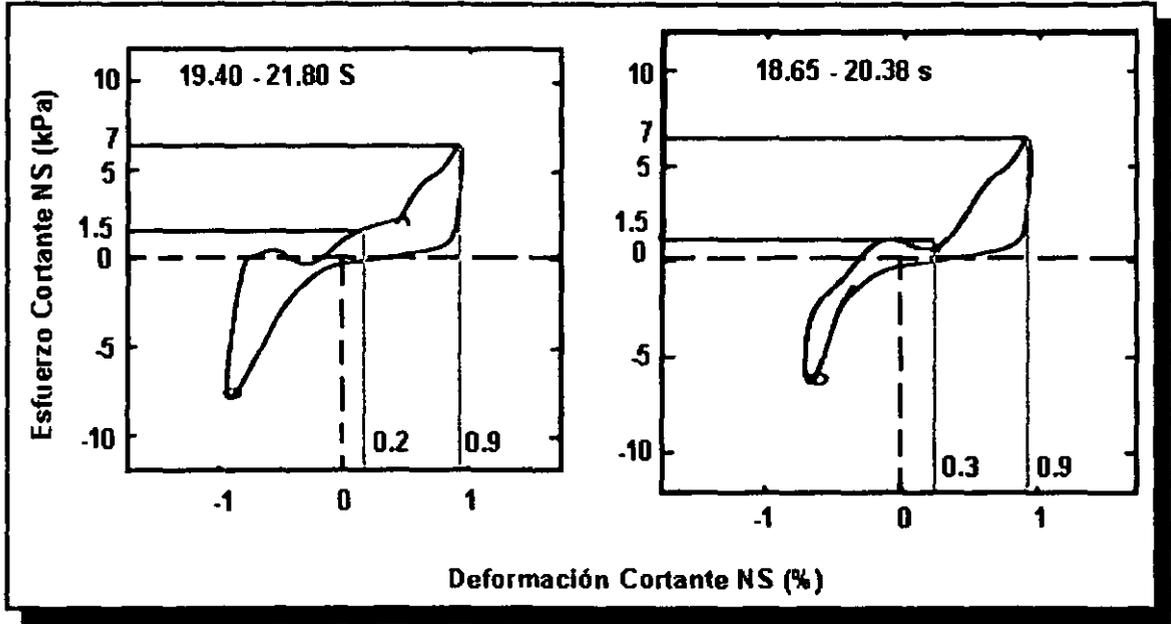


Fig. 5.18 Ciclos de esfuerzo-deformación cortante a 2.9 m de profundidad obtenidos durante el intervalo de tiempo 19.40-20.38 s, después del sismo de Superstition Hills el 24 de Noviembre de 1987 (Zhegal y Elgamal, 1994).

En cuanto a la excitación, se define una onda seno de 10 ciclos basadas en las equivalencias de seed e Idriss (1982) par un sismo con magnitud $M = 6.5$. Del acelerograma registrado en la componente NS se determina que la aceleración máxima es de 2.06 m/s^2 . De un análisis de densidad espectral de esfuerzo cortante se determinó que la frecuencia fundamental es de aproximadamente 1 Hz.

Utilizando RENDELL para predecir el desplazamiento lateral alimentándola con la información anterior se obtiene que para el caso en el que existe dilatación se tiene un desplazamiento de 2.29 cm/ciclo que al ser multiplicados por los diez ciclos de la onda seno se tiene un desplazamiento acumulado de 22.9 cm, para el caso en el que no existe dilatación se obtuvo un desplazamiento de 10.83 cm/ciclo que durante diez ciclos se acumula un total de 108.3 cm.

De los resultados obtenidos con RENDELL se puede ver que la diferencia entre los desplazamientos para ambos casos es de casi el 80 % de lo que se infiere que es muy probable que se presente la dilatación. Comparando, entonces, el resultado de RENDELL que toma en cuenta el efecto de la dilatación contra los medidos en campo 22.9 y 18 cm, respectivamente, se puede ver una diferencia de 4.9 cm, lo cual es una predicción

excelente y del lado de la seguridad, corroborando que la predicción de RENDELL de la posibilidad de presencia de dilatación es correcta.

5.3.2.3 Experimentos de máquina centrífuga

Un total de 11 pruebas en centrífugo se llevaron a cabo, dos de ellas corresponden a modelos que tienen una superficie horizontal y nueve de los modelos con inclinación (Taboada, 1995). La categoría 1 ($\alpha=0^\circ$) se enfocó a modelar una capa horizontal de arena suelta sujeta a una excitación en su base. La categoría 2 ($\alpha>0^\circ$) se enfocó a estudiar taludes de arena suelta con una ligera inclinación. El suelo usado en estas pruebas fue arena de Nevada con una densidad relativa de 40-45% y se usó agua como fluido de saturación. Esta arena estaba limpia, uniforme y fina, con $D_{50} = 0.15$ mm y permeabilidad de $k=0.0021$ cm/s (Arulmoli et al. 1992). La gravedad específica de la arena de Nevada fue 2.68 y los pesos secos máximo y mínimo de 17.33 y 13.87 KN/m³, respectivamente. Las correspondientes relación de vacíos mínima y máxima fueron $e_{\min}=0.516$ y $e_{\max}=0.894$, respectivamente. La categoría 2 de los modelos de centrífuga representó un prototipo de 10 m de espesor. El recipiente del modelo fue una caja del laminar con un ángulo de inclinación en prototipo de 1.3° a 10° . Los experimentos simulan los desplazamientos laterales inducidos por licuación durante un sismo de un estrato homogéneo y limpio de arena. Las pruebas se realizaron a 50g de aceleración centrífuga. La excitación de entrada se generó con un actuador servo-hidráulico que aplicó una aceleración máxima en unidades del prototipo de 0.24g a 0.46g con frecuencias de 1 a 2 Hz que actúa paralelo a la caja del laminar. Se instalaron instrumentos para medir exceso de presión del agua, aceleraciones normales y horizontales y desplazamientos durante la excitación. Estas pruebas se diseñaron con la finalidad de hacer un análisis paramétrico en la que los cuatro parámetros principales fueron: (1) el ángulo de inclinación de campo; (2) la aceleración máxima de la excitación de entrada en la base, a_{\max} ; (3) la frecuencia de la excitación en la base, f y (4) los desplazamientos laterales permanentes superficiales al final de la excitación, D_L . Los resultados permitieron obtener curvas que muestran la relación entre D_L y los otros tres parámetros. Del estudio paramétrico se observaron algunas de las tendencias siguientes:

- a) A medida que el ángulo de inclinación aumenta, la presión del agua y el espesor del estrato de suelo licuado decrecen o permanecen constantes; la aceleración del suelo aumenta y se vuelve simétrica en el estrato licuado y el desplazamiento lateral permanente y deformación cortante incrementan.
- b) A medida que la aceleración máxima de entrada a_{\max} aumenta, la deformación cortante permanente permanece constante o se incrementa y la presión de poro, espesor del estrato licuado, aceleración del terreno y el desplazamiento lateral permanente definitivamente aumentan.
- c) A medida que la frecuencia de entrada f aumenta, la presión del poro, espesor del estrato licuado, aceleración del terreno, el desplazamiento lateral permanente y deformación cortante decrecen. El desplazamiento lateral superficial D_L registrado a una frecuencia de 1 Hz es 40% más grande que a 2 Hz.

A grandes deformaciones cíclicas del orden del 1 a 2% el suelo mostró tener un comportamiento dilatante que reducía instantáneamente la presión de poro, produciendo un incremento en la resistencia al esfuerzo cortante.

De los resultados obtenidos se observó que la relación de dilatación promedio de los modelos fue de 20 KPa/% y una deformación cortante de 0.5%.

Los datos y resultados de las 11 pruebas en centrifuga (Taboada, 1995) se muestran en la tabla 5.5.

Tabla 5.5 Información de 11 pruebas realizadas en máquina centrífuga (Taboada, 1995).

Dato	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (grados)	M (Kpa/%)	γ_v (dec)	τ_v (Kpa)	f (Hz)	A (m/s ²)	N	D _L (cm)
m1-1	20	4	0	20	0.005	4.847	2	2.4525	21.5	3
m1-2	20	5	0	20	0.005	5.684	2	2.2563	21.5	1.7
m2-1	20	3.5	4.96	20	0.005	1.402	2	1.7658	21.5	44
m2-2	20	3.5	4.8	20	0.005	1.5	2	2.2563	22	47
m2-3	20	10	5.44	20	0.005	0.383	2	4.5126	22.5	97
m2-4	20	5.5	5.16	20	0.005	1.154	1	1.864	22	61
m2-5	20	5.5	4.96	20	0.005	1.346	1	2.4525	22	68
m2a-3	20	5	1.3	20	0.005	4.552	2	2.7468	21.5	12.2
m2a-4	20	5	1.3	20	0.005	4.552	2	2.5506	22	14.8
m2-b5	20	7.5	1.83	20	0.005	5.386	2	3.924	22.5	30
m2c-6	20	3	10	20	0.005	0	2	1.6677	21.5	72.5

Con base en los datos mostrados en la tabla 5.5 se utiliza RENDELL para evaluar el desplazamiento lateral para las dos condiciones en las que se puede o no presentar la dilatación (Tabla 5.6). En la tablas 5.6 los desplazamientos mostrados son los totales al final del sismo.

De los dos resultados obtenidos con RENDELL se puede observar que la diferencia entre ellos varía de 40 al 78%, que son diferencias bastante razonables que indican la posibilidad de presencia de dilatación.

Efectivamente se observa que todos los casos obtenidos con RENDELL en los que se considera la dilatación son los más semejantes a los resultados obtenidos en centrifuga de los que se observó, en todos, un comportamiento dilatante. Nótese que a pesar de que, en unos de los casos, el error relativo entre el valor obtenido con RENDELL utilizando dilatación y los resultados de centrifuga llega a ser de un poco más del 400%, la

diferencia absoluta entre los resultados no excede los 17 cm, cosa que ingenierilmente son muy aceptables (tabla 5.7).

Tabla 5.6 Predicción de desplazamientos laterales de 11 pruebas de máquina centrífuga.

Dato	Maquina centrífuga	D _L (cm)		Error relativo entre los resultados de RENDELL
		RENDELL (con dilatación)	RENDELL (sin dilatación)	
m1-1	3	9.26	30.76	69.87
m1-2	1.7	9.71	30.89	68.55
m2-1	44	38.51	74.93	48.60
m2-2	47	42.63	83.85	49.15
m2-3	97	97.19	186.51	47.88
m2-4	61	77.52	322.61	75.96
m2-5	68	83.60	375.25	77.72
m2a-3	12.2	20.35	49.67	59.02
m2a-4	14.8	19.45	47.93	59.41
m2-b5	30	42.41	91.80	53.80
m2c-6	72.5	88.23	147.68	40.25

Tabla 5.7 Comparación entre las predicciones con RENDELL considerando dilatación y los desplazamientos laterales medidos en los experimentos de centrífuga.

Dato	Maquina centrífuga	D _L (cm)		Error relativo Er (%)	Error absoluto E (cm)
		RENDELL (con dilatación)			
m1-1	3	9.26		208.89	6.26
m1-2	1.7	9.71		471.47	8.01
m2-1	44	38.51		12.47	5.48
m2-2	47	42.63		9.28	4.36
m2-3	97	97.19		0.20	0.19
m2-4	61	77.52		27.09	16.52
m2-5	68	83.60		22.94	15.6
m2a-3	12.2	20.35		66.86	8.15
m2a-4	14.8	19.45		31.44	4.65
m2-b5	30	42.41		41.38	12.41
m2c-6	72.5	88.23		21.70	15.73

CONCLUSIONES

A pesar de que algunos investigadores critican al MBDNM como inapropiado, debido a que un suelo licuado no se comporta como un bloque rígido, en este trabajo se demuestra que aunque ataca el problema de una manera sencilla y simplificada resulta ser una herramienta apropiada y de gran utilidad en la generación de datos correspondientes al fenómeno de desplazamientos laterales por efecto de licuación de suelos para el entrenamiento de la red neuronal.

