



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA

SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS LISAS, CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, GUATEMALA.

Autor: M.Sc. Ing. Erick José Rodas Aldana

Asesor de Tesis M.Sc Ing. Julio Roberto Luna Aroche

Guatemala, noviembre 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
ESCUELA DE ESTUDIOS DE POSTGRADO



SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO
DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS
LISAS, CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, GUATEMALA.

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERIA
POR:

AUTOR: M.SC. ING. ERICK JOSÉ RODAS ALDANA
ASESOR DE TESIS M.SC ING. JULIO ROBERTO LUNA AROCHE

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
MÁSTER EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

GUATEMALA, NOVIEMBRE 2011

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERIA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

Decano: Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Vocal I: Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
Vocal II: Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Vocal III: Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
Vocal IV: Ing. Juan Carlos Molina Jiménez
Vocal V: Br. Mario Maldonado Muralles
Secretario: Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



JURADO EXAMINADOR QUE PRACTICÓ EL
EXAMEN PRIVADO DE TESIS, SEGÚN EL
ACTA CORRESPONDIENTE

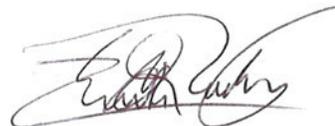
Decano:	M. Sc. Murphy Olympo Paiz Recinos
Examinadora:	Ph.D. Mayra Virginia Castillo Montes
Examinador:	M. Sc. Julio Roberto Luna Aroche
Examinador:	M. Sc. Alan Giovanni Cosillo Pinto
Secretario:	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO
DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS
LISAS, CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, GUATEMALA.

Tema que me fue aprobado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado, en mayo de 2011.



M.Sc. ING. Erick José Rodas Aldana



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
de Postgrado

Como Coordinador de la Maestría en Ingeniería Geotécnica, y revisor del trabajo de tesis de graduación titulado **SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS LISAS, CHIQUIMULILLA, SAN TA ROSA, GUATEMALA**, presentado por el Ingeniero Civil **Erick José Rodas Aldana**, apruebo y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”



Ing. Julio Roberto Luna Aroche
Coordinador
Escuela de Estudios de Postgrado

Guatemala, noviembre de 2011.

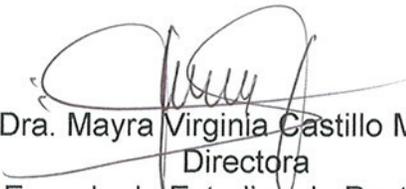
Cc: archivo
/la



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
de Postgrado

Como Revisor de la Maestría en Ingeniería Geotécnica del trabajo de tesis de graduación titulado **SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS LISAS, CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, GUATEMALA**. Presentado por el Ingeniero Civil **Erick José Rodas Aldana**, apruebo el presente y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Dra. Mayra Virginia Castillo Montes
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado



Guatemala, noviembre de 2011.

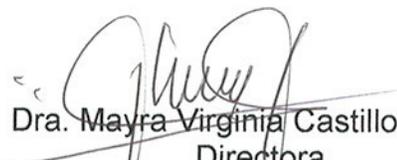
Cc: archivo
/la



Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios
de Postgrado

El Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen y dar el visto bueno del revisor y la aprobación del área de Lingüística del trabajo de tesis de graduación titulado **SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS LISAS, CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, GUATEMALA** presentado por el Ingeniero Civil **Erick José Rodas Aldana**, apruebo el presente y recomiendo la autorización del mismo.

“ID Y ENSEÑAD A TODOS”


Dra. Mayra Virginia Castillo Montes
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado



Guatemala, noviembre de 2011.

Cc: archivo
/la



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Postgrado, al trabajo de graduación de la Maestría en Ingeniería Geotécnica titulado: **SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS LISAS, CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, GUATEMALA**, presentado por el Ingeniero Civil **Erick José Rodas Aldana** procede a la autorización para la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
DECANO



Guatemala, noviembre de 2011.



Ortotesis

Revisamos Ortografía y Redacción en:
Tesis, temarios, informes de EPS,
libros, revistas, discursos, etc.
ESPECIALIDAD EN IDIOMA ESPAÑOL

CONSTANCIA

Se hace constar que se realizó la "Revisión y corrección" de la tesis titulada:

SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN POR MEDIO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR: LAS LISAS, CHIQUIMULILLA, SANTA ROSA, GUATEMALA

La revisión abarca: signos de puntuación, acentuación, ortografía, redacción clara, coherente y precisa, respetando las normas dadas en el propedéutico de tesis; incluye el artículo.

El estudio fue realizado por el estudiante

M.Sc. ING. ERICK JOSÉ RODAS ALDANA

De la Escuela de Estudios de Posgrado, Maestría en Ingeniería geotécnica, de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Y para el uso que al interesado convenga, se extiende la presente, el 15 de noviembre de 2011.

Licda. Elyía Alvarado de Yantuche
Licenciada en Letras
Colegiada No. 11,014

Elvia A. de Yantuche
Licenciada en Letras
Colegiada 11014

FREDDY BARRIOS DE LEÓN
Especialidad en Idioma Español y Literatura
11 calle A 32-50-0 zona 21
Colonia Justo Rufino Barrios
Teléfono: 5700-3994

Teléfono: 700-3994 Estamos cerca de la USAC.

Índice

Índice	I
Índice de figuras.....	III
Índice de tablas.....	III
Índice de gráficas.....	IV
Índice de fotografías	IV
Símbolos.....	V
Glosario	XI
Abstract.....	XV
Resumen	XVII
Objetivos.....	XIX
Introducción	XXI
1 Licuefacción	1
1.1 Descripción del fenómeno de licuefacción.....	1
1.2 Historia de la licuefacción	3
1.3 Evaluación de riesgo a la licuefacción	9
1.3.1 Suelos susceptibles a la licuefacción	9
1.3.2 Suelos granulares	10
1.3.3 Suelos con presencia de finos	11
1.4 Análisis del potencial de licuefacción.....	12
1.4.1 Caracterización de la relación de esfuerzo cíclico	12
1.4.2 Característica de la relación de resistencia cíclica	16
1.4.2.1 Comparación de método SPT y CPT.....	17
1.4.3 Relación a la resistencia cíclica por medio del SPT	18
1.5 Determinación del potencial de licuefacción	25
1.6 Estabilización para arenas susceptibles a la licuefacción.....	27
1.6.1 Cimentaciones profundas.....	27
1.6.2 Técnicas de densificación del suelo	28
1.6.3 Técnicas de drenaje	29
1.6.4 Modificación del grado de saturación	30
1.7 Sismos.....	30
1.7.1 Magnitud e intensidad de los sismos.....	31
1.7.1.1 Magnitud de un sismo.....	31
1.7.1.2 Intensidad	35
1.7.2 Energía de un sismo	36
1.7.3 Sismos superficiales.....	37
1.7.4 Riesgo sísmico.....	39
1.7.5 Localización de un sismo	39
2 Dinámica de suelos	41
2.1 Características de los problemas de la dinámica de suelos	41

2.2	Fundamentos de vibración	42
2.2.1	Sistema elemental	42
2.2.2	Vibración libre amortiguada	44
2.2.3	Vibración forzada amortiguada	48
2.3	Propagación de ondas en un medio elástico	50
2.3.1	Ondas longitudinales u ondas P	50
2.3.2	Ondas transversales u ondas S	51
2.3.3	Ondas <i>Rayleigh</i>	52
2.4	Velocidad de ondas	53
2.5	Propiedades dinámicas de los suelos	56
2.5.1	Módulo de esfuerzo de cortante G	57
2.5.2	Efectos de la velocidad de aplicación de la carga	60
2.5.3	Efectos de las cargas cíclicas	62
2.5.4	Ensayo triaxial cíclico	63
2.5.5	Corte simple cíclico	63
2.5.6	Otros ensayos de laboratorio	65
2.5.7	Métodos de campo	65
2.5.8	Sondeo dinámico	66
3	Localización y características del área en estudio	67
3.1	Localización geográfica del área en estudio	67
3.2	Geología regional	68
3.3	Geología local	70
3.4	Sismicidad en Las Lisas	72
3.4.1	Índice de sismicidad	72
3.4.2	Aceleración de diseño para el sismo básico	73
3.4.3	Aceleración de diseño de servicio (Sismo frecuente)	74
3.4.4	Perfil del suelo	75
4	Cálculo de la susceptibilidad a la licuefacción en Las Lisas por medio del sondeo de penetración estándar	77
4.1	Descripción del lugar	77
4.1.1	Elección del área de estudio	77
4.2	Exploración geotécnica	78
4.3	Ensayos de laboratorio	78
4.4	Nivel freático	80
4.5	Definición del problema	80
4.5.1	Solución para tres metros de profundidad	81
4.5.2	Solución para 4.5 metros de profundidad	88
4.5.3	Solución para 7.5 metros de profundidad	93
5	Conclusiones	101
6	Recomendaciones	103
7	Bibliografía	105
Apéndice	109
	Apéndice 1: tabla de perforaciones	110
	Apéndice 2: resumen de laboratorio	113

Apéndice 3: plano de localización	114
Apéndice 4: ubicación de sondeos	115
Apéndice 5: perfil estratigráfico	116
Apéndice 6: gráfica de golpes del SPT	117
Apéndice 7: granulometría	120
Apéndice 8: límites de <i>Atterberg</i>	121
Apéndice 9: fotografías del SPT	122

Índice de figuras

Figura 1: condiciones para determinar CSR del terremoto	13
Figura 2: cimentaciones profundas	28
Figura 3: sistema de drenes verticales de grava	29
Figura 4: sistema elemental de un grado de libertad amortiguado	43
Figura 5: típica de amortiguamiento de movimiento débil	48
Figura 6: factor de amplificación en función de la razón de frecuencia para distintos valores de amortiguamiento	49
Figura 7: ondas P o longitudinales	51
Figura 8: ondas S o transversales o de corte	52
Figura 9: ondas <i>Rayleigh</i>	52
Figura 10: comparación entre velocidad de las ondas S, P y R con respecto al coeficiente de <i>Poisson</i>	55
Figura 11: efectos de la carga repetida	62
Figura 12: representación de resultados de ensayos de corte simple cíclico ...	64
Figura 13: ubicación geográfica de Las Lisas	67
Figura 14: entorno tectónico de Guatemala	68
Figura 15: subducción de placas tectónicas	69
Figura 16: falla transformante	70
Figura 17: mapa base de microzonificación sísmica de la República	73
Figura 18: plano de localización	114
Figura 19: Plano de ubicación de sondeos	115
Figura 20: perfil estratigráfico sección A-A'	116

Índice de tablas

Tabla 1: comparación en los ensayos en el lugar para evaluar CRR.	17
Tabla 2: ventajas del SPT y CPT	18
Tabla 3: factores de corrección para los valores N del SPT	22
Tabla 4: factor de seguridad recomendado para evaluar la susceptibilidad a la licuefacción	27

Tabla 5: terremotos de mayor magnitud desde 1900 hasta 2011.....	37
Tabla 6: Terremotos registrados en Guatemala	38
Tabla 7: velocidades de las ondas P	55
Tabla 8: aceleraciones máximas efectivas para un sismo básico y para el sismo frecuente.....	74
Tabla 9: valor de los períodos T_A y T_B para distintos perfiles del suelo.	74
Tabla 10: Coordenadas del sitio geográficas y UTM del sitio a estudiar	77
Tabla 11: resumen de los resultados de ensayos de laboratorio.....	79
Tabla 12: resumen del cálculo de la licuefacción	99
Tabla 13: tabla de perforaciones S1	110
Tabla 14: tabla de perforaciones S2.....	111
Tabla 15: tabla de perforaciones S3.....	112
Tabla 16: resumen de laboratorio de Las Lisas.....	113
Tabla 17: granulometría de Las Lisas	120
Tabla 18: límites de <i>Atterberg</i> de Las Lisas.....	121

Índice de gráficas

Gráfica 1: granulometría de algunos suelos que se han licuado	2
Gráfica 2: variación de r_d con respecto a la profundidad	14
Gráfica 3: CRR frente a número de penetración estándar corregido $(N_1)_{60}$	19
Gráfica 4: relación del factor de pendiente (k_α) contra <i>alfa</i> (α).	25
Gráfica 5: diagrama esfuerzo frente a deformación de un material lineal y no lineal	57
Gráfica 6: reducción del módulo de corte frente a la deformación.....	58
Gráfica 7: Respuesta de un suelo sometido a una carga cíclica	60
Gráfica 8: grafica de golpes de los sondeos del SPT	100
Gráfica 9: gráfica de golpes del sondeo 1	117
Gráfica 10: gráfica de golpes del sondeo 2	118
Gráfica 11: gráfica de golpes del sondeo 3	119

Índice de fotografías

Fotografía 1: daños causados por el terremoto en 1964, en <i>Niigata</i> , Japón	3
Fotografía 2: sismo de Alaska 1964, de magnitud de 9.2 grados en la escala de <i>Richter</i>	4
Fotografía 3: volcanes de arena debido a la licuefacción en el terremoto de Loma Prieta, Estados Unidos, el 17 de octubre de 1989.....	5
Fotografía 4:El terremoto de <i>Hanshin</i> de 1995, que comúnmente se le llama terremoto de <i>Kobe</i>	6

Fotografía 5: terremoto del 22 de mayo de 1960, Chile. (Kurt Grassau por Parra, 2008, página 8).	7
Fotografía 6: Las Lisas, fotos de las grietas debido al terremoto de El Salvador 2001	8
Fotografía 7: ensayo S.P.T. Sondeo 1	122
Fotografía 8: ensayo S.P.T. Sondeo 2.....	122
Fotografía 9: ensayo S.P.T. Sondeo 3.....	123
Fotografía 10: testificación geotécnica del suelo Sondeo 1	124
Fotografía 11: testificación geotécnica del suelo Sondeo 2	124

Símbolos

A	Amplitud vertical del terremoto, medida en micras (μm). Ecuación, 28 29, 30
A	Área total del plano de rompimiento. Ecuación 32
a	Aceleración. Ecuación 38
a	Lado corto de la carga aplicada. Ecuación 61
A_0	0.001 mm, amplitud de referencia, que corresponde a un terremoto como patrón de magnitud. Ecuación 28
<i>AASHTO</i>	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials.</i>
<i>AGIES</i>	<i>Normas Estructurales de Diseño Recomendadas para Guatemala.</i>
<i>ASTM</i>	<i>American Society for Testing and Materials.</i>
a_{max}	Aceleración máxima de la superficie del suelo, ecuación 1, 64
α	Relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo efectivo vertical inicial. Ecuación 24.
α y β	Son coeficientes determinados por las ecuaciones 9-15
B	Ancho de la cimentación. Ecuación 64
b	Constante para la frecuencia natural circular. Ecuación 42.
<i>BPT</i>	<i>Becker Hammer Penetration.</i>
c	Es la constante del amortiguador. Ecuación 37, 39, 40, 42, 46