Efectivamente, generar la base de datos asumiendo que las variables involucradas pueden combinarse de una manera aleatoria es inapropiado, ya que la red neuronal mejoró considerablemente sus predicciones una vez que se consideró que las variables que determinan el comportamiento del material deben ser función de propiedades del suelo y geometría del estrato licuado.

En cuanto a las tres variables que determinan el comportamiento del material se concluye que el modelo con el que se determinaron las relaciones entre ellas y considerar que el esfuerzo cortante de fluencia varia proporcionalmente con el esfuerzo efectivo vertical (figura 6.1) es correcto, debido a que a la red no le afecta eliminar estas tres variables dentro del entrenamiento y predice de manera muy aproximada los trece casos de validación.

En este trabajo la red backpropagation demostró una vez más poseer uno de los algoritmos más poderosos que resuelve satisfactoriamente los problemas en los que es aplicable.

Así mismo de la base de datos se observó que la presencia del fenómeno de la dilatación hace que se reduzca, en promedio, un 52% del desplazamiento lateral.

A pesar de que en la base de entrenamiento muchos casos presentaban el mismo desplazamiento tanto para dilatación y no dilatación, lo que indicaba que durante el proceso no se alcanzaba a desarrollar dilatación, se encontró que con RENDELL la

presencia de la dilatación produce, cuando menos, una disminución del 10% en el desplazamiento.

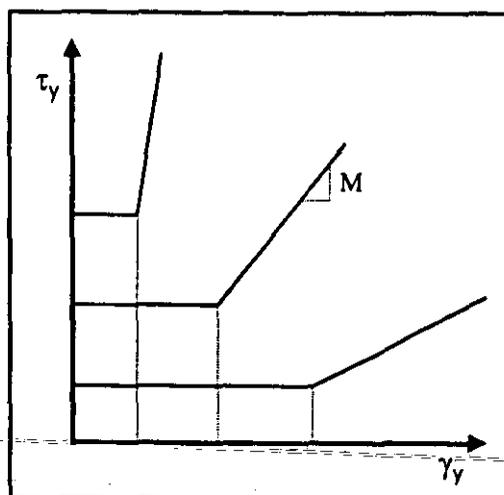


Fig. 6.1 Modelo de variación del esfuerzo cortante de fluencia con respecto a la deformación de fluencia.

El hecho de que RENDELL haya sido entrenada con 500 casos generados por medio de un método analítico y validada con excelentes resultados con dos casos reales y once casos de pruebas de laboratorio en máquina centrífuga, hace que RENDELL se convierta en una herramienta bastante general de predicción para los tres tipos de casos, a la vez, puede decirse que la validez de RENDELL se apoya en tres tipos de información.

De esta manera RENDELL proporciona una idea de forma sencilla de la posible magnitud de un desplazamiento lateral ante la presencia o ausencia del fenómeno de dilatación, de modo que se tiene un rango del desplazamiento lateral. Para casos reales en la práctica en los que se pretenda aplicar RENDELL, se recomienda que se tomen las reservas necesarias debido a que sólo ha sido validada con dos casos reales de los que ya se conocía si el suelo había dilatado.

El hecho de que RENDELL tiene la capacidad de responder ante las dos situaciones de que el suelo dilate o no, es de gran ayuda para el ingeniero geotecnista ya que como puede observarse en la base de datos con la que se entreno RENDELL, en muchos de los casos el resultado fue el mismo para ambos casos, lo que quiere decir que el suelo no alcanzó a dilatar, sin embargo, en muchos otros los desplazamientos, para ambos casos, diferencian por mucho, lo que indica que con las condiciones establecidas del suelo y excitación es muy posible que se presente dilatación lo que lleva a una disminución considerable del desplazamiento y por consiguiente el suelo requerirá de tratamientos menos elaborados. Para los casos en los que los resultados fueron diferentes, entre mayor sea la diferencia mayor será la probabilidad de que se presente la dilatación.

De los casos en los que se aplicó RENDELL se observó que lo dicho en el párrafo anterior requiere de una mayor investigación, ya que para los casos en los que se presentó dilatación la diferencia entre ambas situaciones varió del 40 al 80 %, sin embargo, para el caso en el que no se encontró dilatación se encontró una diferencia entre ambos casos del

70% que cae dentro del rango anterior lo que hace que la hipótesis mencionada no quede totalmente demostrada.

Lo anterior no queda totalmente resuelto debido a la falta de información acerca del fenómeno dilatante durante desplazamientos laterales debidos a licuación, por lo que para una investigación futura se recomienda ampliar la base de datos y validar la hipótesis. Sin embargo, los alcances logrados con este trabajo son útiles ya que son un buen comienzo dentro del estudio del fenómeno dilatante debido al camino planteado y a que los resultados obtenidos son bastante aceptables; es decir, se logra percibir que si se amplía el estudio a un mayor número de casos esta hipótesis quedará totalmente demostrada.

En cuanto a los objetivos de esta tesis se concluye que fueron totalmente cumplidos ya que se logró obtener una herramienta computacional que predice los desplazamientos laterales por efectos de licuación producida por un evento sísmico, sin tener que recurrir a costosas pruebas de laboratorio como las triaxiales dinámicas, de máquina centrífuga o de mesa vibradora, y que además involucra uno de los factores más recientemente descubiertos del fenómeno que es el efecto de la dilatación cuya presencia influye significativamente en la magnitud del desplazamiento.

BIBLIOGRAFÍA

Alarcón-Guzmán, A., Leonards, G. A. y Chameau, J. L. (1988). "Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sand", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 114, No. 10, October, pp. 1089-1109.

Arulanandan, K. y Scott, R. F. (1993). "VELACS: Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies", Vol. 1-2, *Conference Proceedings, Davis, California, October, Balkema, Rotterdam.*

Arulmoli, K., Muraleetharan, K. K., Hossain, M. M. y Fruth, L. S. (1992). "VELACS: Verification of Liquefaction Analysis by Centrifuge Studies, Laboratory Testing Program, Soil Data Report", *The Earth Technology Corporation, Project No. 90-0562, Irvine, California.*

Bartlett, S. F. y Youd, T. L. (1992a). "Empirical Analysis of Horizontal Ground Displacement Generated by Liquefaction Induced Lateral Spreads", *Tech. Rep. NCEER 92-0021, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., SUNY-Buffalo, Buffalo, N. Y.*

Bartlett, S. F. y Youd, T. L. (1992b). "Case Histories of Lateral Spreads Caused by the 1964 Alaska Earthquake", *Tech. Rep. NCEER 92-0002, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., SUNY-Buffalo, Buffalo, N. Y., pp. 2-1 – 2-127.*

Bartlett, S. F. y Youd, T. L. (1995). "Empirical Prediction Liquefaction-Induced Lateral Spread", *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 4, pp. 316-329.

Baziar, M. H. (1991). "Engineering Evaluation of Permanent Ground Deformation Due to Seismically-Induced Liquefaction", *Ph. D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.*

Baziar, M. H., y Dobry, R. (1995). "Residual Strength and Large-Deformation Potential of Loose Silty Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 12, pp. 896-906.

Been K. y Jefferies M. G. (1985). "A state parameter for sands", *Geotechnique* 35, No. 2, 99-112.

Bennett, M. J., McLaughlin, P. V., Sarmiento, J. S., y Youd, T. L. (1984). "Geotechnical Investigation of Liquefaction Sites, Imperial Valley, California", Open-file Rep. 84-252, U.S. Geological Survey, Washington, D.C.

Bertero, V. (1994), "Liquefaction, What It Is and What to Do About It", Earthquake Basics, No. 1, pp. 1-6.

Bishop, A. W. (1954). Correspondence on "Shear Characteristics of a saturated Silt, Measured in Triaxial Compression", by Penman, A. D. M. Geotechnique, Vol. 4, pp. 43-45.

Borrero, J., Ortiz, M., Titov, V., y Synolakis (1997). "Field Survey of Mexican Tsunami Produces New Data, Unusual Photos", Eos, Transactions, AGU, Vol. 78, No. 8, pp. 85,87 y 88.

BRGM (200), Liquefaction.
<http://www.brgm.fr/risques/antilles/guad/sliq.htm>

Casagrande, A. (1936). "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills", Journal of the Boston Society of Civil Engineers, January, pp. 13-32.

Castro, G. (1969). "Liquefaction of Sands", Harvard Soil Mechanics Series, No. 81, Cambridge, Mass.

Castro, G. (1975). "Liquefaction of Cyclic Mobility of Saturated Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT6, Junio, pp. 551-569.

Castro, G. y Poulos, S. J. (1977). "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, Junio, pp. 501-516.

Castro, S. (1998). "Aplicación de las redes neuronales para la obtención del módulo de resiliencia utilizando deflectómetros de impacto", Tesis de maestría en vías terrestres, Universidad Autónoma de Chihuahua.

Chao, L., y Skiniewski, M. J. (1994). "Estimating Construction Productivity: Neuronal-Network-Based Approach", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE Vol. 8, No. 2, pp. 234-251.

Costet, J., y Sanglerat, G. (1975). "Curso Práctico de Mecánica de Suelos", Ediciones Omega.

Coulter, M., y Miglaccio, LL. (1966). "Effects of the Earthquake of March 27, 1964 at Valdez, Alaska", Professional Paper 542-C, U.S. Geological Survey, U.S. Department of the Interior, Washington, D.C.

Courboux, F., Singh, S. K., Pacheco, J. F., y Ammon, C. J. (1997). "The 1995 Colima-Jalisco, Mexico, Earthquake ($M_w=8.0$): A Study of the Rupture Process", Geophys. Res. Let., Vol. 24, No. 9, Mayo, pp. 1019-1022.

Cubrinovski, M., y Ishihara, K. (1999). "Empirical Correlation Between SPT N-Values and Relative Density for Sandy Soil", Soil and Foundations, Vol. 39, N°. 5, pp. 61-71.

Dobry, R., Ladd, R. S., Yokel, F. Y., Chung, R. M. y Powell, D. (1982). "Prediction of Pore Water Pressure Buildup and Liquefaction of Sands during Earthquake by the Cyclic Strain Method", National Bureau of Standards, Building Science Series 138, U.S Department Commerce, Julio.

- Dobry, R., Elgamal, A.-W., Baziar, M. H., y Vucetic, M. (1989).** "Pore Pressure and Acceleration Response of Wildlife Site During the 1987 Earthquake", Proceedings, Second U.S.-Japan Workshop on Liquefaction, Niagara Falls, New York, pp. 145-160.
- Dobry, R., y Taboada, V. M. (1994).** "Posible lessons from VELACS Model No. 2 Results", Verifications of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Arulanandan & Scott (eds), Balkema, Rotterdam, pp. 1341-1368.
- Dobry, R., Taboada, V., y Liu, L. (1995).** "Centrifuge Modeling of Liquefaction Effects During Earthquake", Proceeding, First Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Tokyo, Japan.
- Earthquake Engineering Research Institute (1994),** Liquefaction, Earthquake Basics, Brief No.1.
http://www.eeri.org/EQ_Basics/LIQ/LIQUEFAC.html
- Escobedo, D., Pachaco, J., y Suárez, G. (1997).** "Teleseismic Body-Wave Analysis of the October 9, 1995 ($M_w=8.0$), Colima-Jalisco, Mexico Earthquake, and its Largest Foreshock and Aftershock", Aceptado en Geophys. Res. Let.
- Evans, M. D., y Seed, H. B. (1987).** "Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravels: The Effects of Membrane Compliance", Report UCB/EERC-87/08, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Cal.
- Fiegel, G. L., y Kutter, B. L. (1994).** "Liquefaction-Induced Lateral Spreading of Mildly Sloping Ground", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 2236-2243.
- Flood, I., y Kartman, N. (1994a).** "Neuronal Networks in Civil Engineering. I: Principles and Understanding", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE Vol. 8, No. 2, pp. 131-148.
- Flood, I., y Kartman, N. (1994b).** "Neuronal Networks in Civil Engineering. II: System and Application", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE Vol. 8, No. 2, pp. 149-162.
- Florin, V. A. e Ivanov, P. L. (1961).** "Liquefaction of Saturated Sandy Soils", Proceeding, 5th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 1, pp. 107-111.
- Gagarin, N., Flood, I., y Albrecht, P. (1994).** "Computing Truck Attributes with Artificial Neuronal Networks", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE Vol. 8, No. 2, pp. 179-200.
- García, S. R., (1999).** "Comportamiento no drenado cíclico y monotónico de una arena gruesa", Tesis, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Garnica, P. Y Castro, S. (1999).** "Sobre las redes neuronales artificiales y su posible aplicación en geotecnia", XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, México.
- Goh, A. T. C., (1994).** "Seismic Liquefaction Assessed by Neuronal Networks", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 9, pp. 1467-1480.
- Goh, A. T. C., (1995).** "Predicting Seismic Liquefaction Using Neuronal Networks", Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Luis Missouri, Vol. 1, Paper No. 3.31, pp 261-264.
- Goh, A. T. C., (1996).** "Neuronal-Network Modeling of CPT Seismic Liquefaction Data", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, January, No. 9, pp. 70-73.

Haag, E. D. y Stokoe, K. H. II (1985). "Laboratory Investigation of Static and Dynamic Properties of Sandy Soils Subjected to the 1981 Westmorland Earthquake", Research Report, Geotechnical Engineering Center, University of Texas at Austin.

Haag, E. D., Nazarian, S., y Stokoe, K. H. II (1985). "Seismic Investigation of Five Sites in the Imperial Valley, California, After the 1981 Westmorland Earthquake", Research Report, Geotechnical Engineering Center, University of Texas at Austin.

Hamada, M., Yasuda, S., Isoyama, R., y Emoto, K. (1986). "Study on Liquefaction Induced Permanent Ground Displacements", Report for the Association for the Development of Earthquake Prediction.

Hamada, M. (1992). "Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes", Technical Report NCEER-92-0001, Vol. 1, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, N.Y.

Hansen, W. R., Eckel, E. B., Schaem, R. E., Lyle, W. G., y Chance, G. (1966). "The Alaska Earthquake, March 27, 1964: Field Investigations and Reconstruction Effort", U.S.G.S. Professional Paper 541, Government Printing Office, Washington, D. C.

Hernández, F. (1998), "Predicción de desplazamientos laterales debidos a licuación inducida por sismos", Tesis, Benemérita Universidad Autónoma de Puebla.

Hilera, J. R. y Martínez, V. J. (1995). "Redes neuronales artificiales, fundamentos, modelos y aplicaciones", Addison-Wesley Iberamericana, USA.

Holzer, T. L., Youd, T. L. y Hanks, T. C. (1989). "Dynamic of Liquefaction During the 1987 Superstition Hills, California Earthquake", Science, Vol. 244, pp. 56-59.

Hushmand, B., Scott, R. F., y Crouse, C. B. (1991). "In-situ Calibration of USGS Piezometer Installations, Recent Advances in Instrumentation Data Acquisition and Testing in Soil Dynamics", Geotech. Spec. Pub. No. 29, S. K. Bhatia G. W., and Blaney, eds., ASCE, New York, N.Y.

Hushmand, B., Scott, R. F., y Crouse, C. B. (1992). "In-Place Calibration of USGS transducer at Wildlife Liquefaction Site, California, USA", Proceedings, 10th World Conf. On Earthquake Engrg., A. A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 3, pp. 1263-1268.

Ishihara, K., Tatsuoka, F. y Yasuda, S. (1975). "Undrained Deformation and Liquefaction of Sand under Cyclic Stresses", Soils and Foundation, Vol. 15, No. 1, pp. 29-44.

Ishihara, K. (1985). "Stability of the Natural Deposits During Earthquake", Theme Lecture, Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 2, pp. 321-376.

Ishihara, K. (1994). "Review of the Predictions for Model 1 in the VELACS Program", In K. Arulanandan y R. F. Scott (eds.), Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, pp. 1353-1368. Rotterdam, Balkema.

Ishihara, K. (1997). "Characteristics of Lateral Spreading in Liquefaction Deposits During the 1995 Hanshin-Awaji Earthquake", ASCE, Vol. 1, No. 1, pp. 23-55.

Iwasaki, T., Tatusoka, F., Tokida, K., y Yasuda, S. (1978). "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan", Proceedings of the Fifth Japan Earthquake Engineering Symposium.

Jenkin, C. F. (1931). "The Pressure Exerted by Granular Material: an Application of the Principles of Dilatancy", Proceedings of the Royal Society, London, Series A, Vol. 131, pp. 53-90.

Karunanithi, N., Grenney, W. J., Whitley, D., y Bovee, K. (1994). "Neuronal Networks for River Flow Prediction.", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE Vol. 8, No. 2, pp. 201-220.

Koerner, R. M. (1970). "Behavior of Single Mineral Soils in Triaxial Shear", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM4, Julio, pp. 1373-1390.

Konrad, J. M. (1990a). "Minimum Undrained Strength of Two Sands", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116(6), pp. 932-947.

Konrad, J. M. (1990b). "Minimum Undrained Strength Versus Steady-State Strength of Sands", ASCE, Vol. 116(6), pp. 948-963.

Kramer, S. L. (1989). "Uncertainty in Steady State Liquefaction Evaluation Procedures", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 10, pp. 1402-1419.

Kramer, S. L. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall.

Kuo, J. H. C., y Stokoe II, K. H. (1982). "Laboratory Testing of Static and Dynamic Soil Properties of Three Heber Road Sands after Oct. 15, 1979 Imperial Valley Earthquake", Res. Rep. GR82-25, Geotechnical Engineering Center, Civil Eng. Dept., University of Texas, Austin, pp. 171.

Lambe, T. W. y Whitman, R. V. (1969). "Soil Mechanics", John Wiley y Sons, Inc., New York.

Lee, K. L., Seed, H. B., Idriss, I., y Makdisi, F. (1975). "Properties of Soil in the San Fernando Hydraulic Fills Dams", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT8, August, pp. 801-821.

Lermo, J., y Chávez, F. (1993). "Site Effect Evaluation Using Spectral Ratios with Only One Station", Bulletin of the Seismological Society of America, pp. 1574-1594.

Lermo, J., y Sánchez, S. (1996). "Estimación del Efecto de Sitio e Identificación de las Características Dinámicas de Dos Tramos del Dique en el Recinto Portuario de San Pedrito, Utilizando Registros de Temblores y Mediciones de Vibración Ambiental", Informe Final del Proyecto 5585 Patrocinado por API Manzanillo, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F.

Makdisi, F. I. Y Seed, H. B. (1978). "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformation", JGED, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp. 849-867.

McCulloch, D. S., y Bonilla, M. G. (1970). "Effects of the Earthquake of March 27, 1964, on the Alaska Railroad", U.S.G.S. Professional Paper 545-D, Government Printing Office, Washington, D. C., pp. 161.

Mitchell, J. K. (1976). "Fundamental of Soil Behavior", New York, Wiley.

Mogami, T., y Kubo, K. (1953). "The behavior of soil during vibration", Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Zurich, Vol. 1, pp. 152-155.

Mohamad, R. y Dobry, R. (1986). "Undrained Monotonic and Cyclic Triaxial Strength of Sand", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No. 10, October, pp. 941-958.

Murtaza, M. B., y Fisher D. J. (1994). "Neuromodex-Neuronal Network System for Modular Construction Decision Making", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE Vol. 8, No. 2, pp. 221-233.

Navelek, J. L. (1985), "Geometry and Mechanisms of Faulting of the 1980 Asnam, Argelia Earthquake from Inversion of Telesismic Body-Wave and Comparison with Field Observation", Journal Geophys. Res., Vol. 90, pp. 12713-12728.

Newmark, N. M. (1965). "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 129-160.

Okamura, M., Abdoun, T., y Dobry, R. (1998). No Publicado (Referencia de Sharp, M. K., 1999).

Ordaz, M. (1996). "Espectros de Diseño en el Puerto de Manzanillo", Reporte Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM.

Ovando, E., y Segovia, J. A. (1996) "Licuación de Arenas", TGC, México.

Ovando-Shelley, E., y Segovia, J. A., y Sánchez, F. (1999). "Liquefaction in a Container Terminal in Manzanillo, Mexico, during the October 9, 1995 Earthquake", No publicado.

Poorooshasb, H. B. y Roscoe, K. H. (1961). "The correlation of the Results of Shear Tests with Varying Degrees of Dilatation", Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 297-304.

Porcella, R. L., Matthiesen, R. B., y Maley, R. P. (1982). "Strong-Motion Data Recorded in the United States, The Imperial Valley California Earthquake Oct. 15, 1979", U. S. Geological Survey, Professional Paper 1254, pp. 289-318.

Poulos, S. J. (1981). "The Steady State of Deformation", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, No. GT5, Mayo, pp. 553-562.

Poulos, S. J., Castro, G., y France, J. W. (1985). "Liquefaction Evaluation Procedure", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111(6), pp. 772-792.

Reynolds, O. (1885). "On the Dilatancy of Media composed of Rigid Particles in Contact", Philosophical Magazine, London, S. 5, Vol. 20, No. 127, pp. 469-481.

Rogers, J. L. (1994). "Simulating Structural Analysis with Neuronal Network", Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE Vol. 8, No. 2, pp. 252-265.

Rojahn, C., Ragsdale, J. T., Raggett, J. D. y Gates, J. H. (1982). "Main-Shock Strong- Motion Records from the Meloland Road-Interstate Highway 8 Over crossing, The Imperial Valley California Oct. 15, 1979", U. S. Geological Survey, Professional Paper 1254, pp. 377-383.

- Romo, M. P., Mendoza, M. J., y García, S. R., (2000).** "Geotechnical Factors in Seismic Design of Foundations" State-of-the-Art Report, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Cuaderno técnico No.1.
- Romo, M. P., Rangel, J. L., Flores, O. Y García, S. R. (1998)** "Aplicación de redes neuronales a la geotecnia", XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, México, pp. 418-427.
- Ross, G. A., Seed, H. B., y Migliaccio, R. R. (1969a).** " Bridge Foundation Behavior in Alaska Earthquake", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 95(4), pp. 1007-1036.
- Ross, G. A., Seed, H. B., y Migliaccio, R. R. (1969b).** "Performance of Highway Bridge Foundation During the Alaska Earthquake of March, 1964", National Academy of Sciences Report on The Great Alaska Earthquake of 1964, Engineering Volume, 1969.
- Rowe, P. W. (1962).** "The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact", Proceedings of the Royal Society, London, Series A, Vol. 269, pp. 500-527.
- Rowe, P. W., Barden, L. Y Lee, I. K. (1964).** "Energy Components During the Triaxial Cell and Direct Shear Tests", Geotechnique, Vol. 14, No. 3.
- Rumelhart, D. E., Hinton, G. E. y Williams, R. J. (1986).** "Learning Internal representations by error propagations", Parallel distributed processing , Vol.1: Foundations, D. E., Rumelhart and J. L. McClelland, eds., The MIT Press, Cambridge, Mass.
- Sánchez-Leal, F. J. (1998).** "Marco Unificado para el Análisis del Comportamiento No Drenado de Arenas en Cámara Triaxial", Tesis de maestría, DEPEFI-UNAM, México, D.F.
- Sarma, S. K. (1975).** "Seismic Stability of Earth Dams and Embankments", Geotechnique, Vol. 25, No. 4, pp 743-761.
- Sasaki, Y., Thowata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y., Saya, A. (1992).** "Mechanics of Permanent Displacements of Ground Caused by Seismic Liquefaction", Soil and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 79-96.
- Sawada, T., Chen, W. F., y Nomachi, S. G. (1993),** "Assessment of Seismic Displacements of Slopes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 12, pp 357-362.
- Scott, R. F., Hushmand B., y Rashidi, H. (1993).** "Duplicate Test of Model No. 2: Sloping Loose Sand Layer", In K. Arulanandan y R. F. Scott (eds.), Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, pp. 301-314. Rotterdam, Balkema.
- Seed, H. B. y Lee, K. L. (1966).** "Liquefaction of Saturated Sand During Cyclic Loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM6, Noviembre, pp. 105-134.
- Seed, H. B. (1968).** "Landslides During Earthquakes due to Soil Liquefaction", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 94, No. SM5, pp. 1055-1122.
- Seed, H. B., Idriss, I., Lee, K. L. y Makdisi, F. (1975).** "Dynamic Analysis of the Slide in the Lower San Fernando Dam during the Earthquake of February 9, 1971", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT9, September.