C_B	Factor de diámetro de la perforación. Ecuación 17, 63
C_E	factor de relación de energía. Ecuación 17, 63
C_n	Factor de corrección. Ecuación 62, 18
CPT	<i>Static Penetration Test.</i>
C_R	Factor de longitud de varilla. Ecuación 17, 63
CRR	Relación de resistencia cíclica. Ecuación 8, 16, 26, 27
$CRR_{7.5}$	Relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5. ecuación 19
CRR_{cor}	Relación de resistencia cíclica corregida. Ecuación 19
C_s	Factor de tipo de muestreado. Ecuación 17, 63
CSR	Relación del esfuerzo cíclico. Ecuación 2, 26, 27
D	Diámetro epicentral en grados geocéntricos (ángulo estación – epicentro) rango entre 20° y 160° . Ecuación 29
d	Distancia al epicentro. Ecuación 34
D_f	Profundidad de desplante de la cimentación. Ecuación 65
$\Delta\mu$	Dislocación o separación media entre los planos involucrados en el rompimiento. Ecuación 32
E	Módulo de Young. Ecuación 49, 50
E_s	La energía de un sismo. Ecuación 33
F	Es la fuerza de inercia. Ecuación 35, 46
FC	Es el contenido de finos de las muestras tomadas por el SPT y analizadas por granulometría en el laboratorio. Ecuacion 10,11, 12, 13, 14 y 15
F_d	Fuerza disipadora. Ecuación 37
F_d	Factor de profundidad. Ecuación 64
FS	Factor de seguridad. Ecuación 25.
Fr	Fuerza restauradora. Ecuación 36.
FVC	Factor de velocidad de aplicación de carga. Ecuación 57
G	Módulo de corte. Ecuación 48, 49, 55

g	Aceleración de la gravedad, ecuación 1, 64
G_0	Módulo de corte máximo. Ecuación 55, 56
G_{sec}	Módulo de corte secante. Ecuación 53
G_{tan}	Módulo de corte tangente. Ecuación 54
γ	Deformación. Ecuación 53, 54, 55
γ_0	Densidad del agua. Ecuación 59
γ_n	Densidad natural. Ecuación 58
γ_R	Deformación unitaria referencial. Ecuación 55, 56
γ_{sat}	Densidad saturada. Ecuación 58
$H(\Omega)$	Factor de amplitud dinámica. Ecuación 47
k	Constante de resorte. Ecuación 36, 39, 40, 41, 42, 46
k_α	Factor de pendiente. Ecuación 27
k_σ	Factor de sobrecargas altas. Ecuación 23
l	Lado largo de la carga aplicada. Ecuación 61
λ	La constante de <i>Lamé</i> . Ecuación 48, 50
$\Delta\sigma_v$	Sobrecarga del terreno. Ecuación 61
M	Magnitud del sismo. Ecuación 18, 33
m	Masa. Ecuación 35, 38, 41, 45, 46
M_0	Momento sísmico. Ecuación 31
m_b	Magnitud de ondas internas. Ecuación 30
M_L	Magnitud local. Ecuación 28
M_s	Magnitud de ondas superficiales. Ecuación 29
MSF	Factor de escala de magnitud. Ecuación 19, 20, 21, 22, 27
M_w	Magnitud de momento sísmico. Ecuación 31
μ	Coeficiente de rigidez o cizallamiento medio. Ecuación 32
μ	Coeficiente de <i>Poisson</i> . Ecuación 49, 50, 51, 52, 59, 60
N	Número de golpes en campo por el SPT. Ecuación 17, 64
n	Factor de magnitud. Ecuación 21, 22
N_{60}	Valor corregido de N obtenido en campo por SPT. Ecuación 62

$(N_1)_{60}$	Número de golpes del SPT corregido. Ecuación 8, 9, 62
$(N_1)_{60CS}$	Número de golpes del SPT corregido por la fracción de finos. Ecuación 16
P_a	Presión atmosférica. Ecuación 18
Q	Factor de atenuación, es una función de la distancia del epicentro ($D \geq 5^\circ$) y la profundidad focal (h) en kilómetros. Ecuación 30
Q	Carga aplicada al terreno. Ecuación 31
$q_{\text{neta(adm)}}$	Valor soporte admisible. Ecuación 64
<i>SPT</i>	<i>Standard Penetration Test.</i>
S_e	Asentamiento tolerable. Ecuación 64
ΣF	Sumatoria de fuerzas. Ecuación 38
σ'_o	Presión efectiva. Ecuación 60
σ_v	Esfuerzos totales en el suelo. Ecuación 1, 60
σ_{v0}	Esfuerzo vertical total inicial. Ecuación 58
σ'_v	Efectivas en el suelo. Ecuación 1.
σ'_{v0}	Esfuerzo efectivo vertical inicial. Ecuación 24, 25, 60
T	Período en segundos, con rangos de 18 a 22 segundos. Ecuación 29, 30
t	Tiempo. Ecuación 46
t_{sp}	Diferencia de tiempo a la llegada de la onda P y la onda S. Ecuación 34
τ_{st}	Esfuerzo cortante estático. Ecuación 24.
τ	Esfuerzo cortante. Ecuación 53, 54, 56
r_d	Es un factor de reducción de la aceleración con la profundidad. Ecuación 1 a la 7
u	Desplazamiento de la masa. Ecuación 36, 39, 40, 46
\dot{u}	Velocidad de la masa. Ecuación 37
\ddot{u}	Aceleración de la masa. Ecuación 35, 39, 40, 46

V_p	Velocidad de la onda P. Ecuación 34, 48, 51, 52
V_s	Velocidad de la onda S. Ecuación 34, 48, 51, 52
ω_d	Frecuencia angular de la vibración amortiguada. Ecuación 44
ω_n	Frecuencia natural circular en rad/seg. Ecuación 41, 45, 47
Ω	Constante de la fuerza actuante. Ecuación 46, 47
z	Profundidad del análisis ecuación 3 a la 6.
z_{seco}	Altura sin presencia de nivel freático. Ecuación 58, 59
z_t	Altura total analizada. Ecuación 58, 59
ζ	Coefficiente de amortiguamiento. Ecuación 44
ζ_c	Coefficiente de amortiguamiento crítico. Ecuación 45

Glosario

Adimensional	Que no tiene dimensiones, como el número π .
Aluviales	Es un material detrítico transportado y depositado transitoria o permanentemente por una corriente de agua.
Amortiguamiento	Disminución progresiva, en el tiempo, de la intensidad de un fenómeno periódico.
Astenósfera	Es la zona superior del manto terrestre que está inmediatamente debajo de la litósfera.
Cedencia	Es la deformación brusca de la probeta sin incremento de la carga aplicada, que se puede llegar a producir en el ensayo de tracción.
Cíclicas	Que se repiten con cierto período de tiempo.
Cizallamiento	Es aquella que, fijado un plano, actúa tangente al mismo.
Cohesivos	Acción y efecto de reunirse o adherirse las cosas entre sí, o la materia de que están formadas.
Confinamiento	Recluir dentro de límites.
Confinante	Que confina con otro punto o lugar.
Eólicos	Sedimentos transportados por acción del viento.

Estrato	Masa mineral en forma de capa de espesor más o menos uniforme, que constituye los terrenos sedimentarios.
Estuarios	Es la parte más ancha y profunda de la desembocadura de un río en el mar abierto o en el océano.
Granulometrías	Parte de la petrografía que trata de la medida del tamaño de las partículas, granos y rocas de los suelos.
Mitigación	Moderar, aplacar, disminuir o suavizar algo riguroso o áspero.
Licuefacción	Es la transformación de un material en estado sólido a su estado líquido, como consecuencia del incremento de presión de poros.
Paleo-licuefacción	El estudio de características de licuefacción de terremotos ocurridos en épocas prehistóricas.
Permeabilidad	Es la capacidad de un material para que un fluido lo atraviese sin alterar su estructura interna.
Subducida	Es un proceso de hundimiento de una placa litosférica bajo otra en un límite convergente, según la teoría de tectónica de placas.

Tectónica Perteneiente o relativo a la estructura de la corteza terrestre

Vibrocompactación Compactar de forma dinámica y cíclica.

Vibroflotación Vibrar hasta que el material fino aflore.

Volumétricas Cambios en el volumen.

Abstract

In this thesis examined the potential for liquefaction in Las Lisas, through the standard penetration test (SPT), through the simplified method developed by Seed and Idriss.

Las Lisas was chosen mainly for the soil formation and origin. Given the tectonic of the country, the local geology and the closeness of the sea, resulting in a perfect combination to occur the liquefaction.

Las Lisas is located on the south coast 160 km from the capital city, the community is settled north Chiquimulilla Canal and south Pacific Ocean, where it carries out the process caused by plate subduction Cocos. This seismic area is located in the 4.2, $I_0 = 4.0$, for this zone is considered a seismic acceleration $0.40g$ y $A_f = 0.20g$.

To determine the risk of liquefaction was practiced standard penetration test, conducted with a 140-pound hammer and 30 inch drop, according to ASTM standards 1586-64T (Standard Penetration Test). Soil classification test were made, this were, Particle-Size Analysis of Soils, atterberg limits, to be able to determinate the fine percentage and the plasticity index. Having the results of this test, we proceed to calculate the liquefaction, defining the safety factor.

Resumen

En esta tesis se estudió el potencial de la licuefacción en la comunidad de Las Lisas, por medio del ensayo de penetración estándar (SPT), mediante el método simplificado desarrollado por *Seed e Idriss*.(1971)

La elección del área de Las Lisas, se debe principalmente a la formación del suelo y su procedencia, tomando en cuenta la tectónica del país, la geología local y la cercanía al mar, resultando una combinación perfecta para que ocurra el fenómeno de la licuefacción en el área de estudio.

Las Lisas está ubicada en la costa sur del país, a 160 kilómetros de la ciudad capital, el pueblo se encuentra asentado al nortedel canal de Chiquimulilla y al sur el Océano Pacífico, donde da a lugar el proceso de subducción debido a la Placa de Cocos, esta área sísmica se encuentra en la zona 4.2, $I_0 = 4.0$. Para esta zona se considerará una aceleración sísmica de $A_0 = 0.40g$ y $A_f = 0.20g$., debido a su cercanía a la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa del Caribe.

Para determinar el riesgo a la licuefacción, se realizó el ensayo de penetración estándar, que se realiza con un martillo de 140 libras y 30 pulgadas de caída, según las normas del A.S.T.M. 1586-64T (*Standard Penetration Test*). También se realizaron ensayos de clasificación del suelo, los cuales fueron: ensayo de granulometría y Límites de *Atterberg*; para poder determinar el porcentaje de finos y el índice de plasticidad. Teniendo los resultados de los ensayos se procedió a realizar el cálculo de la licuefacción, determinando el factor de seguridad.

Objetivos

General

1. Determinar la susceptibilidad a la licuefacción por medio del ensayo de penetración estándar (SPT), en la comunidad de Las Lisas, Chiquimulilla, Santa Rosa, Guatemala.

Específicos

1. Describir las propiedades geológico-geotécnicas del suelo en Las Lisas.
2. Evaluar la susceptibilidad de los suelos ante la licuefacción por medio del Sondeo dinámico (SPT).
3. Determinar para qué suelos se debe analizar la susceptibilidad a la licuefacción.

Introducción

Históricamente, la licuefacción de los suelos de fundación granulares saturados, ha representado una importante causa de falla de los puentes y otras obras de ingeniería. Por ejemplo, durante el terremoto de 1964 ocurrido en Alaska, nueve puentes colapsaron completamente y 26 sufrieron deformaciones severas o colapso parcial. Investigaciones realizadas indican que la licuefacción de los suelos de fundación jugó un papel importante en los daños sufridos por estos puentes, en los cuales la pérdida de apoyo de las fundaciones provocó grandes desplazamientos de las pilas y estribos (AASHTO, 2004).

Es por esto que es importante estudiar este problema y desarrollar herramientas que permitan a los ingenieros predecir los riesgos de construir una estructura sobre un terreno potencialmente licuable. Al respecto existen varios métodos para evaluar el potencial de licuefacción de un suelo, pero aquí solo estudiaremos uno de estos métodos, conocido con el nombre de procedimiento simplificado, y que fue propuesto por primera vez por *H. Bolton Seed* y *Izzat M. Idriss*, ambos profesores de la Universidad de California en *Berkeley*, en el año 1971, y mejorado por los mismos autores y otros, en publicaciones posteriores.

Para evaluar la susceptibilidad a la licuefacción en Las Lisas, se tomó en cuenta el tipo de suelo y las condiciones del lugar, las cuales están dadas por la tectónica del país, la geología local y la cercanía al mar, utilizando el sondeo de penetración estándar, ya que es un equipo utilizado mundialmente y de fácil acceso en Guatemala.

1 Licuefacción

Una forma simple de definir la licuefacción, es la transformación de un material en estado sólido a su estado líquido, como consecuencia del incremento de presión de poros. Los desastres más fuertes en edificios e infraestructura durante un terremoto se deben al fenómeno de la licuefacción, el que consiste en cambiar de un material firme, a viscoso semi-líquido. La licuefacción es generalmente en suelos arenosos sometidos a cargas cíclicas.

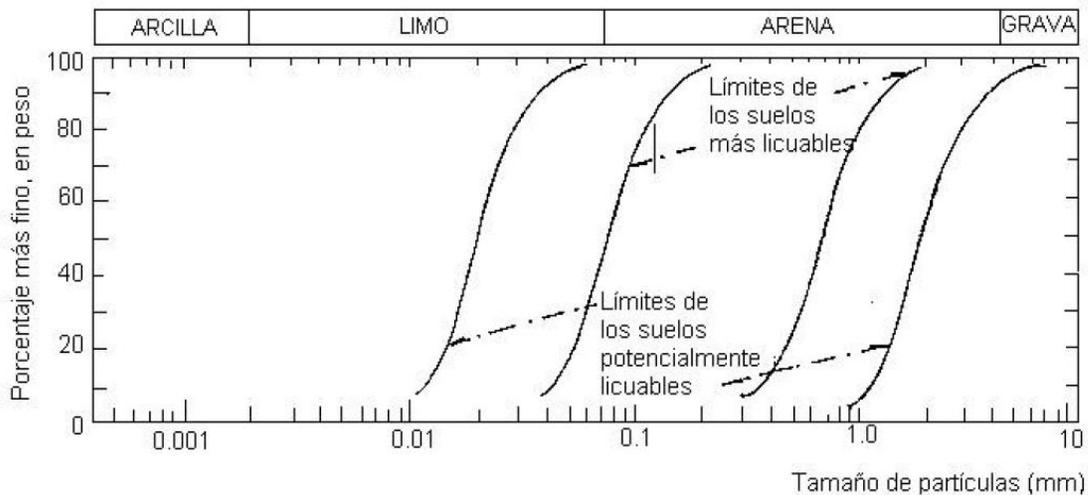
Otra forma de interpretarlo es: “con el incremento de la presión de poros genera la disminución del esfuerzo efectivo, la cual finalmente se reduce a cero cuando la relación de presión de poros es igual al esfuerzo total”. Tal estado del suelo da como resultado el fenómeno de la licuefacción, que es un estado en que el suelo pierde su resistencia al corte.