Seed, H. B., Idriss, I. M., y Arango, I. (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., y Chuang, R. M. (1985), "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.

Seed, H. B. (1987). "Design Problems in Soil Liquefaction", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 113(8), pp. 827-845.

Sharp, M. K. (1999). "Development of Centrifuge Based Prediction Charts for Liquefaction and Lateral Spreading from Cone Penetration Testing", Ph. D. Thesis, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, N.Y.

Shibata, T., y Teparaska, W. (1988), "Evaluation of Liquefaction Potential of Soils Using Cone Penetration Tests", *Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 28, No. 2, pp. 49-60.

Sykora, D. W., y Stokoe II, K. H. (1982). "Seismic Investigation of Three Heber Road Sites After the October 15, 1979 Imperial Valley Earthquake", *Geotechnical Engineering Report GR82-24*, University of Texas at Austin.

Singh, S. K., Ponce, L., y Nishenko, S. P. (1985). "The Great Jalisco, Mexico, Earthquake of 1932: Subduccion of the Rivera Plate", *Bull. Seismol. Soc. Am.*, Vol. 75, No. 5, pp. 1301-1313.

Singh, S. K., y Pachaco, J. F. (1994). "Magnitude Determination of Mexican Earthquake", *Geofís., Int.*, Vol. 33, No. 2, pp. 189-198.

Stark, T. D., y Mesri, G. (1992). "Undrained Shear Strength of Liquefaction Sands for Stability Analysis", *J. Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(11), pp. 1727-1747.

Stark, T. D., y Olson, S. M. (1995). "Liquefaction resistance using CPT and Field Case Histories", *J Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(12), pp. 856-869.

Stokoe, K. H. y Nazarian, S. (1985). "Use of Raleigh Waves in Liquefaction Studies", *GED, ASCE*, Denver, Colorado.

Swam, S., EQE, (1996). "Terremoto del 9 de Octubre de 1995, Efecto Sísmico en la Planta Termoeléctrica Manzanillo".

Szewczyk, Z. P., y Hajela, P. (1994). "Damage Detection in Structures Based on Feature-Sensitive Neuronal Networks", *Journal of Computing in Civil Engineering, ASCE* Vol. 8, No. 2, pp. 163-178.

Taboada, V. M. (1995). "Centrifuge Modeling of Earthquake-Induced Lateral Spreading in Sand Using a Laminar Box", Ph. D. Thesis, Rensselaer-Polytechnic-Institute, Troy, N.Y.

Taboada, V. y Dobry, R. (1998). "Centrifuge Modeling of Earthquake-Induced Lateral Spreading in Sand", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 12, pp. 1195-1206.

- Tamez, E., Rangel, J. L. Y Holguin, E. (1997)**, "Diseño geotécnico de túneles", TGC Geotecnia, México, D. F.
- Taylor, D. W. (1948)**. "Fundamentals of Soils Mechanics, John Wiley, New York; Chapman and Hall, London.
- Terzagui, K. (1943)**. "Theoretical Soils Mechanics", Wiley, New York.
- TGC (1995)**. "Geotechnical Response of Quays and Loading Areas in Puerto Manzanillo During the October 1995 Earthquake", Report TGC Geotecnia 95-1763-C, October.
- Tokimatsu, K., y Yoshimi, Y. (1983)**, "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content ", Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
- Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y., Saya, S., y Yamada, K. (1992)**. "Prediction of Permanent Displacements of Liquefaction Ground by Means of Minimum Energy Principle", Soil and Foundations, Vol. 32, No. 3, pp. 97-116.
- Tung, A. T. Y., Wang, Y. Y., y Wong, F. S. (1993)**, "Assessment of Liquefaction Potential Using Neuronal Networks", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 12, pp. 325-335.
- University of California at Berkeley (1998)**, National Information Service for Earthquake Engineering.
<http://www.nd.edu/~quake/education/liquefaction/>
- University of Wahsington (2000)**, Department of Civil Engineering.
<http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>
- Villegas, F. (2000)**, "Importancia del fenómeno de dilatación en la magnitud de los desplazamientos laterales debidos a licuación, utilizando el modelo del bloque deslizante", Tesis, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Vaid, Y. P. y Chern, J. C. (1983)**. "Effects of Static Shear on Resistance to Liquefaction", Soils and Foundation, Vol. 22, No. 1, pp. 47-60.
- Vaid, Y. P., Chung, E. K. F., y Kuerbis, R. H. (1990)**. "Stress Path and Steady State", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27(1), pp- 1-7.
- Vaid, Y. P., y Thomas, J. (1995)**. "Liquefaction and Post-liquefaction Behavior of Sands", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 121(2), pp. 163-173.
- Vaid, Y. P. y Chern, J. C. (1985)**. "Cyclic and Monotonic Undrained Response of Saturated Sands", Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Conditions, ASCE, Edited by V. Khosi.
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1986)**. "Study and Evaluation of a Liquefaction Ground Failure Using Stress and Strain Approaches: Heber Road Site, October 15, 1979 Imperial Valley Earthquake", Res. Rep., Dept. of Civil Engineering, RPI, Troy, N.Y.
- Vucetic, M. y Dobry, R. (1988)**. "Pore Pressure Build Up and liquefaction at Level Sandy Sites During Earthquake", Research Report, Department of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York.

Wang, J. y Rahman, M. S. (1999), "A Neuronal Network model for Liquefaction-Induced Horizontal Ground Displacement", *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol.18, pp. 555-568.

Wong, R. T., Seed, H. B., y Chan, C. K. (1975). "Liquefaction of Gravelly Soil Under Cyclic Loading Conditions", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101 No. 6, pp. 571-583.

Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H., y Uchida, Y. (1991). "A simplified Procedure for the Analysis of the Permanent Ground Displacement", In T. D. O'Rourke and M. Hamada (eds.), *Proceedings, Third Japan-U.S Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, Buffalo, N.Y. pp. 225-236.

Yegian, M. K., Gharaman, V. G., y Harutiunyan, R. N. (1994). "Liquefaction and Embankment Failure Case Histories, 1988 Armenai Earthquake", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120, No. 3, pp. 581-596.

Youd, T. L. (1977). "Packing Changes and Liquefaction Susceptibility", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. 8, August, pp. 918-923.

Youd, T. L., y Bennett, M. J. (1983). "Liquefaction Sites, Imperial Valley, California", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 109, No. 3, pp. 440-457.

Youd, T. L. y Wiczorek, G. F. (1984). "Liquefaction During 1981 and Previous Earthquake Near Westmorland, California", *U.S Geological Survey, Menlo Park, California*.

Youd, T. L. (1985). "The Borah Peak, Idaho Earthquake of October 28, 1983, Liquefaction", *Earthquake Spectral*, Vol. 2, No. 1, pp. 71-89.

Youd, T. L. y Perkins, D. M. (1987). "Mapping of Liquefaction Severity Index", *JGED, ASCE*, Vol. 113, No. 11, November, pp. 1374-1392.

Youd, T.L. y Bartlett, S. F. (1988). "U.S. Case Histories of Liquefaction- Induced Ground Failure", *Proceedings, First Japan-U.S. Workshop of Liquefaction, Large Ground Deformation, and their Effects on Lifeline Facilities*, Tokyo, Japan, pp. 22-31.

Youd, T.L. (1991). "Mapping of Earthquake-Induced Liquefaction for Seismic Zonation", *Proceeding, 4th International Conference on Seismic Zonation*, Earthquake Engineering Research Institute, Stanford University, Vol. 1, pp. 111-147.

Youd, T. L., y Holzer, T. L. (1994). "Piezometer Performance at the Wildlife Liquefaction Site, California", *Journal Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 120(6), pp. 975-995.

Zhegal, M. y Elgamal, A.-W (1994). "Analysis of Site Liquefaction Using Earthquake Records", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 120, No. 6, pp. 996-1017.

APÉNDICE

La tabla A.1 muestra la base de datos mejorada con la que se entrenó la red RENDELL, recuérdese que el desplazamiento lateral se calculo con ayuda del modelo del bloque deslizante de Newmark y modificado para que la red tuviera la capacidad de responder ante la presencia o ausencia del fenómeno de dilatación y que los desplazamientos se estimaron para sólo un ciclo. Contrario a la teoría, puede observarse que algunos desplazamientos calculados sin dilatación son menores que los calculados con dilatación, esto se debe a problemas de aproximación del programa LASPRED 1D que se utilizó para agilizar los cálculos, nótese que la máxima diferencia es de 0.05 cm lo que para la red neuronal no causa ningún problema.

De manera sombreada se muestran las tres variables del comportamiento que se omitieron para el entrenamiento de RENDELL y que fueron sustituidas por la neurona de entrada D/ND en la que un 1 representó la presencia de dilatación (M), no importando su magnitud, y un cero que representó su ausencia.

Tabla A.1 Base de datos de desplazamientos laterales durante licuación, generados con el programa LASPRED 1D para el entrenamiento de RENDELL.

Dato	PROPIEDADES	GEOMETRÍA		COMPORTAMIENTO			EXCITACIÓN		
	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_v (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)
1	20.76	5.35	1.71	20.17	0.0010	2.75	4.16	5.47	1.62
2	20.76	5.35	1.71	0.00	0.0010	2.75	4.16	5.47	1.61
3	17.25	8.54	9.75	17.95	0.0053	0.87	4.06	3.00	1.73
4	17.25	8.54	9.75	0.00	0.0000	0.87	4.06	3.00	1.73
5	16.04	10.31	3.34	20.18	0.0010	2.22	0.96	4.45	4.53
6	16.04	10.31	3.34	0.00	0.0000	2.22	0.96	4.45	35.2
7	20.29	6.35	8.73	18.58	0.0049	0.85	3.95	3.68	2.26
8	20.29	6.35	8.73	0.00	0.0000	0.85	3.95	3.68	2.26
9	16.20	1.81	8.15	10.15	0.0107	0.83	1.47	1.86	1.93
10	16.20	1.81	8.15	0.00	0.0000	0.83	1.47	1.86	6.79
11	17.85	4.36	7.86	15.75	0.0067	0.64	3.18	5.14	4.09
12	17.85	4.36	7.86	0.00	0.0000	0.64	3.18	5.14	4.85
13	18.17	4.50	9.56	15.43	0.0069	0.57	2.97	2.74	2.88

Dato	PROPIEDAD DE LA GEOMETRÍA			COMPORTAMIENTO			EXCITACION		
	γ (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_r (dec)	τ_r (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)
14	18.17	4.50	9.56	0.00	0.0000	0.57	2.97	2.74	2.88
15	18.97	10.26	7.93	20.81	0.0037	1.27	2.37	3.11	5.16
16	18.97	10.26	7.93	0.00	0.0000	1.27	2.37	3.11	5.23
17	15.76	11.04	5.62	18.81	0.0043	1.83	1.39	1.77	6.88
18	15.76	11.04	5.62	0.00	0.0000	1.83	1.39	1.77	7.55
19	17.61	12.03	4.21	21.80	0.0030	2.25	2.74	4.10	4.45
20	17.61	12.03	4.21	0.00	0.0000	2.25	2.74	4.10	4.6
21	15.56	9.01	5.96	18.33	0.0051	1.23	4.93	3.25	1.2
22	15.56	9.01	5.96	0.00	0.0000	1.23	4.93	3.25	1.18
23	20.14	1.94	5.88	13.85	0.0079	0.89	2.78	3.13	1.7
24	20.14	1.94	5.88	0.00	0.0000	0.89	2.78	3.13	3.45
25	15.24	8.26	1.36	18.90	0.0047	0.81	1.81	2.94	2.33
26	15.24	8.26	1.36	0.00	0.0000	0.81	1.81	2.94	2.56
27	18.74	4.30	5.81	18.90	0.0060	0.82	3.60	2.80	1.89
28	18.74	4.30	5.81	0.00	0.0000	0.82	3.60	2.80	1.88
29	19.10	1.89	5.63	13.08	0.0083	0.48	2.27	4.25	0.79
30	19.10	1.89	5.63	0.00	0.0000	0.48	2.27	4.25	7.05
31	16.72	3.10	1.36	15.22	0.0070	1.30	3.39	3.88	1.01
32	16.72	3.10	1.36	0.00	0.0000	1.30	3.39	3.88	0.97
33	18.01	9.76	2.34	24.52	0.0032	3.05	4.71	1.84	0.44
34	18.01	9.76	2.34	0.00	0.0000	3.05	4.71	1.84	0.43
35	16.69	3.09	5.77	16.97	0.0077	0.59	4.09	4.11	2.14
36	16.69	3.09	5.77	0.00	0.0000	0.59	4.09	4.11	2.12
37	20.99	6.66	4.70	20.50	0.0038	1.48	3.23	3.02	2.52
38	20.99	6.66	4.70	0.00	0.0000	1.48	3.23	3.02	2.49
39	17.28	7.69	7.27	18.41	0.0054	1.04	0.62	4.97	6.6
40	17.28	7.69	7.27	0.00	0.0000	1.04	0.62	4.97	123.71
41	15.83	6.52	8.16	16.20	0.0084	0.76	1.29	2.99	6.12
42	15.83	6.52	8.16	0.00	0.0000	0.76	1.29	2.99	16.66
43	19.06	4.92	6.33	17.67	0.0056	0.88	4.26	4.89	2.52
44	19.06	4.92	6.33	0.00	0.0000	0.88	4.26	4.89	2.51
45	19.84	11.39	5.37	22.43	0.0028	1.86	2.33	3.77	5.68
46	19.84	11.39	5.37	0.00	0.0000	1.86	2.33	3.77	6.37
47	18.90	5.57	3.63	18.90	0.0048	0.81	4.97	2.38	0.71
48	18.90	5.57	3.63	0.00	0.0000	0.81	4.97	2.38	0.7
49	20.57	8.31	0.36	22.55	0.0026	3.41	0.92	4.07	0.71
50	20.57	8.31	0.36	0.00	0.0000	3.41	0.92	4.07	6.82
51	20.31	8.65	3.81	21.75	0.0030	2.10	0.66	3.34	5.04
52	20.31	8.65	3.81	0.00	0.0000	2.10	0.66	3.34	62.52
53	15.80	5.93	1.77	17.61	0.0056	0.81	4.82	2.77	0.44
54	15.80	5.93	1.77	0.00	0.0000	0.81	4.82	2.77	0.43
55	16.38	10.48	5.12	20.00	0.0044	1.69	2.92	5.05	5.09
56	16.38	10.48	5.12	0.00	0.0000	1.69	2.92	5.05	5.24
57	17.93	4.61	2.75	17.93	0.0057	0.81	2.38	2.91	2.52
58	17.93	4.61	2.75	0.00	0.0000	0.81	2.38	2.91	3.05
59	19.36	10.82	4.48	22.20	0.0028	2.12	3.36	1.27	0.82
60	19.36	10.82	4.48	0.00	0.0000	2.12	3.36	1.27	0.82
61	20.63	10.88	5.78	22.45	0.0026	1.63	0.86	3.49	10.14
62	20.63	10.88	5.78	0.00	0.0000	1.63	0.86	3.49	43.77
63	15.11	6.62	6.49	16.23	0.0085	0.88	3.98	4.35	2.49
64	15.11	6.62	6.49	0.00	0.0000	0.88	3.98	4.35	2.48
65	20.40	7.75	0.68	22.05	0.0029	1.03	1.35	2.25	0.87
66	20.40	7.75	0.68	0.00	0.0000	1.03	1.35	2.25	1.78
67	18.84	11.89	9.57	20.63	0.0037	1.22	3.28	3.68	3.32
68	18.84	11.89	9.57	0.00	0.0000	1.22	3.28	3.68	3.32
69	20.82	12.65	1.05	24.58	0.0019	1.24	1.90	4.66	2.7

Dato	PROPIEDADES			GEOMETRIA			COMPORTAMIENTO			EXCITACIÓN		
	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_y (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)			
70	20.82	12.65	1.05	0.00	0.0000	3.62	1.90	4.66	5.45			
71	16.99	1.79	7.20	0.00	0.0095	0.37	2.64	4.53	1.05			
72	16.99	1.79	7.20	0.00	0.0000	0.37	2.64	4.53	5.77			
73	15.85	11.05	1.81	20.78	0.0036	3.64	3.59	2.43	0.77			
74	15.85	11.05	1.81	0.00	0.0000	3.64	3.59	2.43	0.75			
75	17.13	12.18	2.19	22.09	0.0028	3.60	2.99	2.13	1.23			
76	17.13	12.18	2.19	0.00	0.0000	3.60	2.99	2.13	1.21			
77	17.40	11.41	5.91	20.89	0.0036	1.83	1.68	3.08	7.9			
78	17.40	11.41	5.91	0.00	0.0000	1.83	1.68	3.08	9.91			
79	18.02	5.83	5.25	18.75	0.0052	1.08	4.05	3.85	2.08			
80	18.02	5.83	5.25	0.00	0.0000	1.08	4.05	3.85	2.07			
81	15.30	12.39	5.02	18.37	0.0071	1.79	3.05	5.27	4.97			
82	15.30	12.39	5.02	0.00	0.0000	1.79	3.05	5.27	4.95			
83	18.09	11.11	4.40	21.85	0.0031	2.08	1.39	3.33	6.98			
84	18.09	11.11	4.40	0.00	0.0000	2.08	1.39	3.33	14.65			
85	17.39	3.77	6.67	15.15	0.0070	0.63	2.57	3.22	3.47			
86	17.39	3.77	6.67	0.00	0.0000	0.63	2.57	3.22	4.36			
87	17.26	6.49	8.96	18.82	0.0060	0.75	3.15	2.37	2.19			
88	17.26	6.49	8.96	0.00	0.0000	0.75	3.15	2.37	2.19			
89	16.47	6.08	8.59	16.19	0.0084	0.72	0.70	3.39	5.53			
90	16.47	6.08	8.59	0.00	0.0000	0.72	0.70	3.39	65.13			
91	20.19	2.13	5.34	11.90	0.0076	0.55	4.28	2.74	1.24			
92	20.19	2.13	5.34	0.00	0.0000	0.55	4.28	2.74	1.23			
93	17.74	1.99	2.10	15.52	0.0080	0.66	4.28	5.61	1.25			
94	17.74	1.99	2.10	0.00	0.0000	0.66	4.28	5.61	1.50			
95	15.21	1.59	6.55	9.22	0.0106	0.35	3.53	1.45	0.77			
96	15.21	1.59	6.55	0.00	0.0000	0.35	3.53	1.45	0.77			
97	16.79	9.42	4.31	20.01	0.0047	1.75	3.58	5.41	3.58			
98	16.79	9.42	4.31	0.00	0.0000	1.75	3.58	5.41	3.55			
99	18.73	6.61	9.14	17.84	0.0054	0.80	1.24	5.20	7.03			
100	18.73	6.61	9.14	0.00	0.0000	0.80	1.24	5.20	33.09			
101	16.94	10.60	4.78	20.57	0.0038	1.79	3.78	3.24	1.95			
102	16.94	10.60	4.78	0.00	0.0000	1.79	3.78	3.24	1.93			
103	17.81	7.48	3.91	19.88	0.0046	0.85	1.36	2.09	4.5			
104	17.81	7.48	3.91	0.00	0.0000	0.85	1.36	2.09	8.44			
105	17.55	6.07	8.71	18.82	0.0030	0.74	1.28	4.66	5.57			
106	17.55	6.07	8.71	0.00	0.0000	0.74	1.28	4.66	27.47			
107	18.60	3.12	3.89	15.75	0.0088	0.86	2.25	1.95	2.25			
108	18.60	3.12	3.89	0.00	0.0000	0.86	2.25	1.95	2.66			
109	15.98	6.20	0.33	18.85	0.0051	0.70	2.31	2.98	0.26			
110	15.98	6.20	0.33	0.00	0.0000	0.70	2.31	2.98	0.24			
111	19.18	3.81	2.88	17.37	0.0057	0.81	0.93	5.80	0.8			
112	19.18	3.81	2.88	0.00	0.0000	0.81	0.93	5.80	46.38			
113	18.16	5.36	1.41	18.37	0.0048	0.85	4.84	2.95	0.4			
114	18.16	5.36	1.41	0.00	0.0000	0.85	4.84	2.95	0.39			
115	16.97	0.88	8.27	7.10	0.0100	0.26	1.41	3.33	0.3			
116	16.97	0.88	8.27	0.00	0.0000	0.26	1.41	3.33	13.48			
117	19.13	7.07	1.14	20.85	0.0036	1.16	2.16	1.25	0.45			
118	19.13	7.07	1.14	0.00	0.0000	1.16	2.16	1.25	0.44			
119	15.92	3.81	3.51	15.09	0.0077	0.96	0.70	2.65	0.71			
120	15.92	3.81	3.51	0.00	0.0000	0.96	0.70	2.65	34.93			
121	18.10	12.74	1.70	23.05	0.0022	1.52	3.19	3.71	1.83			
122	18.10	12.74	1.70	0.00	0.0000	1.52	3.19	3.71	1.8			
123	20.77	8.80	6.03	21.89	0.0033	1.50	2.66	4.29	5.13			
124	20.77	8.80	6.03	0.00	0.0000	1.50	2.66	4.29	5.7			
125	15.36	2.92	6.25	12.47	0.0087	0.51	3.87	4.89	2.7			