1.1 Descripción del fenómeno de licuefacción

El fenómeno de licuefacción de arenas es causado por el desarrollo de grandes presiones en el agua que ocupa los poros del suelo. Estas grandes presiones de poros son inducidas cuando se aplica a la masa de suelo, esfuerzo o deformación de cortantes, en condiciones tales que no se permiten su disipación inmediata, es decir, prácticamente a volumen constante. Los factores más influyentes en la ocurrencia de la licuefacción son:

- Tipo de suelo: los suelos uniformemente graduados son más susceptibles de sufrir licuefacción, las arenas finas se licuan más fácilmente que las gravas de suelos arcillosos aluviales.

En la gráfica 1 se muestran las envolventes de las curvas de los suelos que se han licuado.

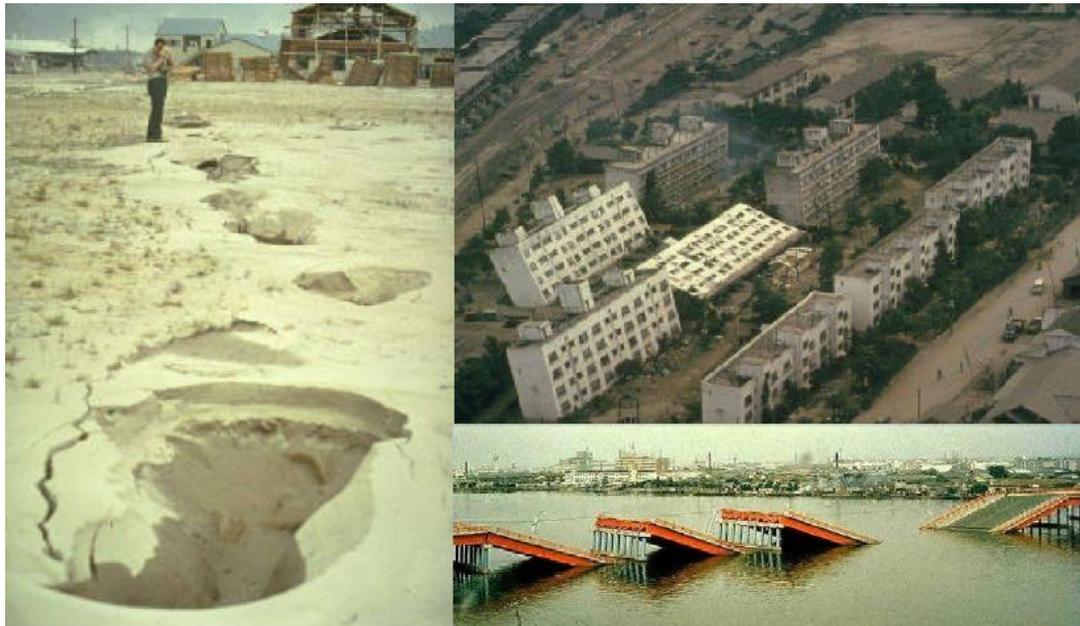


Gráfica 1: granulometría de algunos suelos que se han licuado (Shannon y Wilson, 1971, en Díaz, 2006, página 210).

- Densidad relativa (D_r) o relación de vacíos(e): un depósito de arenas sueltas es más susceptible a sufrir licuefacción, que un depósito de arenas densas.
- Esfuerzo cortante inicial: la susceptibilidad de licuefacción disminuye al aumentar el esfuerzo confinante.
- Magnitud del esfuerzo repetido: la resistencia a la licuefacción decrece al aumentar la magnitud del esfuerzo cíclico o magnitud del sismo.
- Número de ciclos del esfuerzo: los estudios de laboratorio indican que en una muestra sujeta a cargas repetida, con un nivel de esfuerzo o deformación prescrito, el inicio de la licuefacción dependerá de la aplicación de un número requerido de ciclos de esfuerzos.

1.2 Historia de la licuefacción

Durante junio de 1964, en *Niigata*, Japón (*Seed y Lee 1966* por *Parra Murrugarra, Denys*), tuvo lugar un terremoto de magnitud 7.5 en la escala de *Richter*, hubo daños muy graves causados por licuefacción en arenas (fotografía 1). Muchas estructuras se asentaron más de un metro y se inclinaron notablemente; en el terremoto un edificio giró 80 grados, quedando prácticamente tendido en el suelo. También se pudo evidenciar otros fenómenos de licuefacción. Poco después del sismo se observó agua brotando del suelo por grietas que se formaron, en las cuales llegaron a hundirse casas y automóviles; al mismo tiempo, se veía emerger a la superficie estructuras que deberían permanecer en el sub-suelo, como fue el caso de un tanque de aguas negras.



Fotografía 1: daños causados por el terremoto en 1964, en *Niigata*, Japón (Parra Murrugarra, Denys, 2008. página 5)

En el sismo de Alaska, en 1964 (*Ross et al. 1969 por Parra Murrugarra, Denys*) de magnitud de 9.2 grados en la escala de *Richter*, se observó que las estructuras de puentes cimentadas sobre arenas sufrieron más daños por licuefacción que los que se cimentaron sobre gravas o depósitos aluviales. Muchos daños fueron en forma de desprendimiento de tierras y licuefacción, el evento sísmico duró tres minutos aproximadamente y fue sentido en un área de 500,00 millas cuadradas (fotografía 2).



Fotografía 2: sismo de Alaska 1964, de magnitud de 9.2 grados en la escala de *Richter*. (*Ross et al. 1969 por Parra, 2008, página 6*)

En el terremoto de Loma Prieta, Estados Unidos, el 17 de octubre de 1989, con una magnitud de 7.1 en la escala de *Richter*, la licuefacción de suelos ocasionó importantes daños en estructuras, tuberías enterradas e instalaciones marinas ubicadas en la Bahía, donde se encuentran los suelos arenosos saturados. En el área aparecieron numerosos volcanes de arena debido a la licuefacción (fotografía 3).



Fotografía 3: volcanes de arena debido a la licuefacción en el terremoto de Loma Prieta, Estados Unidos, el 17 de octubre de 1989 (Parra, 2008, página 6).

El terremoto de *Hanshin* de 1995, de una magnitud de 6.9 grados de la escala de *Richter*, que comúnmente se le llama terremoto de *Kobe*, fue uno de los más devastadores terremotos que golpearon a Japón, dejando más de 5,500 muertos y 26,000 heridos. La pérdida económica se ha estimado cerca de 200 billones de dólares. La proximidad del epicentro a la región altamente poblada, ayuda a explicar la gran pérdida de vidas y el alto nivel de destrucción. El colapso espectacular de la autopista *Hanshin* en la fotografía 4, ilustra los efectos de las altas cargas inducidas por el terremoto. En la fotografía 4A y D, los movimientos fuertes del terreno condujeron al colapso de la autopista *Hanshin*, así mismo, la licuación ocasionó daño severo al puerto de la ciudad (fotografía 4 B y C).



Fotografía 4:El terremoto de *Hanshin* de 1995, que comúnmente se le llama terremoto de *Kobe*. (Parra, 2008, página 7).

En el terremoto del 22 de mayo de 1960, en Chile, ocurrieron varios asentamientos de zapatas aisladas, fallas en rampas de acceso a puentes y muros de contención. La mayoría de estas fallas se debió a la licuefacción, ya que estos ocurrieron en zonas de suelos arenosos y saturados. En la fotografía 5A y B licuefacción de suelos de relleno en la Costanera, fotografía 5C, se observa el deslizamiento del terreno en el puerto, y en la fotografía 5D el hundimiento de una estatua por pérdida de capacidad soporte.



Fotografía 5: terremoto del 22 de mayo de 1960, Chile. (Kurt Grassau por Parra, 2008, página 8).

El terremoto de El Salvador, el 13 de enero de 2003 (fotografía 6), con una magnitud de 7.6 grados de la escala de *Richter*, con una duración de 45 segundos (Wikipedia, 2011), causó varios daños, en especial en la costa del pacífico. El terremoto se atribuyó al fenómeno de subducción de la placa del Caribe con la de Cocos. También se detectaron daños en la costa sur de Guatemala, a un costado de El Salvador; a pocos kilómetros de Las Lisas se detectó un afloramiento de arena, que se encontraba a cuatro metros debajo de una capa de arcilla, este fenómeno se le atribuye a la licuefacción.



Fotografía 6: Las Lisas, fotos de las grietas debido al terremoto de El Salvador 2001 (Fotos Pablo Palma Ponce)

1.3 Evaluación de riesgo a la licuefacción

Para poder determinar el riesgo a la licuefacción, se tiene que evaluar si el suelo es susceptible a esta y los efectos que esta puede producir.

1.3.1 Suelos susceptibles a la licuefacción

Para determinar si los suelos son susceptibles a la licuefacción hay que establecer ciertos criterios para evaluarlos, ya que no todos los suelos son susceptibles, por lo que *Kramer y Stewart* (2004, página 38), establecieron ciertos criterios básicos para evaluarlo, estos se presentan a continuación:

1. Criterios históricos: se ha observado que la licuefacción ocurre frecuentemente en los mismos lugares cuando las condiciones del sitio se mantienen constantes, es por esto que la evidencia de la ocurrencia histórica de licuefacción, observada en forma de paleo-licuefacción, puede ser utilizada como prueba de susceptibilidad, en un determinado lugar.
2. Criterios geológicos: las condiciones geológicas también pueden indicar susceptibilidad de licuefacción, por ejemplo, los suelos de depósitos fluviales y eólicos, cuando se encuentran saturados, tienen una alta probabilidad de ser susceptibles de presentar licuefacción. También se ha observado licuefacción en depósitos de abanicos aluviales, playas y estuarios, pero no de manera tan evidente como en los casos anteriores. Otro criterio geológico es la edad del depósito, en general los depósitos de suelo jóvenes son más susceptibles de licuefacción que los depósitos más antiguos.

3. Criterios basados en el estado del suelo: el potencial de licuefacción de un suelo también depende de su estado, como los esfuerzos efectivos a los que está sometido y su densidad en el lugar, ya que la tendencia de un terreno a densificarse, bajo condiciones de carga cíclicas, depende de su densidad y de esfuerzos efectivos. Los suelos sueltos son bastante más susceptibles de licuefacción que los suelos densos y, para una densidad dada, los suelos bajo altas tensiones de confinamiento efectivas, son más susceptibles que los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas bajas.

4. Criterios basados en la composición del suelo: la composición física de un suelo juega un importante papel en la determinación de su susceptibilidad de licuefacción. Las arenas uniformemente graduadas y limpias, compuestas principalmente de partículas redondeadas son específicamente más susceptibles, mientras que los suelos bien graduados y los suelos con partículas angulares son menos susceptibles. La presencia de finos, particularmente finos plásticos ($IP > 10$), tiende a disminuir la susceptibilidad de licuefacción.

1.3.2 Suelos granulares

El fenómeno de la licuefacción está asociado a suelos granulares saturados o suelos no cohesivos, esto se debe a efectos de cargas cíclicas de una magnitud alta y una duración larga, ocurre normalmente en suelos granulares sueltos o de baja densidad, saturados, y uniformemente graduados.

Las arenas, mientras más alta sea la densidad, menos propensas a la licuefacción, según (Brandes, 2000, página 31) para suelos granulares o no cohesivos con una resistencia al sondeo de penetración estándar por

profundidad $(N1)_{60} > 30$, son considerados con una densidad lo suficientemente grande para no presentar riesgo a la licuefacción.

1.3.3 Suelos con presencia de finos

Los suelos con presencia de finos también tienen un comportamiento similar a la licuefacción de las arenas, cuando presentan un grado de saturación del 100%, y son sometidas a cargas cíclicas, los criterios para que estos suelos sean susceptibles a la licuefacción los propuso *Wang* en 1979, estos criterios son (*Kramer y Stewart*, 2004, página 38):

1. Fracción de arcilla (partículas menores de 0.005mm) $\leq 15\%$.
2. Límite líquido, LL $\leq 35\%$
3. Contenido de humedad natural ≥ 0.9 LL
4. Índice de liquidez, LI ≤ 0.75 .

Si el suelo está dentro de estos parámetros, se deberá realizar pruebas para evaluar el potencial a la licuefacción.

Andrius y Martin, en el año 2000 realizaron una adaptación a estos criterios con una reevaluación, tomando en cuenta un gran número de casos de licuefacción en suelos con presencia de finos, los cuales recomiendan suelos con una fracción de arcilla (partículas menores de 0.002 mm) menor al 10% y un límite líquido menor de 32%, son considerados susceptibles a la licuefacción y los suelos con un índice líquido mayor que el 32%, son considerados poco susceptibles de presentar el fenómeno de licuefacción.

1.4 Análisis del potencial de licuefacción

Para el análisis del potencial de licuefacción en suelos granulares saturados, se han dirigido una gran cantidad de procedimientos empíricos para obtener una idea más clara de la vulnerabilidad que posee determinado lugar. Estos procedimientos están basados en experiencias pasadas donde ocurrió o donde no ocurrió el fenómeno de licuefacción, donde ocurrieron fuertes sismos. Para poder interpretar de forma empírica se ha utilizado el resultado del sondeo dinámico SPT para determinar el potencial de licuefacción que posee el lugar.

1.4.1 Caracterización de la relación de esfuerzo cíclico

El nivel de excitación dinámica carga impuesto por un movimiento sísmico en un suelo, para poder determinar que afecta el suelo se debe conocer la amplitud, frecuencia y la duración del movimiento cíclico al que es sometido (*Kramer y Stewart, 2004*).

La vulnerabilidad de licuefacción utilizará el enfoque de esfuerzo cíclico, la carga se caracterizara en relación del esfuerzo cíclico, (*CSR, Cyclic Stress Ration*) o llamado relación de esfuerzo sísmico (*SSR, Sismic Strees Ratio*), cuando es causado por un terremoto.

Para el cálculo de CSR de un terremoto, hay que hacer consideraciones en el suelo, hay que tomar una columna por unidad de ancho y longitud de acuerdo a *Day (2002)*, la cual se va a mover como un cuerpo rígido en respuesta a la aceleración horizontal ejercida por el terremoto, (figura 1):

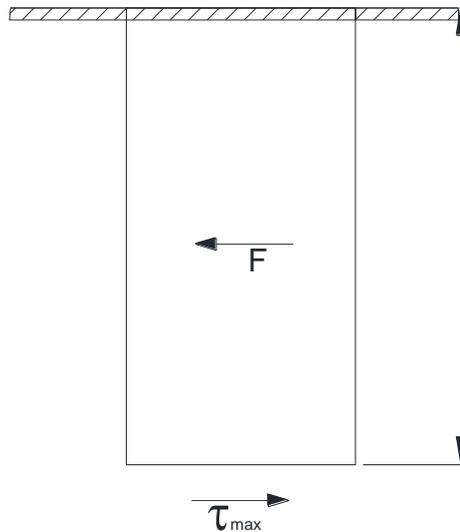


Figura 1: condiciones para determinar CSR del terremoto (Day,2002, página 6.13)
 Con estas condiciones Seed y otros, (1971 por Day, 2002, página 6.12) proponen la excepción aproximada

$$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (1)$$

Donde

a_{max} Aceleración máxima de la superficie del suelo

g Aceleración de la gravedad

σ_v, σ'_v Presiones totales y efectivas en el suelo.

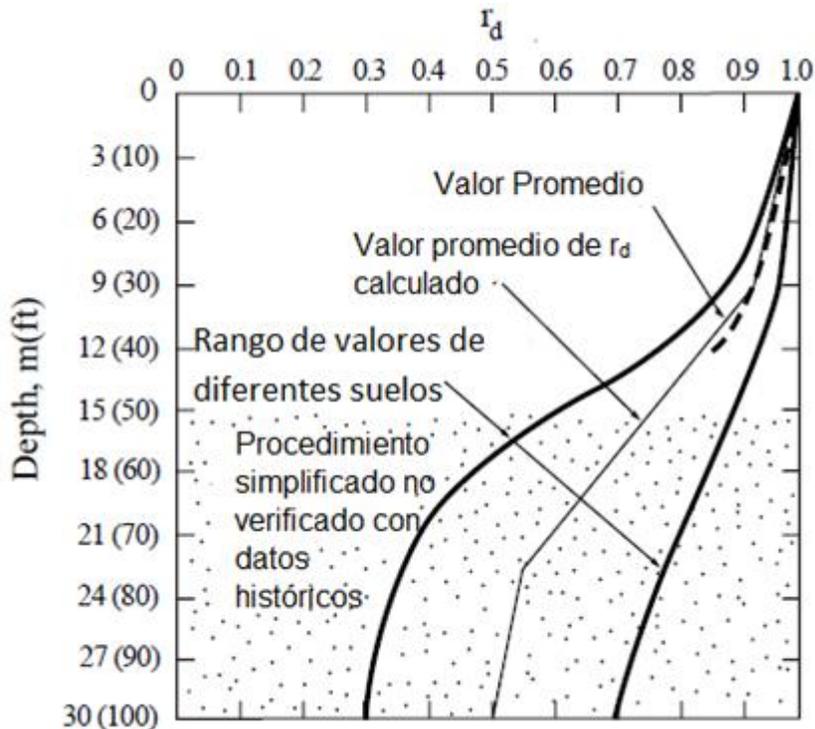
r_d Es un factor de reducción de la aceleración con la profundidad

Si sustituimos en la ecuación, se obtiene la relación de esfuerzo cíclico (CSR) inducida por un terremoto, el término es adimensional (Day, 2002, página 6.12):

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \quad (2)$$

Donde
 CSR relación del esfuerzo cíclico

El r_d es un factor de reducción de la aceleración con la profundidad que oscila entre 1 y 0.9 desde la superficie hasta 10 metros de profundidad, este factor considera la variación del esfuerzo cortante, que se va atenuando conforme va aumentando la profundidad, esto se debe a las propiedades del comportamiento elástico del suelo, conocido como coeficiente de reducción de esfuerzos. En la gráfica 2 se puede observar el comportamiento del coeficiente con respecto a la profundidad a partir de la superficie:



Gráfica 2: variación de r_d con respecto a la profundidad (Kramery Stewart, 2004, página 41).

Se observa que en la gráfica 2, mientras aumenta la profundidad menor es el valor de r_d , por lo que podemos deducir que a profundidades mayores de 10 metros, el factor va a reducir considerablemente, y a su vez, la disminución del valor de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), debido a esto el factor de seguridad es mayor, indicando que el suelo es menos propenso a la licuefacción.

Youd (1997) propuso las siguientes ecuaciones con respecto a la profundidad (z , en metros):

$$r_d = 1.000 - 0.00765z \quad \text{para } z \leq 9.15 \quad (3)$$

$$r_d = 1.174 - 0.02670z \quad \text{para } 9.15 < z \leq 23 \quad (4)$$

$$r_d = 0.744 - 0.00800z \quad \text{para } 23 < z \leq 30 \quad (5)$$

$$r_d = 0.500z \quad \text{para } z > 30 \quad (6)$$

Donde:

z profundidad del análisis

Otros autores han coincidido que para obtener r_d , es importante tener una ecuación que permita obtener los valores de reducción y sea consistente con los valores obtenidos en la práctica. Con la siguiente ecuación obtenemos los mismos valores de las ecuaciones anteriores, pero se reduce a una sola ecuación (*Youd*, 1997, página 3).

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (7)$$

Con esta ecuación obtendremos valores medios de un rango posible de factor de reducción, y tiene un aumento conforme la profundidad, lo que nos indica que el error aumenta acorde a la profundidad, por lo que no se recomienda utilizar esta ecuación para profundidades mayores de 15 metros.

1.4.2 Característica de la relación de resistencia cíclica

Para conocer la resistencia de un suelo a la licuefacción se caracteriza al igual que la carga del terremoto. El enfoque de los esfuerzos cíclicos, se expresa en los mismos términos de la carga del terremoto. Para los esfuerzos cíclicos se expresa en términos de la relación de resistencia cíclica (*CRR, Cyclic Resistance Ration*). La relación a la resistencia cíclica, está definida como la relación de esfuerzo cíclico un instante antes que dé inicio la licuefacción.

Para determinar la relación de resistencia cíclica se han realizado diversos estudios de laboratorio, pero como se mencionó anteriormente, la forma de obtener una muestra inalterada en suelos granulares es muy compleja, por lo que los resultados pueden variar con los reales en campo. Debido a eso, en la actualidad es más adecuado realizar ensayos en el lugar, ya que son más fiables.

En la práctica, varios ensayos en el lugar se utilizan para determinar la resistencia a la licuefacción, en la Tabla 1 se comparan los ensayos comúnmente utilizados para obtener CRR en campo. Los que se pueden mencionar son: ensayo de penetración estándar (SPT), ensayo de penetración estática (CPT), medición de la velocidad de onda de corte (V_s) y ensayo de *Becker* (BPT).

Tabla 1: comparación en los ensayos en el lugar para evaluar CRR (Youd T. y Idriss, 1997, página 4).

Características	Ensayo			
	SPT	CPT	Vs	BPT
Número de mediciones en casos de licuefacción	Abundante	Abundante	Limitado	Escaso
Tipo de comportamiento tensión- deformación inducido por el ensayo	Parcialmente drenado, grandes deformaciones	Drenado, grandes deformaciones	Pequeñas deformaciones	Parcialmente drenado, grandes deformaciones
Control de calidad y repetitividad	Bueno	Muy Bueno	Bueno	Bueno
Detección de variabilidad en los depósitos de suelos	Bueno	Muy Bueno	Mala	Mala
Tipo de suelos en los cuales el ensayo se recomienda	No en gravas	No en gravas	Todos	Gravas
El ensayo permite obtener muestras de suelo	Sí	No	No	No
Propiedades medidas por el ensayo	Índices	Índices	Mediciones	Índices

1.4.2.1 Comparación de método SPT y CPT

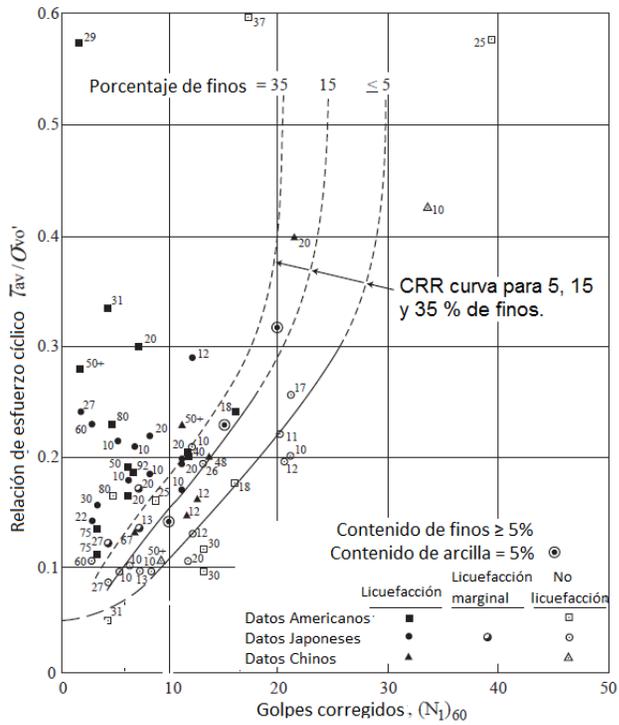
La mayoría de los casos de la licuefacción, han sido asociados a las arenas limpias o con presencia de finos, en la actualidad hay dos métodos disponibles para evaluar la resistencia a la licuefacción en el suelo, El primer método de análisis, es el sondeo de penetración estándar (SPT) (ASTM D1586-92) y el segundo, es el cono de penetración estática (CPT) (ASTM D4341-94), cada uno de los métodos tiene su ventaja, como se observa en la tabla 2. Cada método es suficiente para analizar el fenómeno de la licuefacción, pero la combinación dará ventajas en el momento de evaluarlo (*State Minig and Geology Board, 1997, página 43*).

Tabla 2: ventajas del SPT y CPT (State Minig and Geology Board, 1997, página 44)

Ventajas del SPT	Ventajas del CPT
Recolección de muestras. Este permite identificar el tipo de suelo con certeza y permite evaluar el contenido de finos (el cual es importante en la resistencia de la licuefacción). Nótese que el CPT no da información del tipo de suelo y requiere completar la investigación con otro tipo de perforaciones para definir un perfil estratigráfico del suelo.	Ofrece datos continuos del suelo, a diferencia del SPT, que proporciona datos promedio, por lo que con el CPT, es menos probable que se pierda capas finas y juntas de material propenso a la licuefacción.
El cálculo de la licuefacción está basado primordialmente en casos históricos, por lo que la gran mayoría de datos que existen del SPT permite obtener mejores resultados.	Mas rápido que el SPT, y no es requerido un pozo

1.4.3 Relación a la resistencia cíclica por medio del SPT

La resistencia a la penetración de la sonda aumenta conforme el aumento de la densidad de las arenas, y así mismo ha sido un ensayo utilizado a lo largo de los años, por lo que tenemos una gran cantidad de datos para evaluar la relación de la resistencia cíclica ante la licuefacción; *Seed e Idriss (1971)* reunieron una gran base de datos donde los efectos fueron observados o no, durante terremotos con magnitudes cercanas a 7.5 grados, con estos datos obtenidos determinaron las curvas para CRR, que separa los datos donde indican licuefacción, que son los símbolos rellenos, y la parte donde no ocurrió licuefacción, que se muestran por los símbolos sin relleno. Donde existe intersección de los datos se colocó la curva de forma conservadora, las curvas se muestran en la Gráfica 3. En la gráfica podemos observar para distintos tipo de granulometrías.



Gráfica 3: CRR frente a número de penetración estándar corregido $(N_1)_{60}$, (Youd 2001) (Kramer y Stewart, 2004, página 43)

Según Kramer y Stewart (2004), se puede dar una ecuación de la curva CRR para arenas limpias, la cual fue desarrollada por Youd (2001), la ecuación es la siguiente:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (8)$$

Donde

CRR Relación de resistencia cíclica

$(N_1)_{60}$ Número de golpes del SPT corregido

Donde $(N_1)_{60}$ no puede ser mayor que 30, para arenas limosas se puede obtener una resistencia a la penetración corregida, la que permite utilizar la ecuación para arenas limpias, la cual es:

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (9)$$

Donde α y β son coeficientes determinados por las ecuaciones:

$$\alpha = 0 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad (10)$$

$$\alpha = e^{[1.76 - (\frac{190}{FC^2})]} \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (11)$$

$$\alpha = 5 \quad \text{para } FC \geq 35\% \quad (12)$$

$$\beta = 1 \quad \text{para } FC \leq 5\% \quad (13)$$

$$\beta = 0.99 + (\frac{FC^{1.5}}{1000}) \quad \text{para } 5\% < FC < 35\% \quad (14)$$

$$\beta = 1.25 \quad \text{para } FC \geq 35\% \quad (15)$$

Donde:

FC Es el contenido de finos de las muestras tomadas por el SPT y analizadas por granulometría en el laboratorio.

Por lo que la ecuación está dada por:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (16)$$

Donde

$(N_1)_{60CS}$ Número de golpes del SPT corregido por la fracción de finos.

Para realizar el cálculo de CRR tenemos que corregir nuestro número de golpes N, para obtener $(N_1)_{60}$, ya que el valor de N ha sido afectado por la presión efectiva de sobrecarga, también es necesario estandarizar este valor, debido a la variación de equipos que existen. Para esto utilizamos la fórmula propuesta por Skempton (1986) (Braja, 2006, página 82):

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \cdot C_n \quad (17)$$

Donde:

N	Número de golpes en campo por el SPT
C_n	Factor de corrección de sobrecarga
C_E	Factor de relación de energía
C_B	Factor de diámetro de la perforación
C_R	Factor de longitud de varilla
C_S	Factor de tipo de muestreo

Donde el factor de corrección de sobrecarga viene dado por la ecuación propuesta por *Liao y Whitman* (1986, por *Braja*, 2006, página 82):

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_0}{P_a}} \quad (18)$$

Donde:

C_n	Factor de corrección de sobrecarga
σ'_0	Presión efectiva
P_a	Presión atmosférica

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{1.71}{10}}$$

$$C_n = 1.70$$

Para calcular el N_{60} usamos las correcciones dadas por *Youd* (1997), para el N de campo, las cuales se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: factores de corrección para los valores N del SPT (Youd, 1997, página 9)

Factor	Variable	Símbolo	Corrección
Presión de sobrecarga		C_N	$(P_d/\sigma'_{v0})^{0.5}$ $C_N \leq 2$
Relación de energía	Martillo cilíndrico	C_E	0,5 - 1,0
	Martillo de seguridad		0,7 - 1,2
	Martillo automático cilíndrico		0,8 - 1,3
Diámetro de la perforación	65 - 115 mm	C_B	1,00
	150 mm		1,05
	200 mm		1,15
Longitud de varilla	3 - 4 m	C_R	0,75
	4 - 6 m		0,85
	6 - 10 m		0,95
	10 - 30 m		1,00
	> 30 m		< 1,00
Tipo de muestreador	Cuchara estándar	C_S	1,0
	Cuchara sin liners		1,1 - 1,3

El equipo utilizado tiene las siguientes características: martillo de seguridad, muestreador de cuchara estándar y diámetro de la perforación de 200 mm.

Para poder realizar una corrección en la escala de magnitud de CRR diferentes de 7.5 grados, según *Kramer y Stewart (2004)*, se usa un factor de corrección, el que fue llamado factor de escala de magnitud (*MSF, Magnitud Scaling Factor*). Donde:

$$CRR_{CORR} = CRR_{7.5} \times MSF \quad (19)$$

Donde

CRR_{cor} Relación de resistencia cíclica corregida

$CRR_{7.5}$ Relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5

MSF Factor de escala de magnitud

Y MSF está dado por la ecuación

$$MSF = \left(\frac{7.5}{M}\right)^n \quad (20)$$

Donde

M Magnitud del sismo

n Factor de magnitud

Donde el factor n está dado por las siguientes ecuaciones (*Kramer y Stewart, 2004, página 44*):

$$n = 2.93 \quad \text{para } M \leq 7.5 \quad (21)$$

$$n = 2.56 \quad \text{para } M \geq 7.5 \quad (22)$$

Existen otras correlaciones para evaluar el potencial a la licuefacción, debido al esfuerzo a que va a estar sometido el suelo que se identifica con k_σ , que extiende el procedimiento simplificado para condiciones de sobrecargas altas, también hay otra correlación k_α que se utiliza para condiciones de terrenos en pendiente, debido a la poca investigación que ha tenido estos dos factores, actualmente se utilizan los resultados de laboratorio dados por *Youd (1997)*.