Dato	PROPIEDADES			GEOMETRIA			COMPORTAMIENTO			EXCITACIÓN		
	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_y (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)			
126	15.36	2.92	6.25	0.00	0.0000	0.51	3.87	4.89	2.82			
127	17.56	7.51	9.13	17.77	0.0054	0.84	2.27	4.31	7.03			
128	17.56	7.51	9.13	0.00	0.0000	0.84	2.27	4.31	8.1			
129	19.65	0.79	8.20	6.14	0.0113	0.28	1.87	1.61	1.32			
130	19.65	0.79	8.20	0.00	0.0000	0.26	1.87	1.61	3.07			
131	19.27	4.02	4.05	17.37	0.0057	1.04	3.54	2.96	1.85			
132	19.27	4.02	4.05	0.00	0.0000	1.04	3.54	2.96	1.84			
133	17.68	5.59	6.72	17.27	0.0057	0.85	3.28	2.56	2.12			
134	17.68	5.59	6.72	0.00	0.0000	0.85	3.28	2.56	2.11			
135	17.55	10.64	3.51	2.135	0.0033	2.35	4.82	4.48	1.52			
136	17.55	10.64	3.51	0.00	0.0000	2.35	4.82	4.48	1.5			
137	18.89	7.86	7.74	19.31	0.0049	0.05	2.87	3.04	3.45			
138	18.89	7.86	7.74	0.00	0.0000	0.05	2.87	3.04	3.45			
139	17.61	2.52	7.55	13.00	0.0083	0.45	2.10	1.02	1.58			
140	17.61	2.52	7.55	0.00	0.0000	0.45	2.10	1.02	1.58			
141	15.79	1.24	4.78	9.06	0.0107	0.37	3.06	1.68	1.05			
142	15.79	1.24	4.78	0.00	0.0000	0.37	3.06	1.68	1.04			
143	19.99	10.64	0.56	23.45	0.0020	1.39	3.66	5.24	1.11			
144	19.99	10.64	0.56	0.00	0.0000	1.39	3.66	5.24	1.08			
145	18.67	3.40	1.30	18.32	0.0058	2.20	2.55	3.32	1.15			
146	18.67	3.40	1.30	0.00	0.0000	2.20	2.55	3.32	1.39			
147	18.96	10.09	9.17	18.32	0.0048	1.02	3.50	5.13	4.11			
148	18.96	10.09	9.17	0.00	0.0000	1.02	3.50	5.13	4.1			
149	20.50	4.91	9.38	17.10	0.0058	0.87	0.69	5.12	5.27			
150	20.50	4.91	9.38	0.00	0.0000	0.87	0.69	5.12	105.01			
151	16.27	7.53	9.10	16.90	0.0080	0.80	1.49	4.94	7.89			
152	16.27	7.53	9.10	0.00	0.0000	0.80	1.49	4.94	21.63			
153	19.52	5.16	8.33	17.30	0.0052	0.77	1.05	3.57	4.97			
154	19.52	5.16	8.33	0.00	0.0000	0.74	1.05	3.57	30.6			
155	18.22	7.54	9.91	17.98	0.0054	0.81	2.14	4.92	8.28			
156	18.22	7.54	9.91	0.00	0.0000	0.81	2.14	4.92	10.54			
157	18.63	0.74	7.05	17.80	0.0047	0.27	2.23	1.33	1.1			
158	18.63	0.74	7.05	0.00	0.0000	0.27	2.23	1.33	1.47			
159	16.99	10.39	7.57	17.58	0.0049	0.22	4.40	5.44	2.73			
160	16.99	10.39	7.57	0.00	0.0000	0.22	4.40	5.44	2.71			
161	16.67	6.19	7.11	16.98	0.0069	0.84	2.49	4.96	5.58			
162	16.67	6.19	7.11	0.00	0.0000	0.84	2.49	4.96	7.54			
163	17.55	10.54	2.82	24.19	0.0032	2.75	1.70	4.33	4.78			
164	17.55	10.54	2.82	0.00	0.0000	2.75	1.70	4.33	10.35			
165	19.80	11.59	8.66	24.37	0.0033	1.86	3.01	3.91	4.18			
166	19.80	11.59	8.66	0.00	0.0000	1.75	3.01	3.91	4.18			
167	16.07	7.98	2.10	19.23	0.0145	2.60	0.51	5.58	1.06			
168	16.07	7.98	2.10	0.00	0.0000	2.60	0.51	5.58	119.43			
169	16.59	12.72	5.13	20.12	0.0084	1.82	1.79	2.59	6.39			
170	16.59	12.72	5.13	0.00	0.0000	1.82	1.79	2.59	6.96			
171	16.13	8.89	7.50	18.24	0.0052	1.04	3.88	4.81	3.06			
172	16.13	8.89	7.50	0.00	0.0000	1.04	3.88	4.81	3.05			
173	19.08	7.02	1.35	20.75	0.0036	3.70	0.61	4.15	1.1			
174	19.08	7.02	1.35	0.00	0.0000	3.70	0.61	4.15	42.53			
175	16.37	10.28	4.04	20.21	0.0040	1.94	0.69	5.03	5.14			
176	16.37	10.28	4.04	0.00	0.0000	1.94	0.69	5.03	86.19			
177	15.05	9.26	8.11	17.28	0.0058	0.98	2.84	3.11	3.61			
178	15.05	9.26	8.11	0.00	0.0000	0.98	2.84	3.11	3.59			
179	16.09	12.88	4.36	21.02	0.0035	2.15	1.81	3.62	7.22			
180	16.09	12.88	4.36	0.00	0.0000	2.15	1.81	3.62	9.12			
181	18.21	5.38	4.30	18.16	0.0052	1.20	1.27	2.73	2.57			

Dato	PROPIEDADES			COMPORTAMIENTO			EXCITACIÓN		
	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_y (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)
182	18.21	5.38	4.30	0.00	0.0000	1.20	1.27	2.73	13.46
183	16.69	11.65	2.50	21.48	0.0032	3.12	4.45	4.01	1.27
184	16.69	11.65	2.50	0.00	0.0000	3.12	4.45	4.01	1.25
185	16.92	7.30	1.44	19.80	0.0043	3.35	2.55	3.79	2.01
186	16.92	7.30	1.44	0.00	0.0000	3.35	2.55	3.79	2.09
187	19.22	3.08	4.78	15.81	0.0088	0.75	2.07	1.24	1.91
188	19.22	3.08	4.78	0.00	0.0000	0.75	2.07	1.24	1.91
189	18.07	2.81	3.26	15.14	0.0070	0.89	2.58	3.01	1.86
190	18.07	2.81	3.26	0.00	0.0000	0.89	2.58	3.01	2.92
191	18.37	9.37	3.58	21.19	0.003	2.7	4.87	3.06	0.99
192	18.37	9.37	3.58	0.00	0.0000	2.7	4.87	3.06	0.99
193	15.52	12.77	0.40	21.59	0.0032	3.25	1.53	4.30	1.64
194	15.52	12.77	0.40	0.00	0.0000	3.25	1.53	4.30	3.05
195	19.91	9.65	8.56	20.55	0.0038	2.78	0.89	2.78	12.33
196	19.91	9.65	8.56	0.00	0.0000	2.78	0.89	2.78	32.99
197	15.64	3.37	1.00	14.88	0.0072	2.33	3.37	4.17	0.75
198	15.64	3.37	1.00	0.00	0.0000	2.33	3.37	4.17	0.72
199	19.73	2.15	2.88	14.84	0.0072	2.33	1.04	1.22	1.03
200	19.73	2.15	2.88	0.00	0.0000	2.33	1.04	1.22	5
201	17.22	10.07	6.98	19.80	0.0042	2.28	4.39	5.68	2.84
202	17.22	10.07	6.98	0.00	0.0000	2.28	4.39	5.68	2.82
203	20.05	4.03	2.09	16.30	0.005	1.63	0.77	3.65	0.58
204	20.05	4.03	2.09	0.00	0.0000	1.63	0.77	3.65	31.52
205	16.23	8.84	2.42	0.80	0.0042	2.35	3.95	3.46	1.25
206	16.23	8.84	2.42	0.00	0.0000	2.35	3.95	3.46	1.25
207	18.36	8.15	1.54	21.04	0.0035	3.65	2.83	5.11	2.57
208	18.36	8.15	1.54	0.00	0.0000	3.65	2.83	5.11	2.95
209	16.70	8.98	1.29	20.50	0.0038	3.91	3.07	4.53	1.82
210	16.70	8.98	1.29	0.00	0.0000	3.91	3.07	4.53	1.77
211	18.23	6.06	3.60	18.95	0.0047	3.62	4.85	1.29	0.34
212	18.23	6.06	3.60	0.00	0.0000	3.62	4.85	1.29	0.34
213	20.02	2.59	1.50	16.24	0.0064	2.67	4.23	4.49	0.94
214	20.02	2.59	1.50	0.00	0.0000	2.67	4.23	4.49	0.91
215	15.35	7.69	3.41	0.00	0.0052	3.90	3.90	5.81	2.78
216	15.35	7.69	3.41	0.00	0.0000	3.90	3.90	5.81	2.78
217	15.99	4.23	0.58	16.41	0.0039	2.7	1.11	1.56	0.32
218	15.99	4.23	0.58	0.00	0.0000	2.7	1.11	1.56	0.32
219	18.60	10.84	7.30	20.91	0.0039	1.40	3.64	1.01	0.6
220	18.60	10.84	7.30	0.00	0.0000	1.40	3.64	1.01	0.6
221	15.55	8.19	2.33	18.88	0.0045	2.40	1.10	1.33	3.5
222	15.55	8.19	2.33	0.00	0.0000	2.40	1.10	1.33	4.43
223	19.22	10.28	3.87	22.05	0.002	3.2	0.82	4.54	6.19
224	19.22	10.28	3.87	0.00	0.0000	3.2	0.82	4.54	56.42
225	18.90	3.84	9.24	15.1	0.0070	0.75	4.24	3.67	1.93
226	18.90	3.84	9.24	0.00	0.0000	0.75	4.24	3.67	1.93
227	20.27	12.29	0.43	23.5	0.005	3.85	1.01	1.14	0.56
228	20.27	12.29	0.43	0.00	0.0000	3.85	1.01	1.14	0.62
229	17.63	9.70	5.87	20.25	0.0039	2.38	2.72	4.94	5.65
230	17.63	9.70	5.87	0.00	0.0000	2.38	2.72	4.94	6.2
231	17.04	2.68	6.04	13.45	0.008	0.53	0.88	1.40	2.26
232	17.04	2.68	6.04	0.00	0.0000	0.53	0.88	1.40	13.02
233	20.05	9.44	2.83	22.32	0.0027	2.70	0.64	2.25	4.29
234	20.05	9.44	2.83	0.00	0.0000	2.70	0.64	2.25	36.63
235	20.25	5.78	1.69	20.28	0.003	2.88	1.38	2.55	1.36
236	20.25	5.78	1.69	0.00	0.0000	2.88	1.38	2.55	5.39
237	19.88	3.55	3.02	17.85	0.0057	1.22	4.95	1.35	0.3

Dato	PROPIEDADES			GEOMETRIA			COMPORTAMIENTO			EXCITACION		
	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_v (dec)	τ_v (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)			
238	19.88	3.55	3.02	19.21	0.0000	1.22	4.95	1.35	0.29			
239	19.83	6.56	6.87	19.21	0.0048	1.03	0.64	4.06	5.9			
240	19.83	6.56	6.87	0.00	0.0000	1.03	0.64	4.06	93.76			
241	17.31	6.72	3.34	18.97	0.0047	1.68	4.59	4.54	1.59			
242	17.31	6.72	3.34	0.00	0.0000	1.68	4.59	4.54	1.57			
243	19.00	11.95	9.43	20.79	0.0038	1.25	2.86	5.81	6.9			
244	19.00	11.95	9.43	0.00	0.0000	1.25	2.86	5.81	7.04			
245	16.63	9.40	4.41	19.85	0.0042	1.70	2.73	1.78	1.84			
246	16.63	9.40	4.41	0.00	0.0000	1.70	2.73	1.78	1.82			
247	17.95	8.05	2.72	20.43	0.0038	2.34	1.64	5.04	3.19			
248	17.95	8.05	2.72	0.00	0.0000	2.34	1.64	5.04	12.79			
249	19.09	3.05	7.82	19.80	0.0077	0.62	3.30	4.06	2.99			
250	19.09	3.05	7.82	0.00	0.0000	0.62	3.30	4.06	3.48			
251	18.59	7.25	4.52	19.79	0.0042	1.41	1.41	2.62	4.61			
252	18.59	7.25	4.52	0.00	0.0000	1.41	1.41	2.62	10.89			
253	16.24	4.42	0.56	16.82	0.0080	1.97	0.57	1.97	0.24			
254	16.24	4.42	0.56	0.00	0.0000	1.97	0.57	1.97	2.24			
255	19.14	6.23	0.56	20.37	0.0039	5.76	0.79	2.70	0.44			
256	19.14	6.23	0.56	0.00	0.0000	5.76	0.79	2.70	4.54			
257	17.79	12.23	2.45	22.48	0.0028	5.43	0.65	5.36	5.03			
258	17.79	12.23	2.45	0.00	0.0000	5.43	0.65	5.36	85.46			
259	16.73	4.91	6.25	18.16	0.0084	0.78	3.76	2.91	1.83			
260	16.73	4.91	6.25	0.00	0.0000	0.78	3.76	2.91	1.81			
261	16.57	6.05	3.76	17.82	0.0057	1.36	0.66	2.26	2.33			
262	16.57	6.05	3.76	0.00	0.0000	1.36	0.66	2.26	36.57			
263	20.04	3.75	6.46	16.88	0.0083	0.77	0.98	5.25	2.21			
264	20.04	3.75	6.46	0.00	0.0000	0.77	0.98	5.25	51.32			
265	16.76	10.72	1.33	21.42	0.0032	3.52	1.90	3.65	2.79			
266	16.76	10.72	1.33	0.00	0.0000	3.52	1.90	3.65	3.71			
267	20.87	4.50	1.16	19.46	0.0044	3.21	2.53	4.41	1.12			
268	20.87	4.50	1.16	0.00	0.0000	3.21	2.53	4.41	2.21			
269	18.64	3.36	3.61	16.26	0.0087	0.97	1.19	5.49	0.91			
270	18.64	3.36	3.61	0.00	0.0000	0.97	1.19	5.49	29.51			
271	15.26	4.65	4.62	15.10	0.0074	0.86	2.14	4.56	3.16			
272	15.26	4.65	4.62	0.00	0.0000	0.86	2.14	4.56	7.89			
273	17.38	12.31	3.10	22.07	0.0028	2.86	4.49	4.84	1.67			
274	17.38	12.31	3.10	0.00	0.0000	2.86	4.49	4.84	1.64			
275	15.02	1.68	2.56	10.51	0.0088	0.83	3.57	2.96	0.97			
276	15.02	1.68	2.56	0.00	0.0000	0.83	3.57	2.96	0.96			
277	19.10	4.95	1.85	18.38	0.0071	1.37	1.71	5.37	1.26			
278	19.10	4.95	1.85	0.00	0.0000	1.37	1.71	5.37	9.4			
279	18.19	7.79	7.77	18.86	0.0048	1.00	3.09	5.09	4.89			
280	18.19	7.79	7.77	0.00	0.0000	1.00	3.09	5.09	5.15			
281	18.11	0.53	5.22	6.20	0.0127	0.20	3.56	2.61	0.38			
282	18.11	0.53	5.22	0.00	0.0000	0.20	3.56	2.61	1.2			
283	16.55	9.52	3.43	20.77	0.0010	2.09	2.83	1.03	0.72			
284	16.55	9.52	3.43	0.00	0.0000	2.09	2.83	1.03	0.72			
285	19.76	4.01	8.08	16.83	0.0083	0.83	1.05	5.47	3.21			
286	19.76	4.01	8.08	0.00	0.0000	0.83	1.05	5.47	47.95			
287	19.46	9.13	8.25	20.17	0.0040	1.14	1.49	3.64	9.82			
288	19.46	9.13	8.25	0.00	0.0000	1.14	1.49	3.64	15.7			
289	17.48	8.39	4.35	19.89	0.0042	1.64	1.81	4.29	5.44			
290	17.48	8.39	4.35	0.00	0.0000	1.64	1.81	4.29	10.99			
291	15.62	5.58	2.97	16.88	0.0080	1.47	2.40	5.08	3.26			
292	15.62	5.58	2.97	0.00	0.0000	1.47	2.40	5.08	5.73			
293	17.45	9.47	3.83	20.82	0.0037	1.99	2.06	3.84	5.26			

Dato	PROPIEDADES			COMPORTAMIENTO			EXCITACION		
	γ (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_y (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)
294	17.45	9.47	3.83	0.0034	0.0000	0.89	2.06	3.84	7.2
295	18.51	1.62	3.56	12.58	0.0088	0.57	3.02	1.54	0.94
296	18.51	1.62	3.56	0.0034	0.0000	0.57	3.02	1.54	0.92
297	17.54	1.93	8.99	11.07	0.0095	0.35	2.05	5.62	1.12
298	17.54	1.93	8.99	0.0034	0.0000	0.35	2.05	5.62	12.6
299	15.97	2.17	4.35	12.11	0.0089	0.55	4.61	5.27	1.83
300	15.97	2.17	4.35	0.0034	0.0000	0.55	4.61	5.27	1.83
301	19.09	6.53	6.95	18.78	0.0048	0.99	4.15	3.46	1.88
302	19.09	6.53	6.95	0.0034	0.0000	0.99	4.15	3.46	1.86
303	17.09	3.47	8.00	4.07	0.0077	0.52	0.89	2.62	2.55
304	17.09	3.47	8.00	0.0034	0.0000	0.52	0.89	2.62	29.54
305	16.82	0.86	9.86	3.22	0.0127	0.72	3.25	4.98	0.53
306	16.82	0.86	9.86	0.0034	0.0000	0.72	3.25	4.98	4.1
307	15.89	4.11	9.17	13.56	0.0080	0.54	0.66	1.96	3.88
308	15.89	4.11	9.17	0.0034	0.0000	0.54	0.66	1.96	39.24
309	19.35	12.46	1.97	23.67	0.0019	0.25	2.61	4.98	3.61
310	19.35	12.46	1.97	0.0034	0.0000	0.25	2.61	4.98	4.44
311	15.08	12.24	5.80	9.47	0.0042	0.56	2.98	1.88	1.78
312	15.08	12.24	5.80	0.0034	0.0000	0.56	2.98	1.88	1.77
313	16.14	2.85	2.46	14.92	0.0077	0.52	0.95	1.63	0.64
314	16.14	2.85	2.46	0.0034	0.0000	0.52	0.95	1.63	7.22
315	19.61	9.95	5.17	23.74	0.0031	0.79	4.80	5.57	2.24
316	19.61	9.95	5.17	0.0034	0.0000	0.79	4.80	5.57	2.22
317	17.32	1.57	4.57	9.49	0.0088	0.48	3.53	3.59	1.42
318	17.32	1.57	4.57	0.0034	0.0000	0.48	3.53	3.59	2.1
319	19.79	7.63	0.26	21.77	0.0030	0.80	1.37	5.32	0.85
320	19.79	7.63	0.26	0.0034	0.0000	0.80	1.37	5.32	3.78
321	20.10	5.98	7.16	18.78	0.0048	0.99	4.43	4.79	2.34
322	20.10	5.98	7.16	0.0034	0.0000	0.99	4.43	4.79	2.33
323	16.14	9.33	2.00	20.40	0.0040	0.64	1.26	3.95	2.68
324	16.14	9.33	2.00	0.0034	0.0000	0.64	1.26	3.95	12.5
325	18.18	0.63	5.12	7.24	0.0048	0.28	4.98	4.84	0.5
326	18.18	0.63	5.12	0.0034	0.0000	0.28	4.98	4.84	1.33
327	15.53	12.73	8.05	9.80	0.0042	0.56	2.93	4.32	4.85
328	15.53	12.73	8.05	0.0034	0.0000	0.56	2.93	4.32	4.83
329	18.44	6.88	8.86	9.86	0.0088	0.63	3.62	5.55	4.14
330	18.44	6.88	8.86	0.0034	0.0000	0.63	3.62	5.55	4.14
331	17.07	5.75	4.99	17.56	0.0088	0.57	1.10	4.79	2.74
332	17.07	5.75	4.99	0.0034	0.0000	0.57	1.10	4.79	34.25
333	20.43	5.49	8.75	7.03	0.0088	0.57	1.13	5.01	5.65
334	20.43	5.49	8.75	0.0034	0.0000	0.57	1.13	5.01	38.19
335	18.79	8.35	2.38	21.18	0.0034	0.76	2.93	2.32	1.52
336	18.79	8.35	2.38	0.0034	0.0000	0.76	2.93	2.32	1.5
337	18.05	1.88	9.03	17.27	0.0088	0.89	0.95	4.53	0.3
338	18.05	1.88	9.03	0.0034	0.0000	0.89	0.95	4.53	46.76
339	15.44	9.40	8.30	17.62	0.0055	0.97	1.74	5.21	9.75
340	15.44	9.40	8.30	0.0034	0.0000	0.97	1.74	5.21	16.64
341	18.89	11.77	8.96	20.35	0.0034	0.99	4.21	3.97	2.17
342	18.89	11.77	8.96	0.0034	0.0000	0.99	4.21	3.97	2.17
343	17.51	3.45	3.02	15.37	0.0088	0.58	2.14	4.88	1.09
344	17.51	3.45	3.02	0.0034	0.0000	0.58	2.14	4.88	6.99
345	17.77	12.26	2.76	22.88	0.0077	0.52	2.98	4.11	2.01
346	17.77	12.26	2.76	0.0034	0.0000	0.52	2.98	4.11	1.98
347	17.72	8.06	2.50	20.35	0.0034	2.48	2.76	2.04	2.6
348	17.72	8.06	2.50	0.0034	0.0000	2.48	2.76	2.04	2.6
349	20.57	8.29	7.90	20.38	0.0034	0.15	4.80	5.77	2.46

Dato	PROPIEDADES	GEOMETRIA		COMPORTAMIENTO			EXCITACION		
	γ_c (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_y (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)
350	20.57	8.29	7.90	0.00	0.0000	1.15	4.80	5.77	2.44
351	19.39	5.42	4.70	18.72	0.0049	1.18	2.73	4.86	3.85
352	19.39	5.42	4.70	0.00	0.0000	1.18	2.73	4.86	5.68
353	20.44	11.96	9.28	21.58	0.0031	1.34	4.62	2.73	1.21
354	20.44	11.96	9.28	0.00	0.0000	1.34	4.62	2.73	1.21
355	20.76	8.93	3.36	22.24	0.0027	2.41	3.92	1.91	0.91
356	20.76	8.93	3.36	0.00	0.0000	2.41	3.92	1.91	0.89
357	20.29	11.98	6.18	22.84	0.0025	1.85	2.78	4.99	5.74
358	20.29	11.98	6.18	0.00	0.0000	1.85	2.78	4.99	6.17
359	15.50	12.78	8.74	19.03	0.0047	1.19	2.05	4.20	9.15
360	15.50	12.78	8.74	0.00	0.0000	1.19	2.05	4.20	9.66
361	20.78	1.94	3.58	14.31	0.0074	0.70	3.86	3.14	1.43
362	20.78	1.94	3.58	0.00	0.0000	0.70	3.86	3.14	1.48
363	19.90	4.07	8.38	18.93	0.0083	0.63	3.15	4.33	3.73
364	19.90	4.07	8.38	0.00	0.0000	0.63	3.15	4.33	4.17
365	17.12	11.18	9.49	19.31	0.0045	1.09	0.62	2.00	16.8
366	17.12	11.18	9.49	0.00	0.0000	1.09	0.62	2.00	47.65
367	16.73	5.89	8.55	16.24	0.0087	0.74	3.10	2.44	2.31
368	16.73	5.89	8.55	0.00	0.0000	0.74	3.10	2.44	2.31
369	16.60	7.60	7.82	17.88	0.0088	0.91	3.59	3.99	2.95
370	16.60	7.60	7.82	0.00	0.0000	0.91	3.59	3.99	2.93
371	15.84	9.79	7.83	18.31	0.0057	0.97	2.07	4.74	8.57
372	15.84	9.79	7.83	0.00	0.0000	0.97	2.07	4.74	10.61
373	17.24	9.16	7.66	19.00	0.0046	1.15	1.70	2.55	7.23
374	17.24	9.16	7.66	0.00	0.0000	1.15	1.70	2.55	8.09
375	15.59	10.13	9.43	17.68	0.0055	0.94	1.89	1.41	3.42
376	15.59	10.13	9.43	0.00	0.0000	0.94	1.89	1.41	3.42
377	15.86	5.09	1.76	16.33	0.0061	2.09	2.99	4.68	2.07
378	15.86	5.09	1.76	0.00	0.0000	2.09	2.99	4.68	2.22
379	20.91	10.50	3.34	26.70	0.0022	2.26	1.15	4.84	6
380	20.91	10.50	3.34	0.00	0.0000	2.26	1.15	4.84	29.62
381	17.08	12.24	1.89	22.18	0.0028	3.78	4.02	2.11	0.58
382	17.08	12.24	1.89	0.00	0.0000	3.78	4.02	2.11	0.58
383	15.34	5.78	3.35	17.77	0.0077	1.05	4.98	1.93	0.47
384	15.34	5.78	3.35	0.00	0.0000	1.05	4.98	1.93	0.46
385	18.19	0.77	9.59	3.71	0.0072	0.72	4.59	4.76	0.97
386	18.19	0.77	9.59	0.00	0.0000	0.72	4.59	4.76	1.95
387	16.71	8.10	8.59	17.79	0.0050	0.90	3.52	1.94	1.4
388	16.71	8.10	8.59	0.00	0.0000	0.90	3.52	1.94	1.4
389	20.77	2.53	0.80	18.85	0.0078	0.77	4.35	1.49	0.04
390	20.77	2.53	0.80	0.00	0.0000	0.77	4.35	1.49	0.04
391	16.50	1.54	7.73	9.75	0.0058	0.82	2.13	4.97	0.67
392	16.50	1.54	7.73	0.00	0.0000	0.82	2.13	4.97	9.7
393	15.50	8.14	1.95	18.07	0.0075	1.32	4.33	1.58	0.29
394	15.50	8.14	1.95	0.00	0.0000	1.32	4.33	1.58	0.29
395	20.21	10.09	8.45	20.98	0.0035	1.26	4.78	5.69	2.46
396	20.21	10.09	8.45	0.00	0.0000	1.26	4.78	5.69	2.44
397	17.92	7.87	6.20	19.28	0.0045	1.20	0.54	5.14	5.88
398	17.92	7.87	6.20	0.00	0.0000	1.20	0.54	5.14	165.48
399	15.78	3.85	1.07	16.86	0.0067	2.67	2.00	5.29	0.83
400	15.78	3.85	1.07	0.00	0.0000	2.67	2.00	5.29	3.49
401	20.65	3.70	4.42	17.53	0.0053	0.98	4.83	1.61	0.5
402	20.65	3.70	4.42	0.00	0.0000	0.98	4.83	1.61	0.5
403	19.31	8.47	7.25	20.08	0.0040	1.19	2.53	3.56	5.05
404	19.31	8.47	7.25	0.00	0.0000	1.19	2.53	3.56	5.25
405	17.39	10.93	2.45	21.89	0.0031	3.21	1.38	1.33	3.37