Para el análisis del factor por sobrecargas altas, se ha determinado que mientras menores valores de la densidad producen mayores valores de k_σ , se ha determinado los valores para utilizar en arenas limpias, arenas limosas y grava, la cual se presenta en la siguiente fórmula:

$$k_\sigma = (\sigma'_{v0})^{-0.25} \quad (23)$$

Donde:

- k_{σ} , Factor de sobrecargas altas
 σ'_{v0} Esfuerzo efectivo vertical inicial

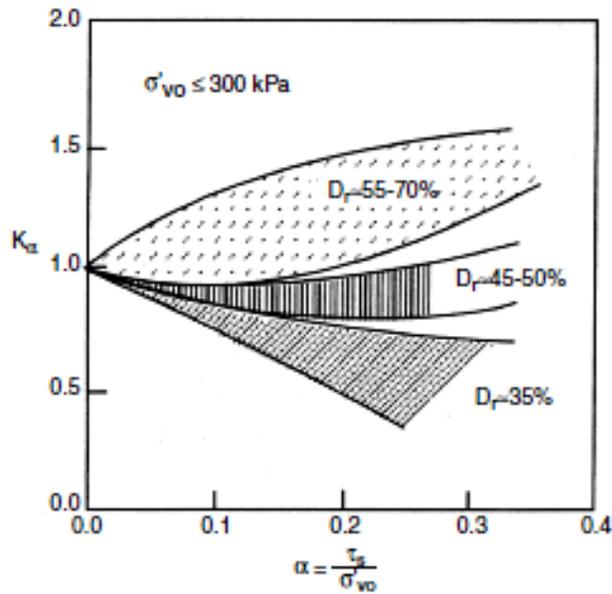
Para determinar el factor de pendiente, sabemos que esta induce esfuerzos de corte estáticos en el interior del suelo, aunque no sea afectado por un terremoto. El esfuerzo de corte estático, se puede evaluar normalizando el esfuerzo efectivo vertical inicial. El resultado nos proporciona un valor llamado *alfa*, el cual se muestra en la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\tau_{st}}{\sigma'_{v0}} \quad (24)$$

Donde:

- α Relación entre el esfuerzo cortante y el esfuerzo efectivo vertical inicial.
 τ_{st} Esfuerzo cortante estático
 σ'_{v0} Esfuerzo efectivo vertical inicial

Para terrenos totalmente horizontales, el coeficiente *alfa* es igual a cero, y si observamos en la gráfica 4 de *Brandes* (2003), la correlación de K_{α} con la relación *alfa* (α), podemos inferir que para esta tesis en el área de Las Lisas es plano el factor k_{α} es igual a 1.



Gráfica 4: relación del factor de pendiente (k_α) contra *alfa* (α) (Brandes, 2003, página 39).

1.5 Determinación del potencial de licuefacción

Normalmente, el potencial de licuefacción se presenta en términos de un factor de seguridad. El cálculo de este factor de seguridad es el paso final en una evaluación de riesgo de licuefacción. Si la relación de tensión cíclica (CSR) es mayor que la relación de resistencia cíclica (CRR), la licuefacción se iniciará durante el terremoto, por el contrario, si la CSR es menor que la CRR, entonces la licuefacción no se inicia. Como señala Green (2001), el factor de seguridad se define como la razón entre capacidad y demanda:

$$FS = \left(\frac{\text{capacidad}}{\text{demanda}} \right) \quad (25)$$

Donde

FS Factor de seguridad

En términos de relaciones cíclicas (*Day, 2002*):

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR} \right) \quad (26)$$

Si sustituimos los factores de seguridad por los factores determinados anteriormente, se determina la siguiente ecuación (*Idriss, 2001*)

$$FS = \left(\frac{CRR \times k_{\sigma} \times k_{\alpha} \times MSF}{CSR} \right) \quad (27)$$

Donde

k_{α} Factor de pendiente

k_{σ} Factor de sobrecargas altas

MSF Factor de escala de magnitud

FS Factor de seguridad

La licuefacción se inicia si el factor de seguridad es menor que 1. A mayor factor de seguridad, mayor es la resistencia del suelo a la licuefacción. Sin embargo, un suelo con un factor de seguridad ligeramente superior a 1, podría licuarse durante un terremoto. En general, se considera seguro un valor del factor de seguridad mayor que 1.3. El factor de seguridad va aumentando conforme la profundidad, por lo que disminuye la probabilidad a la licuefacción.

La tabla 4 proporciona una guía generalizada acerca de los factores de seguridad mínimos, que se deberán calcular, dependiendo del número de golpes corregido del SPT obtenidos en campo, para arenas limpias.

Tabla 4: factor de seguridad recomendado para evaluar la susceptibilidad a la licuefacción (State Mining and Geology Board, 1997, página 25)

Consecuencia de la licuefacción	(N1)60	FS
Asentamientos	≤ 15	1.10
	≥ 30	1.00
Manifestación superficial	≤ 15	1.20
	≥ 30	1.00
Deslizamiento lateral	≤ 15	1.30
	≥ 30	1.00

1.6 Estabilización para arenas susceptibles a la licuefacción

Si conocemos que un área es susceptible a la licuefacción, podemos tomar medidas de mitigación al respecto; para evitar que estas ocurran o afecten el área o infraestructura a construir, las técnicas más comunes en estos casos son las siguientes:

1. Cimentaciones profundas.
2. Técnicas de densificación del suelo.
3. Técnicas de drenaje.
4. Modificación del grado de saturación.

1.6.1 Cimentaciones profundas

Las cimentaciones profundas nos sirven para transmitir las cargas de la estructura por debajo del suelo susceptible a la licuefacción, hasta llegar a un estrato firme, también sirven para poder resistir cargas horizontales y momentos flectores inducidos por el sismo; la cimentación profunda se puede realizar por medio de pilotes, estos pueden ser de acero, concreto o madera.

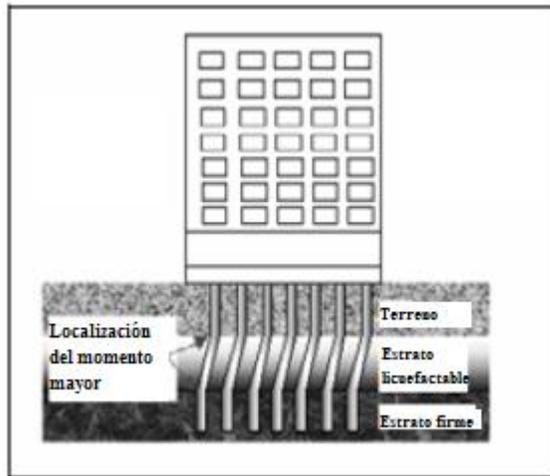


Figura 2: cimentaciones profundas (*Johansson, 2000, página 1*)

1.6.2 Técnicas de densificación del suelo

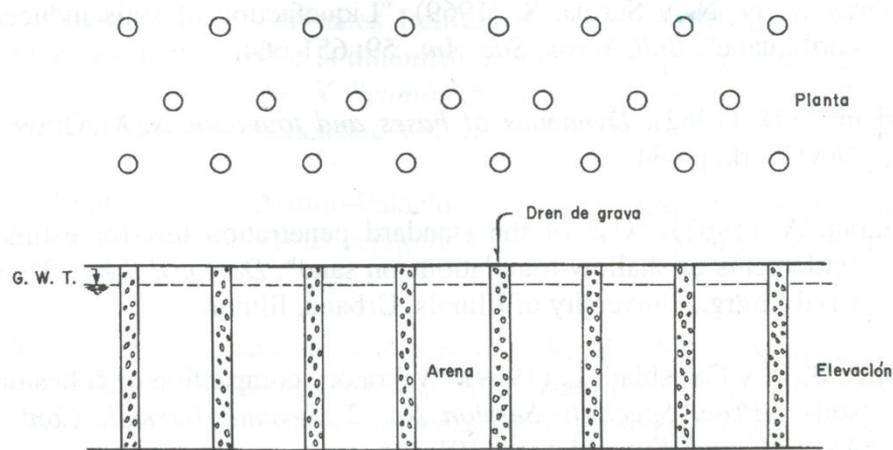
Como se ha mencionado, la licuefacción ocurre en arenas sueltas, por lo que las técnicas de densificación son bastante útiles para contrarrestar el fenómeno de la licuefacción, aumentando la densidad del suelo; entre las técnicas de densificación tenemos:

1. Vibroflotación
2. Vibrodesplazamiento
3. Vibrocompactación
4. Compactación dinámica

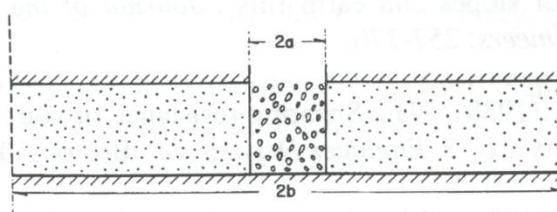
En general, estas técnicas tratan por medio de movimientos cíclicos o vibratorios, acomodar las partículas del suelo granular y con eso conseguir un aumento en la densidad de las arenas.

1.6.3 Técnicas de drenaje

Ya que la licuefacción ocurre en arenas sueltas saturadas, podemos evitar que ocurra este fenómeno por medio de la disipación de presión de poros de una forma más rápida, de la que ocurriría si el suelo se encuentra en condiciones normales, una forma de hacerlo es colocando drenajes en el sitio que es susceptible a la licuefacción, esto ayudará a que el agua encuentre una forma de transportarse igualmente rápida a la del incremento de la presión de poros, estos drenes pueden ser: drenes verticales de grava o drenes verticales prefabricados.



(a) Sistema de drenes de grava



(b) Dren de grava con drenaje radial únicamente

Figura 3: sistema de drenes verticales de grava (Seed y Btooker, 1976)(por Díaz, 2006, página 241)

1.6.4 Modificación del grado de saturación

Esta técnica consiste en disminuir el grado de saturación por medio de inyección de aire, esta técnica se basa en crear un espacio de aire entre partículas, ya que en el momento de un sismo, la transmisión de presión de poros se disipa en estos espacios de aire, esta técnica fue propuesta por *Ishihara* en el 2001 (por *Kramer, y Stewart, 2004*).

1.7 Sismos

Los sismos están fuertemente ligados al movimiento de las placas terrestres, estas fuerzas pueden ser impulsoras, mientras otras en menor cantidad se oponen al movimiento de estas. Las fuerzas impulsoras pueden ser de empuje de la dorsal, de arrastre de placas y fuerzas de succión de las placas. Las fuerzas que tienden a impedir el movimiento de estas, son las fuerzas resistentes de la placa y fuerzas del manto.

Los sismos se originan debido al rompimiento de las rocas de la litósfera provocada por la gran cantidad de esfuerzos que las placas acumulan, debido a las fuerzas que se oponen al movimiento de estas. Se ha observado a lo largo de los años que los sismos dependen de las dinámicas internas conocidas como dinámica de placas, por lo que podemos definir que los sismos no son distribuidos aleatoriamente en el globo terráqueo, sino que principalmente en los bordes de las placas, que es el lugar donde se libera la energía con mayor facilidad, ocasionada por los esfuerzos acumulados durante años. Localmente, un sismo ocurre en sitios de debilidad de las rocas, generalmente donde ya han ocurrido desplazamientos y rompimiento de las mismas, estas áreas se conocen como fallas geológicas. Los sismos ocurren con mayor facilidad en el área de subducción, como es el caso del sur del país de Guatemala.

1.7.1 Magnitud e intensidad de los sismos

Existen dos maneras de medir la fuerza de un terremoto, la primera, llamada magnitud, mide la cantidad de energía liberada por el terremoto, y la segunda, llamada intensidad, está basada en el daño producido a las estructuras y en las reacciones de la gente.

1.7.1.1 Magnitud de un sismo

Magnitud de un sismo, es un parámetro indicativo del tamaño de los temblores, y está relacionado con la cantidad de energía que es liberada cuando ocurre un sismo. Este parámetro no depende de la distancia a la que se encuentra el observador; se calcula determinando el logaritmo de la amplitud máxima de las ondas registradas en el sismógrafo, la escala es logarítmica, lo que significa que un temblor de magnitud 8.0, por ejemplo, produce un movimiento 10 veces más fuerte que el producido por uno de 7.0. Aunque existen varias escalas de magnitud, la más utilizada es la Escala de *Richter*.

Actualmente, existen varias escalas de magnitud, de las cuales las más comunes son la magnitud local, la magnitud de ondas superficiales, la magnitud de ondas internas y la magnitud de momento sísmico, dependiendo generalmente de las características del sismo y de la distancia de los instrumentos al epicentro. Estas magnitudes se verán en detalle a continuación, pero es importante señalar que no son las únicas que existen.

1. Magnitud local: la primera escala de magnitud definida por *Richter* en 1935, fue desarrollada para terremotos superficiales y locales,

por lo que esta escala solo funciona para sismos en los que los instrumentos se encuentran a una distancia menor a 600 kilómetros con respecto al epicentro. También se denomina simplemente magnitud de *Richter*. Matemáticamente, se expresa como (USGS, 2003):

$$M_L = \log A - \log A_0 \quad (28)$$

Donde:

M_L = Magnitud local.

A = Amplitud máxima en milímetros, registrada por el sismógrafo de torsión *Wood-Anderson* (amplificación 2,800 y períodos de 0.85 segundos).

A_0 = 0.001 mm, amplitud de referencia, que corresponde a un terremoto como patrón de magnitud.

2. Magnitud de ondas superficiales: para poder definir sismos a grandes distancias, se utilizan ondas superficiales de *Rayleigh*, de un período largo con frecuencias de 20 segundos, de acuerdo a la siguiente fórmula (USGS, 2003):

$$M_s = \log(A/T) + 1,66 \log D + 3,3 \text{ s} \quad (29)$$

Donde:

M_s Magnitud de ondas superficiales

- A Amplitud vertical del terremoto, medida en micras (μm)
- T Período en segundos, con rangos de 18 a 22 segundos
- D Diámetro epicentral en grados geocéntricos (ángulo estación – epicentro) rango entre 20° y 160° .

Esta escala es utilizada para sismos que tienen focos superficiales y en el sismógrafo se encuentra a menos de 1,000 kilómetros del epicentro.

3. Magnitud de ondas internas: para sismos profundos es importante trabajar con ondas internas, ya que estos casi no generan ondas superficiales. Para este caso se utiliza la ecuación definida por *Gutenberg y Richter* en 1956 (USGS, 2003):

$$m_b = \log(A/T) + Q(D,h) \quad (30)$$

Donde:

- m_b Magnitud de ondas internas
- A Amplitud vertical del terremoto, medida en micras (μm)
- T Período en segundos, con rangos de 0.1 y 3.0 segundos
- Q Factor de atenuación, es una función de la distancia del epicentro ($D \geq 5^\circ$) y la profundidad focal (h) en kilómetros.

4. Magnitud momento: una escala de magnitud que a diferencia de las otras escalas, puede ser aplicada a temblores de cualquier tamaño. Para obtener esta magnitud se determina primeramente el momento sísmico del temblor, a través de multiplicar el área de la ruptura y el desplazamiento neto de los bloques de la falla. El uso de estos parámetros hace que esta magnitud sea la más

representativa del tamaño del temblor, en comparación a otras magnitudes que son calculadas solo con alguna fase sísmica en particular.

La magnitud momento se puede obtener fácilmente de las siguientes relaciones propuestas por *Hanks y Kanamori* en 1979 (USGS, 2003):

$$M_w = 2/3 \log M_0 - 10.70 \quad (31)$$

Donde:

M_w Magnitud de momento sísmico.

M_0 Momento sísmico

Por lo que ahora se reduce a calcular el momento sísmico, el cual está dado por la siguiente expresión:

$$M_0 = \mu * \Delta\mu * A \quad (32)$$

Donde:

μ coeficiente de rigidez o cizallamiento medio.

$\Delta\mu$ Dislocación o separación media entre los planos involucrados en el rompimiento.

A Área total del plano de rompimiento

1.7.1.2 Intensidad

A diferencia de la magnitud, la intensidad es un parámetro variable que describe los efectos causados por un sismo sobre la sociedad y sus estructuras. Para determinar la intensidad se consideran los efectos percibidos por la gente, así como los daños causados por el temblor en las estructuras y en el medio ambiente. A diferencia de la magnitud que tiene valor único, para un único sismo existirán varias intensidades, dependiendo de la ubicación donde se esté observando.

Las condiciones geológicas del sitio de observación presentan un papel importante en la intensidad de un sismo, como por ejemplo en un suelo blando, o un ambiente sedimentario, las intensidades pueden ser dos o tres veces más altas que las observadas en una roca firme. Así como se espera que la intensidad de un sismo disminuya cuando nos alejamos del epicentro, en ocasiones las condiciones geológicas del área dan lugar a una intensidad más alta; por ejemplo el fenómeno, de Michoacán, de septiembre de 1985 (Díaz, 2006), que causó daños severos en la ciudad de México.

La escala más utilizada es la escala Modificada de *Mercali*. Esta escala es representada por números romanos y va del I al XII (Díaz, 2006). Por ejemplo, un sismo con intensidad de II corresponde a un movimiento percibido levemente por una persona en reposo, mientras que una intensidad de XII corresponde a una destrucción total.

1.7.2 Energía de un sismo

Es necesario cuantificar la energía que un sismo libera, y para poder cuantificarla se definió una relación para obtener la energía sísmica por *Gutenberg y Richter* en 1958 (Díaz, 2006), que es la siguiente:

$$\log E_s = 11.8 + 1.5 M \quad (33)$$

Donde:

Es La energía de un sismo

M Magnitud de un sismo

Dada la forma logarítmica de la expresión y del coeficiente de la magnitud, muestra que el aumento de la magnitud en una unidad, corresponde a una amplificación de la energía liberada por un factor de 32 aproximadamente, según *Lüders* en 1988 (Díaz, 2006).

Se presenta en la tabla 5, un listado de los terremotos que han liberado mayor cantidad de energía en el mundo, ocurridos desde el año 1900 al 2011, según el U.S. *Geological Survey*.

Tabla 5: terremotos de mayor magnitud desde 1900 hasta 2011 (USGS, 2011)

No.	Localizacion	fecha	Magnitude	Cordenadas Geograficas		Referencia
				Latitud	Longitud	
1	Chile	22/05/1960	9.5	-38.29	-73.05	Kanamori, 1977
2	Prince William Sound, Alaska	28/03/1964	9.2	61.02	-147.65	Kanamori, 1977
3	Off the West Coast of Northern Sumatra	26/12/2004	9.1	3.3	95.78	Park et al., 2005
4	Near the East Coast of Honshu, Japan	11/03/2011	9	38.322	142.369	PDE
5	Kamchatka	04/11/1952	9	52.76	160.06	Kanamori, 1977
6	Offshore Maule, Chile	27/02/2010	8.8	-35.846	-72.719	PDE
7	Off the Coast of Ecuador	31/01/1906	8.8	1	-81.5	Kanamori, 1977
8	Rat Islands, Alaska	04/02/1965	8.7	51.21	178.5	Kanamori, 1977
9	Northern Sumatra, Indonesia	28/03/2005	8.6	2.08	97.01	PDE
10	Assam - Tibet	15/08/1950	8.6	28.5	96.5	Kanamori, 1977
11	Andreanof Islands, Alaska	09/03/1957	8.6	51.56	-175.39	Johnson et al.,
12	Southern Sumatra, Indonesia	12/09/2007	8.5	-4.438	101.367	PDE
13	Banda Sea, Indonesia	01/02/1938	8.5	-5.05	131.62	Okal and
14	Kamchatka	03/02/1923	8.5	54	161	Kanamori, 1988
15	Chile-Argentina Border	11/11/2022	8.5	-28.55	-70.5	Kanamori, 1977
16	Kuril Islands	13/10/1963	8.5	44.9	149.6	Kanamori, 1977

1.7.3 Sismos superficiales

Un sismo, con magnitudes relativamente bajas causa un mayor número de daños en áreas muy localizadas, lo que puede explicarse en parte por su hipocentro poco profundo. Así sucedió en el caso del terremoto de 1985 en Uspantán (Quiché, Guatemala) con una magnitud de 5,0 M_w y un hipocentro de cinco kilómetros, que resultó en la destrucción de 80% de los edificios en Uspantán pero causó poco daño fuera del municipio (Wikipedia, 2010).

El terremoto más destructivo en la historia reciente de Guatemala fue el terremoto de 1976, con una magnitud de 7,5 M_w y un hipocentro ubicado a solo cinco kilómetros de profundidad. Este terremoto, procedente de la falla de Motagua, causó la muerte de 23,000 personas, dejando 76,000 personas heridas, y causó extensos daños materiales. Sorprendentemente, el terremoto de 7,9 M_w de 1942, aunque mayor en magnitud, fue mucho menos destructivo, lo que se explica en parte porque ocurrió a una profundidad mayor (60 km). (Wikipedia, 2010). Se presenta en la tabla 6, los sismos más notables en la historia de Guatemala, según Wikipedia:

Tabla 6: Terremotos registrados en Guatemala (Wikipedia, 2010)

Nombre	Fecha	Epicentro	MAGNITUD	INTENSIDAD	Prof. Hipocentro
Terremoto de Guatemala de 1717	29-9-1717	n/d Antigua Guatemala, Sacatépéquez	7.4	IX	n/d
Terremoto de Guatemala de 1765	24-10-1765	Ostuncalco (Quetzaltenango)	7.6-8.2	VII	n/d
Terremoto de Guatemala de 1773	29-7-1773	Antigua Guatemala, Sacatépéquez	n/d	VIII	n/d
Terremoto de Guatemala de 1816	22/07/1816	n/d Alta Verapaz, Falla de Chixoy-Polochic	7.5	VII	n/d
Terremoto de Guatemala de 1902	18/04/1902	14°54'N 91°30'W □ 14.9, -91.5 Quetzaltenango	7.5	n/d	25 km
Terremoto de Guatemala de 1913	08/03/1913	n/d cerca de Cuilapa, Santa Rosa Falla de Jalpatagua	n/d	V	n/d
Terremoto de Guatemala de 1917	26/12/1917	n/d, Ciudad de Guatemala	n/d	VII-IX	n/d
Terremoto de Guatemala de 1918	04/01/1918	n/d, Cerca de la Ciudad de Guatemala	6	VI	n/d
Terremoto de Guatemala de 1942	06/08/1942	13°54'N 90°48'W □ 13.9, -90.8 Occidente de Guatemala	7.9-8.3	n/d	60 km
Terremoto de Guatemala de 1959	20/02/1959	15°56'N 90°35'W □ 15.94, -90.59 Ixcán, Quiché	n/d	n/d	48 km
Terremoto de Guatemala de 1976	20/02/1976	15°19'N 89°06'W □ 15.32, -89.1 Falla del Motagua	7.5	X	5 km
Terremoto de Guatemala de 1985	11/10/1985	15°18'N 90°54'W □ 15.3, -90.9 Uspantán, Quiché	5	VII	5 km
Terremoto de Guatemala de 1988	03/11/1988	13°52'52"N 90°27'0"W □ 13.881, -90.45 San Vicente Pacaya, Escuintla	6	VI	69 km
Terremoto de Guatemala de 1991	11/09/1991	14°24.12'N 91°03.06'O □ 14.402, -91.051 Pochuta, Chimaltenango	5.3	VII	32 km
Terremoto de Chiapas de 1993	10/09/1993	14°43'1"N 92°38'42"W □ 14.717, -92.645 Chiapas a San Marcos	7.2	-	34 km
Terremoto de Guatemala de 1995	19/12/1995	15°18'4"N 90°9'14"W □ 15.301, -90.154 Tucurú, Alta Verapaz	5.3	IV	10 km
Terremoto de Guatemala de 1998	10/01/1998	14°22'26"N 91°28'23"W □ 14.374, 91.473 Santo Domingo Suchitépéquez	6.6	VII, VI	33 km
Terremoto de Guatemala 1998 (marzo)	02/03/1998	13°52.92'N 91°52.38'O □ 13.882, -91.873	5	V,III	33 km
Terremoto de Guatemala de 2007	13/06/2007	13°37'23"N 90°47'49"W □ 13.623, 90.797	6.7	n/d	23 km
Terremoto de Guatemala de 2008	27/05/2008	13°42'54"N 90°55'16"W □ 13.715, 90.921	5.7	n/d	78 km
Terremoto de Guatemala de 2009	03/05/2009	14°35'N 91°05'W □ 14.58, -91.08	6.2	n/d	124 km
Terremoto de Guatemala de 2010	23/02/2010	15°59'2"N 91°23'10"W □ 15.984, -91.386 20 km al norte de San Mateo Ixtatán, Huhuetenango	5.6	n/d	10 km

1.7.4 Riesgo sísmico

Se considera riesgo sísmico a la probabilidad de daños a las construcciones y al número de personas que resultan heridas o muertas en el caso de un sismo. El riesgo sísmico varía en una región dependiendo de la cercanía de las fallas activas, al tipo de suelo y al tipo de edificaciones. El reconocimiento de estos factores proporciona las bases para la planificación de futuras edificaciones, que deberán construirse en lugares más seguros o realizar un diseño sísmico resistente para evitar daños a la población y las estructuras que ahí se encuentren. Contrariamente a lo que pudiera pensarse, mientras mayor es el desarrollo de una región, mayor es también su vulnerabilidad ante sismos fuertes.

En la actualidad, los daños que los sismos pueden ocasionar son más severos debido a que la población mundial ha aumentado considerablemente, existiendo asentamientos humanos en muchas regiones de alta sismicidad. Aunque nada puede hacerse para evitar que los temblores ocurran, se puede aprender a vivir con los problemas que estos pueden ocasionar. En el momento en que se construya en un área sísmica, las obras deberán tener capacidad de resistir los fuertes temblores. Así mismo, se tiene que analizar la información continuamente usando base de datos cada vez mejores y más completas para evaluar los sismos (Díaz, 2006).

1.7.5 Localización de un sismo

El sismo se puede localizar en un punto en la superficie, a éste le llamamos epicentro, el cual se sitúa en la parte superior del foco. La diferencia entre las ondas P y S, son utilizadas para localizar el epicentro. La distancia entre el epicentro y el instrumento sísmico se da por la ecuación (Millones, 2005):

$$d = \frac{t_{sp} \cdot V_p \cdot V_s}{|V_s - V_p|} \quad (34)$$

Donde:

d = Distancia al epicentro

V_p = Velocidad de la onda P

V_s = Velocidad de la onda S

t_{sp} = Diferencia de tiempo a la llegada de la onda P y la onda S.

Para poder determinar la distancia de un punto hacia el epicentro se requiere de tres estaciones como mínimo, en la parte superior del foco. La diferencia entre las ondas P y S, son utilizadas para localizar. El método que se utiliza es dibujando círculos con un radio igual a la distancia del epicentro, calculada alrededor de cada estación sísmica, en donde los puntos convergen, corresponde al epicentro. Este punto se llama triangulación, actualmente son calculados por medio de programas de computadora.

2 Dinámica de suelos

La dinámica de suelos es la que estudia el comportamiento de los suelos sometidos a cargas dinámicas, la cual puede ser originada por terremotos, explosiones de bombas, operación de maquinarias y martillos, tránsito de vehículos, la acción de las olas en el agua, entre otras.

El origen de la dinámica de suelos se remonta a Japón, en donde *Monobe y Matsuo* (1929) publicaron su trabajo sobre la presión lateral sísmica, en tanto que *Saita y Suzuki* (1934) señalaron la importante relación entre el daño estructural y las condiciones locales del sitio. Los orígenes de la interacción dinámica suelo-estructura se encuentra en el trabajo de *Sezawa y Janai* (1935) y la introducción del modelo de la viga de cortante para el análisis sísmico de presas de tierra, se debe a *Mononobe* (1936). (Díaz, 2006).

2.1 Características de los problemas de la dinámica de suelos

Si las cargas aplicadas a una masa de suelo inducen fuerzas de inercia de magnitud comparable a las fuerzas estáticas, se requiere la determinación de parámetros del suelo y el desarrollo de herramientas de cálculo que tomen en cuenta esta condición.

La velocidad de aplicación de la carga es lo que determina que sea considerado dinámico, también depende mucho de la masa de suelo involucrada. Por lo tanto, cuando se aplican cargas dinámicas a una masa de suelo, como sismos, tránsito de vehículos, vibración de

maquinaria, entre otros, se provocan cambios en el estado de esfuerzos de dicha masa, la cual puede causar deformaciones o incrementos en la presión de poros del suelo, debido a esto puede crearse una disipación del incremento de la presión de poros, la que da origen a las deformaciones volumétricas, y por lo tanto, asentamientos del suelo.

La presión de poros generada depende del tipo de suelo, magnitud de la carga, velocidad de la aplicación de la carga y permeabilidad del suelo; también induce modificaciones del estado de esfuerzos efectivos, lo que da resultado a la reducción de la resistencia al corte del suelo. En suelos granulares finos, saturados, la presión de poros puede causar el fenómeno que se conoce con el nombre de licuefacción.

2.2 Fundamentos de vibración

El movimiento de una partícula que oscila alrededor de una posición en equilibrio se conoce como vibración. Cuando un sistema elástico es desplazado de una posición de equilibrio, se genera una vibración, debida a la acción de fuerzas recuperadoras. Los terremotos y las ondas sísmicas producen una vibración en las partículas del suelo, por lo que es importante presentar los conceptos básicos de la teoría que rige el movimiento sistema vibrante. (Díaz, 2006).

2.2.1 Sistema elemental

Es un sistema elemental de parámetros concentrados muy utilizado en ingeniería, un sistema de un grado de libertad amortiguado (SIGLA), como se puede observar en la figura 4, y consta de tres elementos:

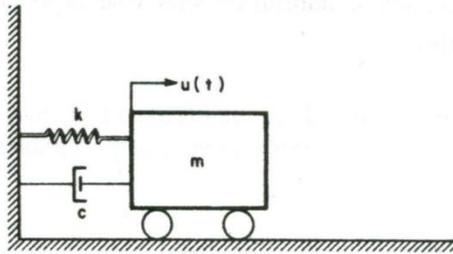


Figura 4: sistema elemental de un grado de libertad amortiguado (SIGLA) (Díaz, 2006, página 23).