Dato	PROPIEDADES	GEOMETRIA		CONPORTAMIENTO			EXCITACIÓN		
	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa%)	γ_y (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)
406	17.39	10.93	2.45	0.00	0.0000	0.812	1.38	1.33	3.47
407	16.24	1.78	7.68	0.028	0.0100	0.351	4.55	3.94	1.69
408	16.24	1.78	7.68	0.00	0.0000	0.351	4.55	3.94	1.67
409	18.22	4.50	7.58	16.23	0.0084	0.68	3.90	2.16	1.25
410	18.22	4.50	7.58	0.00	0.0000	0.68	3.90	2.16	1.25
411	17.90	2.44	9.63	12.218	0.0088	0.39	0.95	1.91	3.31
412	17.90	2.44	9.63	0.00	0.0000	0.39	0.95	1.91	17.96
413	15.86	12.15	3.22	20.87	0.0036	2.57	4.35	5.09	2
414	15.86	12.15	3.22	0.00	0.0000	2.57	4.35	5.09	1.95
415	17.86	9.93	6.29	20.37	0.003	2.2	1.07	5.76	8.49
416	17.86	9.93	6.29	0.00	0.0000	2.2	1.07	5.76	47.78
417	15.31	6.26	6.46	16.1	0.008	0.66	0.59	1.41	5.24
418	15.31	6.26	6.46	0.00	0.0000	0.66	0.59	1.41	31.72
419	15.28	9.50	6.26	16.25	0.0052	2.1	1.01	1.95	8.08
420	15.28	9.50	6.26	0.00	0.0000	2.1	1.01	1.95	16.27
421	17.98	12.24	4.19	22.12	0.0028	2.32	3.85	2.99	1.69
422	17.98	12.24	4.19	0.00	0.0000	2.32	3.85	2.99	1.67
423	16.85	4.33	6.63	15.48	0.0068	0.69	2.73	3.81	3.83
424	16.85	4.33	6.63	0.00	0.0000	0.69	2.73	3.81	4.63
425	20.44	10.58	2.03	23.28	0.002	3.89	3.76	1.77	0.64
426	20.44	10.58	2.03	0.00	0.0000	3.89	3.76	1.77	0.63
427	18.16	4.79	3.47	17.39	0.005	2.28	2.20	4.57	2.45
428	18.16	4.79	3.47	0.00	0.0000	2.28	2.20	4.57	7.04
429	16.24	7.63	2.04	0.00	0.0000	2.80	1.68	5.87	2.41
430	16.24	7.63	2.04	0.00	0.0000	2.80	1.68	5.87	11.46
431	17.05	11.72	2.08	21.88	0.0030	3.62	2.88	3.98	2.69
432	17.05	11.72	2.08	0.00	0.0000	3.62	2.88	3.98	2.68
433	15.94	6.94	7.68	16.1	0.006	0.61	0.92	3.95	5.25
434	15.94	6.94	7.68	0.00	0.0000	0.61	0.92	3.95	43.97
435	20.07	8.55	2.15	22.02	0.0028	3.16	3.20	1.97	1
436	20.07	8.55	2.15	0.00	0.0000	3.16	3.20	1.97	0.99
437	18.15	4.34	5.05	16.83	0.0080	0.89	2.16	5.60	2.41
438	18.15	4.34	5.05	0.00	0.0000	0.89	2.16	5.60	10.56
439	20.75	9.18	0.80	26.02	0.002	3.07	3.03	1.46	0.24
440	20.75	9.18	0.80	0.00	0.0000	3.07	3.03	1.46	0.24
441	15.30	9.68	2.81	9.87	0.004	0.8	0.71	5.74	2.96
442	15.30	9.68	2.81	0.00	0.0000	0.8	0.71	5.74	76.16
443	19.27	9.71	1.80	22.37	0.002	3.82	3.32	3.60	1.66
444	19.27	9.71	1.80	0.00	0.0000	3.82	3.32	3.60	1.64
445	19.88	3.93	4.52	17.1	0.005	0.9	4.81	1.28	0.37
446	19.88	3.93	4.52	0.00	0.0000	0.9	4.81	1.28	0.37
447	19.19	5.72	7.26	18.07	0.003	0.87	4.62	3.73	1.65
448	19.19	5.72	7.26	0.00	0.0000	0.87	4.62	3.73	1.63
449	18.79	5.25	0.58	19.84	0.0015	5.13	2.46	1.93	0.2
450	18.79	5.25	0.58	0.00	0.0000	5.13	2.46	1.93	0.19
451	15.38	1.54	2.30	10.37	0.0099	0.65	4.64	4.16	0.81
452	15.38	1.54	2.30	0.00	0.0000	0.65	4.64	4.16	0.81
453	19.19	11.22	4.65	22.24	0.0027	2.1	1.26	1.65	6.52
454	19.19	11.22	4.65	0.00	0.0000	2.1	1.26	1.65	8.25
455	17.53	1.99	5.35	12.50	0.0086	0.48	1.00	2.36	0.68
456	17.53	1.99	5.35	0.00	0.0000	0.48	1.00	2.36	18.3
457	15.19	2.05	4.83	10.01	0.0095	0.48	4.71	2.57	0.82
458	15.19	2.05	4.83	0.00	0.0000	0.48	4.71	2.57	0.81
459	20.82	11.61	7.90	22.1	0.0028	2.1	3.74	4.01	2.77
460	20.82	11.61	7.90	0.00	0.0000	2.1	3.74	4.01	2.77
461	15.67	11.04	4.80	19.78	0.0042	2.73	0.89	3.47	6.48

Dato	PROPIEDADES	GEOMETRIA		COMPORTAMIENTO			EXCITACION		
	γ_i (KN/m ³)	H (m)	α (deg)	M (KPa/%)	γ_y (dec)	τ_y (KPa)	f (Hz)	A (m/s ²)	Dh/ciclo (cm)
462	15.67	11.04	4.80	10.00	0.0000	0.173	0.89	3.47	36.88
463	15.23	6.94	8.79	15.74	0.0087	0.073	4.82	2.35	0.921
464	15.23	6.94	8.79	10.00	0.0000	0.073	4.82	2.35	0.92
465	20.60	11.28	7.37	22.00	0.0028	0.055	4.58	3.48	1.58
466	20.60	11.28	7.37	10.00	0.0000	0.055	4.58	3.48	1.58
467	18.48	9.56	7.61	20.10	0.0040	0.122	3.33	2.47	2.04
468	18.48	9.56	7.61	10.00	0.0000	0.122	3.33	2.47	2.04
469	16.88	8.54	3.04	19.94	0.0041	0.215	1.13	3.30	3.29
470	16.88	8.54	3.04	10.00	0.0000	0.215	1.13	3.30	17.29
471	20.94	5.30	6.38	18.83	0.0048	0.097	2.84	3.92	3.92
472	20.94	5.30	6.38	10.00	0.0000	0.097	2.84	3.92	4.52
473	17.36	2.26	9.97	1.35	0.0093	0.030	4.02	2.10	1.12
474	17.36	2.26	9.97	10.00	0.0000	0.030	4.02	2.10	1.12
475	19.67	2.05	9.78	12.27	0.0088	0.037	3.15	3.08	2.45
476	19.67	2.05	9.78	10.00	0.0000	0.037	3.15	3.08	2.82
477	20.28	1.20	7.82	10.69	0.0097	0.324	1.44	2.85	0.68
478	20.28	1.20	7.82	10.00	0.0000	0.324	1.44	2.85	11.61
479	18.43	11.59	9.76	20.9	0.0040	0.110	1.00	2.43	15.24
480	18.43	11.59	9.76	10.00	0.0000	0.110	1.00	2.43	22.83
481	19.13	3.90	1.83	17.77	0.0055	0.091	1.11	1.32	1.16
482	19.13	3.90	1.83	10.00	0.0000	0.091	1.11	1.32	3.2
483	18.82	4.16	3.68	17.19	0.0067	0.070	3.55	4.83	2.63
484	18.82	4.16	3.68	10.00	0.0000	0.070	3.55	4.83	2.96
485	19.47	11.68	8.81	24.18	0.0032	0.032	0.94	5.11	16.06
486	19.47	11.68	8.81	10.00	0.0000	0.032	0.94	5.11	56.87
487	20.67	6.78	9.48	18.80	0.0048	0.085	3.35	4.21	3.64
488	20.67	6.78	9.48	10.00	0.0000	0.085	3.35	4.21	3.64
489	16.81	3.48	8.54	13.70	0.0078	0.050	2.89	2.48	2.65
490	16.81	3.48	8.54	10.00	0.0000	0.050	2.89	2.48	2.64
491	17.01	11.00	6.06	20.40	0.0039	0.033	1.03	5.05	8.93
492	17.01	11.00	6.06	10.00	0.0000	0.033	1.03	5.05	44.51
493	20.60	3.83	1.03	18.56	0.0050	0.008	3.05	1.52	0.22
494	20.60	3.83	1.03	10.00	0.0000	0.008	3.05	1.52	0.21
495	15.87	12.59	9.54	18.95	0.001	0.000	1.71	3.87	11.36
496	15.87	12.59	9.54	10.00	0.0000	0.000	1.71	3.87	12.84
497	20.04	1.48	3.34	12.99	0.0083	0.030	4.56	3.45	1.08
498	20.04	1.48	3.34	10.00	0.0000	0.030	4.56	3.45	1.08
499	20.52	6.33	7.60	18.10	0.0049	0.056	4.13	4.29	2.41
500	20.52	6.33	7.60	10.00	0.0000	0.056	4.13	4.29	2.4