1. Masa (m): esta es la que representa la cantidad de materia de un cuerpo, la propiedad es constante en el sistema; la masa interviene en los sistemas dinámicos a través de la segunda Ley de *Newton* (Díaz, 2006, página 12):

$$F = m \cdot \ddot{u} \quad (35)$$

Donde:

- F Es la fuerza de inercia
- m Es la masa
- \ddot{u} Es la aceleración de la masa.

2. Resorte (k): esta representa la elasticidad, que es la responsable de transmitir la fuerza restauradora o la que regresará el elemento al equilibrio, esta fuerza interviene en los sistemas dinámicos mediante la expresión (Díaz, 2006, página 12):

$$F_r = k \cdot u \quad (36)$$

Donde:

- Fr Es la fuerza restauradora
- k Es la constante de resorte
- u Es el desplazamiento de la masa

Todos los cuerpos que posean masa y elasticidad pueden experimentar oscilaciones o movimientos, usualmente con respecto al tiempo que tarda en regresar a la posición de equilibrio.

3. Amortiguador (c): este es el encargado de disipar la energía. La disipación de la energía puede realizarse mediante distintos mecanismos según el tipo de amortiguamiento (fricción, viscosos, entre otros). El tipo de amortiguamiento más utilizado es el de tipo viscoso, el cual tiene la ecuación (Díaz, 2006, página 12):

$$F_d = c \cdot \dot{u} \quad (37)$$

Donde:

- F_d Es la fuerza disipadora
- c Es la constante del amortiguador
- \dot{u} Es la velocidad de la masa.

2.2.2 Vibración libre amortiguada

Es un sistema elemental de un grado de libertad si la masa desplaza una cantidad u_0 y se libera repentinamente, el sistema se pondrá a oscilar libremente.

La ecuación para este sistema se obtiene aplicando la segunda Ley de *Newton* (Díaz, 2006, página 13):

$$\Sigma F = m \cdot a \quad (38)$$

Donde:

ΣF Es la sumatoria de fuerzas

m Es la masa

a Es la aceleración.

$$-ku - c\ddot{u} = m\ddot{u} \quad (39)$$

Despejando

$$m\ddot{u} + c\ddot{u} + ku = 0 \quad (40)$$

Donde:

k Es la constante del resorte

c Es la constante del amortiguador

\ddot{u} Es la aceleración de la masa.

u Es el desplazamiento de la masa.

A esta ecuación se le conoce con el nombre de ecuación de movimiento de un sistema de un grado de libertad en vibración libre (Díaz, 2006, página 14):

Donde:

$$\omega_n^2 = k/m \quad (41)$$

Donde:

ω_n Es la frecuencia natural circular en rad/seg.

k Es la constante del resorte

m Es la masa.

$$2b = c/m \quad (42)$$

Donde:

b Es una constante para la frecuencia natural circular.

c Es la constante del amortiguador

m Es la masa.

Donde ω_n es la frecuencia natural circular y es expresada en rad/seg. Por lo que la ecuación anterior se puede describir (Díaz, 2006, página 14):

$$\ddot{u} + 2b\dot{u} + \omega_n^2 u = 0 \quad (43)$$

La solución a la ecuación del movimiento nos permite obtener el desplazamiento en función del tiempo (Díaz, 2006, página 15):

$$u(t) = u_m \cdot e^{-(\zeta/2m)t} \cdot \text{sen}(\omega_d \cdot t + \delta) \quad (44)$$

Donde

ω_d Es la frecuencia angular de la vibración amortiguada

ζ Es el coeficiente de amortiguamiento.

Podemos determinar el coeficiente de amortiguamiento crítico (ζ_c) de la siguiente fórmula (Díaz, 2006, página 15):

$$\zeta_c = 2m \omega_n \quad (45)$$

Donde

ζ_c Es el coeficiente de amortiguamiento crítico

m Es la masa

ω_n Es la frecuencia natural circular en rad/seg.

Donde los valores de ζ y de ζ_c , se distinguen tres casos de amortiguamiento:

1. Amortiguamiento fuerte o supercrítico, se produce cuando $\zeta_c > \zeta$ y corresponde a un movimiento no vibratorio, porque el sistema recupera su posición de equilibrio sin oscilar.
2. Amortiguamiento crítico, se produce cuando $\zeta_c = \zeta$ y aquí el movimiento tampoco es vibratorio.
3. Amortiguamiento débil o subcrítico, se produce cuando $\zeta_c < \zeta$ y en este caso el movimiento es vibratorio de amplitud decreciente.

La constante (ζ) se conoce como factor de amortiguamiento. Se puede observar en la figura 5 típica de amortiguamiento de movimiento débil y se observa cuando la amplitud es decreciente.

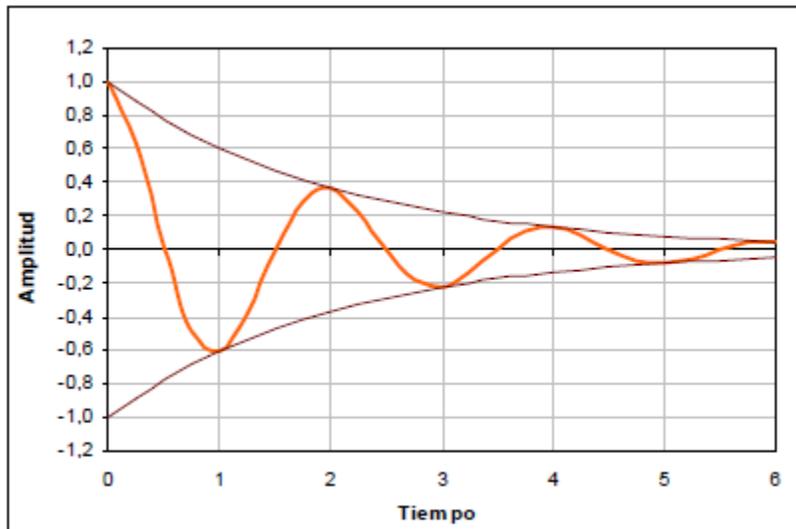


Figura 5: típica de amortiguamiento de movimiento débil (Díaz, 2006, página 21)

2.2.3 Vibración forzada amortiguada

Sea un sistema elemental de un grado de libertad sometido a una fuerza $F(t)=F\cos \Omega t$ por lo que la ecuación de movimiento resulta ser (Díaz, 2006, página 22):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = F \cos \Omega t \quad (46)$$

Donde

- k Es la constante del resorte
- c Es la constante del amortiguador
- \ddot{u} Es la aceleración de la masa.
- u Es el desplazamiento de la masa.
- F Es la fuerza de inercia
- Ω Constante de la fuerza actuante
- t Tiempo

La solución de esta ecuación permite expresar el factor de amplificación en función de la razón de frecuencias y del factor de amortiguamiento (Díaz, 2006, página 25):

$$H(\Omega) = \frac{1}{\sqrt{[1 - (\Omega/\omega_n)^2]^2 + (2\zeta\Omega/\omega_n)^2}} \quad (47)$$

Donde

$H(\Omega)$ Es el factor de amplitud dinámica

En la figura 6 se formula la ecuación anterior para distintos valores del factor de amortiguamiento. Obsérvese que la amplitud de una vibración forzada amortiguada puede mantenerse reducida de dos maneras, con un coeficiente de amortiguamiento de gran valor, lo que equivale a un alto factor de amortiguamiento, o teniendo una frecuencia natural diferente de la frecuencia forzada, lo que equivale a una razón de frecuencias distinta de 1.

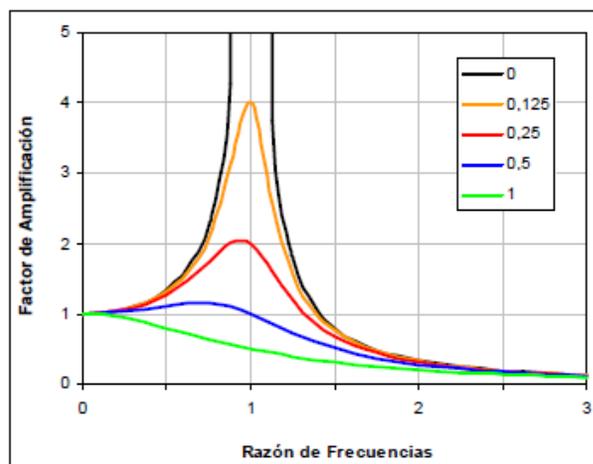


Figura 6: factor de amplificación en función de la razón de frecuencia para distintos valores de amortiguamiento.(Díaz, 2006, pagina 27)

2.3 Propagación de ondas en un medio elástico

Cuando una perturbación se aplica repentinamente a un punto cualquiera de un medio elástico, no todas las partículas que lo componen se perturban de inmediato. Las primeras en perturbarse son las más cercanas al punto, y como resultado estas partículas propagan la perturbación en el medio, de partícula a partícula, con una velocidad c , denominada celeridad. A este proceso de propagación se le llama celeridad.

Las oscilaciones de las partículas que provocan una perturbación afectan un volumen determinado del medio. Al lugar donde se produce la perturbación se denomina fuente y al lugar geométrico de los puntos hasta los cuales llega la perturbación en un instante t , se llama frente de onda. El frente de onda es la superficie que separa la parte del medio ya perturbado, de aquella región en la cual no se han producido oscilaciones.

Con relación a la dirección de las oscilaciones de las partículas, respecto a la dirección de propagación de la onda, se distinguen dos tipos: ondas longitudinales y ondas transversales. En un medio elástico sólido, se propagan tanto ondas longitudinales como transversales.

2.3.1 Ondas longitudinales u ondas P

Cuando la perturbación se propaga en el medio a través de compresión o dilatación de este, pero sin que ocurra distorsión, se originan trenes de ondas longitudinales.

Las ondas P (**PRIMARIAS**) son ondas longitudinales, lo cual significa que el suelo es alternadamente comprimido y dilatado en la dirección de la

propagación. Estas ondas generalmente viajan a una velocidad 1.73 veces de las ondas transversales u ondas S y pueden viajar a través de cualquier tipo de material. Velocidades típicas son 330m/s en el aire, 1,450m/s en el agua y cerca de 5,000m/s en el granito(Díaz, 2006, página 62).



Figura 7: ondas P o longitudinales (Díaz, 2006, página 61)

2.3.2 Ondas transversales u ondas S

Las ondas S (**SECUNDARIAS**) u ondas transversales o de corte, lo cual significa que el suelo es desplazado perpendicularmente a la dirección de propagación, alternadamente hacia un lado y hacia el otro. Las ondas S pueden viajar únicamente a través de sólidos debido a que los líquidos no pueden soportar esfuerzos de corte. Su velocidad es alrededor de 58% la de una onda P para cualquier material sólido. Usualmente, la onda S tiene mayor amplitud que la P y se siente más fuerte que esta (Díaz, 2006, página 62).



Figura 8: ondas S o transversales o de corte (Díaz, 2006, página 65)

2.3.3 Ondas Rayleigh

Cuando el medio es elástico, homogéneo e isótropo, es semi-infinito y está limitado por una frontera horizontal, se genera un tercer tipo de onda, cuyo movimiento está confinado a una frontera del semi-espacio. *Rayleigh* (1985) demostró que las partículas se mueven describiendo una elipse (figura 9) en el plano vertical paralelo a la dirección de propagación, sus efectos decrecen rápidamente con la profundidad y su velocidad de propagación V_R , es menor que las ondas de corte, V (Díaz, 2006, página 66).

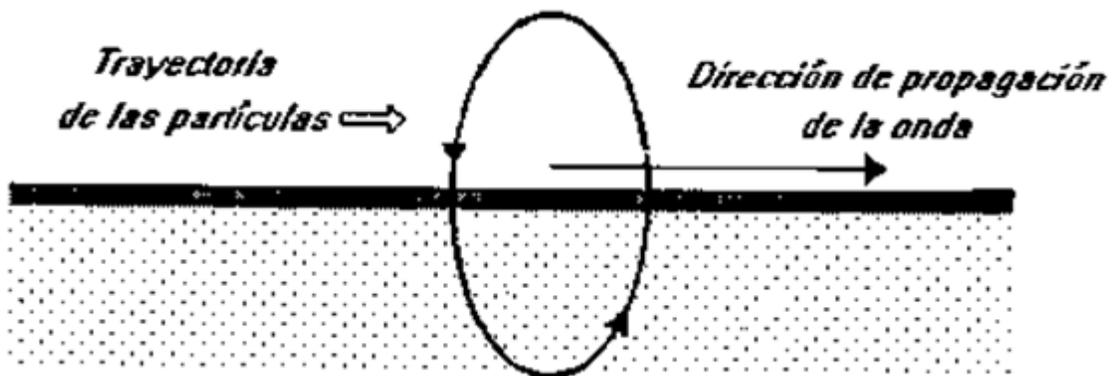


Figura 9: ondas Rayleigh (Díaz, 2006, página 67)

2.4 Velocidad de ondas

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas depende de la densidad del medio y de sus propiedades elásticas. Las ondas elásticas generan fuerzas y deformaciones que obedecen la teoría de la elasticidad, en la cual los cuerpos sólidos tienen la propiedad de resistir cambios de tamaño o de forma, y de regresar a la condición no deformada cuando se eliminan las fuerzas externas (Rosales, 2001, página 37).

Se puede demostrar teóricamente y se observa experimentalmente que la velocidad de las ondas es tal que: $V_R < V_s < V_p$. Donde V_p , V_s y V_R , son las velocidades de las ondas P, S y de *Rayleigh* respectivamente. Entre estas dos últimas no puede establecerse un orden de velocidades porque esta depende de muchos factores y no siempre viajan con la misma velocidad.

Relación entre velocidades

La velocidad de una onda P es siempre mayor que la velocidad de una onda S, como lo indica la razón (Troncoso, 1992):

$$V_p/V_s = [(\lambda + 2G)/G]^{1/2} \quad (48)$$

Donde:

V_p Es la onda p

V_s Es la onda s

λ La constante de *Lamé*

G Módulo de corte

Si reemplazamos el módulo de corte y la constante de *Lamé*:

$$G = E / (2(1 + \mu)) \quad (49)$$

$$\lambda = \mu \cdot E / [(1 + \mu)(1 - 2\mu)] \quad (50)$$

Donde E es el módulo de *Young* y μ el coeficiente de *Poisson* del material. La razón de las velocidades se puede escribir en función de un solo parámetro (Troncoso, 1992):

$$V_p/V_s = [(2(1-\mu))/(1-2\mu)]^{1/2} \quad (51)$$

Así mismo, la relación entre la velocidad de la onda R y la velocidad de la onda S se obtiene reordenando la ecuación de velocidad de la onda R (Troncoso, 1992):

$$V_r/V_s = (0.87 + 1.12 \cdot \mu) / (1 + \mu) \quad (52)$$

Estas relaciones entre velocidades se pueden comparar gráficamente como muestra la figura 10, en la que se observa que la velocidad de propagación de las ondas *Rayleigh* es siempre menor y muy cercana a la velocidad de las ondas S , mientras que la velocidad de las ondas P aumenta exponencialmente con el coeficiente de *Poisson*:

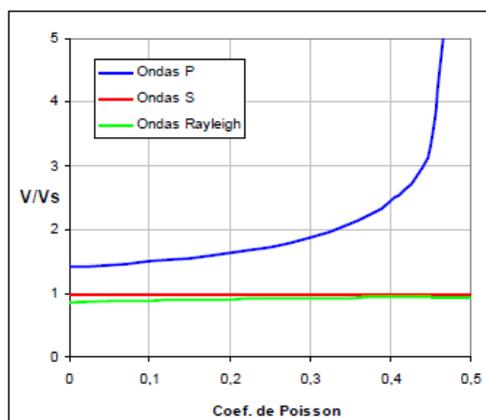


Figura 10: comparación entre velocidad de las ondas S, P y R con respecto el coeficiente de Poisson (Díaz, 2006, página 67)

En la tabla 7 se pueden observar las velocidades típicas de ondas P en distintos medios de propagación, así mismo se pueden obtener las velocidades de las otras ondas con las ecuaciones descritas anteriormente.

Tabla 7: velocidades de las ondas P (Rosales, 2001, página 38)

Medio	Vp (m/s)
Material superficial meteorizado	305 a 610
Gravas, arenas (secas)	468 a 915
Arena (húmeda)	610 a 1830
Arcilla	915 a 2750
Agua	1430 a 1680
Agua de mar	1460 a 1530
Arenisca	1830 a 3970
Shale (roca arcillosa que se parte en laminas)	2750 a 4270
Tiza (Chalk-arcillas)	1830 a 2970
Caliza (Limestone)	2140 a 6100
Sal	4270 a 5190
Granito	4580 a 5800
Rocas metamórficas	3050 a 7020

2.5 Propiedades dinámicas de los suelos

El diseño de la cimentación y el comportamiento de un depósito de suelos durante la ocurrencia de un sismo intenso, son dos problemas típicos de la dinámica de suelos, que requieren la determinación de las propiedades dinámicas de los suelos para obtener los rangos de deformación.

Las principales propiedades dinámicas de los suelos que se requieren en la práctica son(Díaz, 2006, página 119):

1. Módulo dinámico equivalente de *Young*, E
2. Módulo dinámico al esfuerzo cortante, G
3. Módulo dinámico de deformación volumétrica, K
4. Relación de *Poisson*, μ
5. Amortiguamiento ζ
6. Propiedades esfuerzo deformación
7. Parámetros de licuefacción
8. Resistencia al esfuerzo cortante en función de la velocidad de aplicación de la carga.

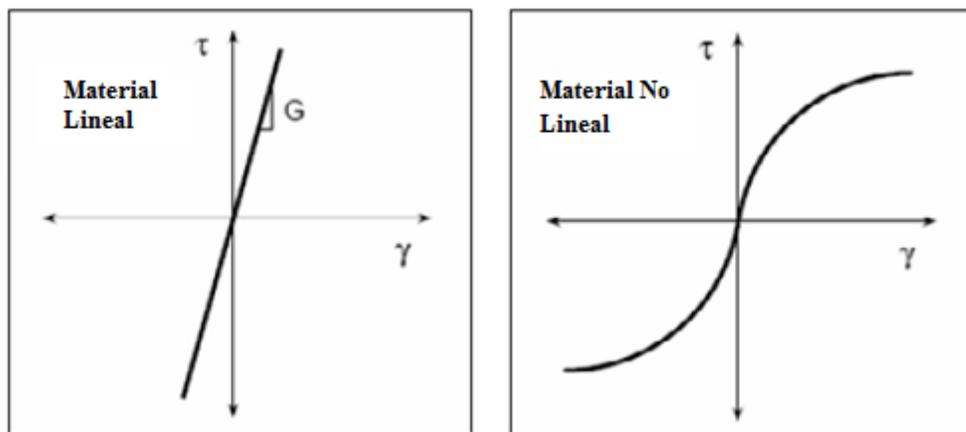
Debe tenerse en cuenta que no existe un ensayo que proporcione todos estos parámetros en la dinámica de suelos. Los ensayos de los suelos sometidos a cargas dinámicas se pueden realizar mediante ensayos de laboratorio o mediante ensayos de campo.

Los principales parámetros para modelar la respuesta sísmica del suelo son el módulo de corte y el amortiguamiento. Estos parámetros se

relacionan con otras propiedades de suelos, de carácter más físico, como por ejemplo el índice de poros, la densidad relativa y la velocidad de las ondas de corte (Díaz, 2006, página 120).

2.5.1 Módulo de esfuerzo de cortante G

El módulo de esfuerzo cortante lo podemos definir entre el esfuerzo de corte (T) y la deformación unitaria de corte (γ). La respuesta de un material a las deformaciones se puede observar en un diagrama tensión – deformación. En un material lineal, la gráfica es una línea recta, mientras que para un material no lineal, la gráfica es una curva, como se muestra en la gráfica 5.



Gráfica 5: diagrama esfuerzo frente a deformación de un material lineal y no lineal (Kramer y Stewart, 2004, página 7).

En la gráfica 5, de materiales no lineales, se puede observar que el módulo de corte varía con respecto a la deformación, el módulo de corte inicial es mayor que el módulo secante a diferencia del módulo de corte tangente que disminuye conforme la deformación aumenta. Para cálculos lineales se utiliza el módulo de corte secante, pero si se desea realizar un análisis no lineal que

cambie respecto a la deformación, se usa el módulo de corte tangente, esto se expresa con las siguiente ecuaciones (*Kramer y Stewart, 2004, página 7*).

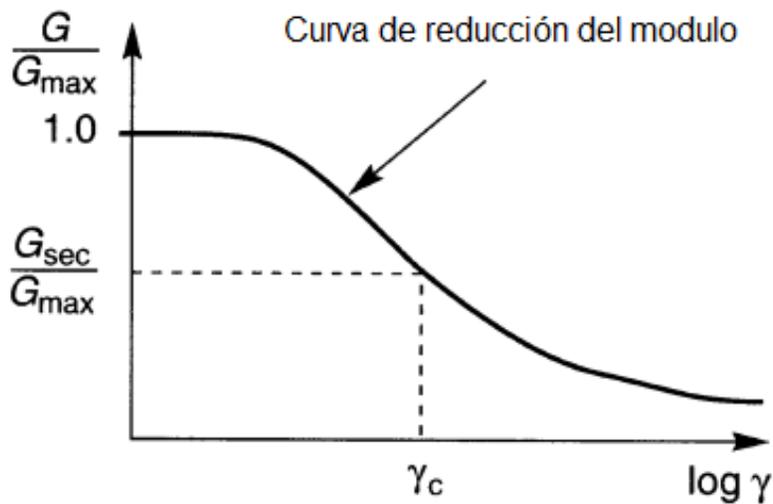
$$G_{\text{sec}} = \tau/\gamma \quad (53)$$

$$G_{\text{tan}} = d\tau/d\gamma \quad (54)$$

Donde:

- G_{sec} Es módulo de corte secante
- G_{tan} Es módulo de corte tangente
- τ Es el esfuerzo cortante
- γ Deformación

La disminución del módulo de corte secante, se puede demostrar al aumentar la deformación unitaria. Esta disminución se puede observar en la gráfica de reducción del módulo de corte frente a la deformación.



Gráfica 6: reducción del módulo de corte frente a la deformación (*Kramer y Stewart, 2004, página 7*).

Según Troncoso (1992), se define la función que describe la curva de reducción del módulo secante para arenas compactas:

$$G = G_0 / (1 + (\gamma/\gamma_R)) \quad (55)$$

Donde:

G	Módulo de corte
G ₀	Módulo de corte máximo
γ	Deformación
γ _R	Deformación unitaria referencial

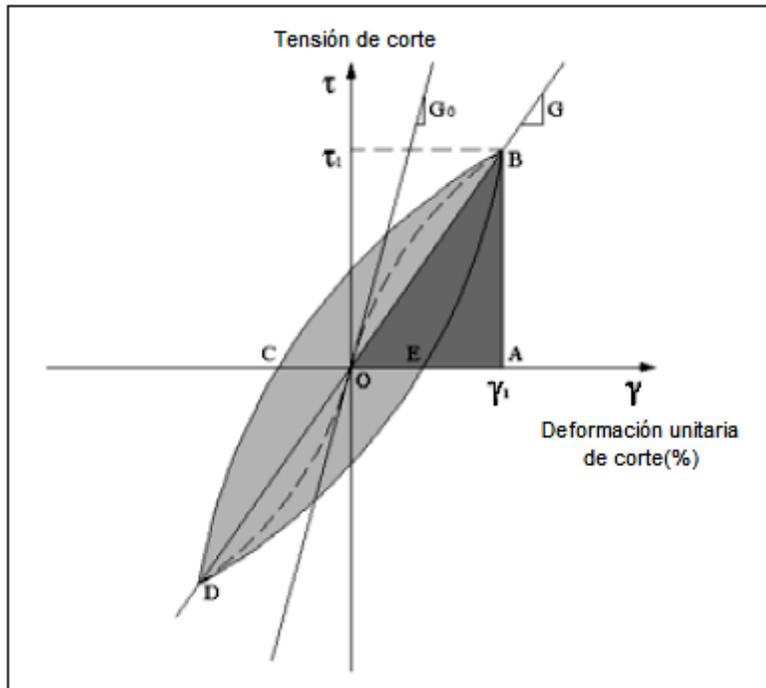
En donde G₀ es el módulo de corte máximo y γ_R es la deformación unitaria de referencia, la cual podemos expresar como:

$$\gamma_R = \tau_{\max} / G_0 \quad (56)$$

Donde:

G ₀	Módulo de corte máximo
τ	Esfuerzo de corte máximo
γ _R	Deformación unitaria referencial

Los suelos generalmente muestran un comportamiento no lineal, pues son materiales inelásticos e histeréticos, es decir, que al ser sometidos a cargas cíclicas como las producidas por un terremoto, su respuesta tensión – deformación es un ciclo (Troncoso, 1992).



Gráfica 7: Respuesta de un suelo sometido a una carga cíclica (Brandes, H, 2003, página 29)

En la gráfica 7 podemos observar un ciclo completo, correspondiente a la deformación. En el ciclo se define el módulo de corte inicial G_0 y el módulo de corte G , el cual es la pendiente de la recta secante que une los extremos de deformación máxima B y D.

2.5.2 Efectos de la velocidad de aplicación de la carga

En la evidencia experimental se ha podido ver que los esfuerzos cortantes de los suelos se incrementan con el aumento de la velocidad de aplicación de la carga, con relación de suelos. Los resultados se pueden expresar con la siguiente ecuación (Díaz, 2006, página 121):

$$[\tau_{\text{máx}}]_{\text{dinámica}} = [\tau_{\text{máx}}]_{\text{estática}} \cdot (\text{FVC}) \quad (57)$$

Donde:

FVC Es un factor de velocidad de aplicación de carga.

Los resultados experimentales de *Whitman*, 1970 y *Richart, et al.* 1970 indican que (Díaz, 2006, página 122):

1. Para arenas secas, el FVC puede estar comprendido entre 1.10 y 1.15 para velocidades de deformación comprendidas entre 0.002% por segundo y 0.01% por segundo, respectivamente.
2. Para suelos cohesivos saturados FVC está comprendido entre 1.5 y 3.
3. Para suelos parcialmente saturados el factor está comprendido entre 1.5 y 2.

Las posibles causas para el aumento de la resistencia con el aumento de la velocidad de deformación o de cargas son:

El aumento de la velocidad de carga afecta el movimiento de las partículas de suelo durante la deformación, impidiendo que las partículas sigan trayectoria de mínimo de resistencia y obligándolas a moverse unas por encima de otras, provocando dilatación y la correspondiente reducción de la presión de poros y por consiguiente, un aumento de resistencia.

Cuando la velocidad de aplicación de carga aumenta, se debe proporcionar una mayor energía a la muestra, debido a la resistencia del agua de los poros a fluir fuera del espécimen; por lo tanto, el esfuerzo necesario para hacer fallar un espécimen de suelo saturado, aumenta al incrementar la velocidad de aplicación de la carga.

Existe también un efecto de inercia en la deformación tanto vertical como lateral; cuando un espécimen de suelo es sometido a una carga o deformación rápida, la inercia retrasa el desarrollo de las deformaciones laterales que se podrían presentar ante cargas de tipo elástico.

2.5.3 Efectos de las cargas cíclicas

Las cargas cíclicas pueden ser causadas por terremotos, vehículos, maquinarias, entre otros, las cargas cíclicas provocan un incremento en la presión de poros. Cuando este incremento de presión se disipa, da origen a deformaciones volumétricas, y por lo tanto, asentamientos en las estructuras. Otros efectos son el decremento de la resistencia al corte. Las cargas cíclicas tienen un período y un incremento en el esfuerzo inicial como se muestra en la figura 11, donde se puede observar el incremento de la deformación con respecto al tiempo, para poder determinar la resistencia al corte debido a cargas cíclicas y la deformación que estas cargas pueden causarle al suelo, es necesario realizar pruebas de laboratorio o de campo.

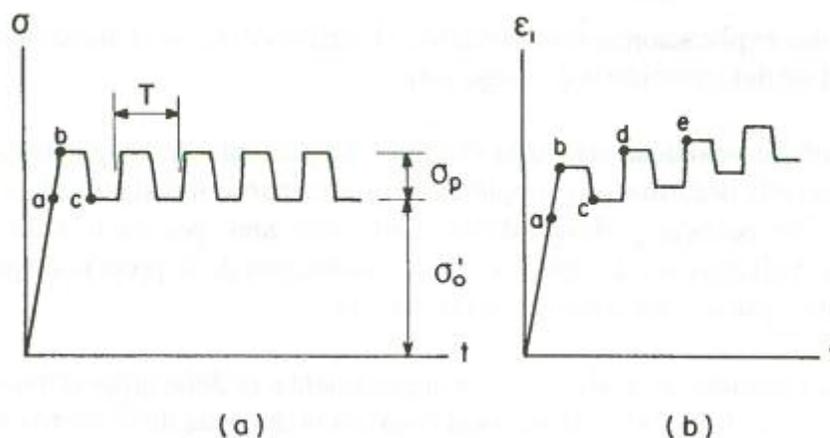


Figura 11: efectos de la carga repetida (Díaz. 2006, página 124)

2.5.4 Ensayo triaxial cíclico

Este ensayo consiste en someter a una muestra cilíndrica con una presión de confinamiento constante σ_c , a un esfuerzo cíclico σ_d . En tal ensayo el esfuerzo máximo de corte está dado por $\sigma_d/2$, el cual es comparado con el esfuerzo de confinamiento σ_c , por lo que el ensayo se presenta adimensional por la relación $\sigma_d/2\sigma_c$.

El ensayo no representa adecuadamente este fenómeno, ya que en él provocan dos fases distintas de compresión y extensión con comportamientos distintos, y además, en cada ciclo se produce una rotación de 90° de las direcciones principales de esfuerzos, estos efectos no ocurren en los sismos.

2.5.5 Corte simple cíclico

Este es el aparato más adecuado para simular las condiciones de carga generadas por un sismo, es igual que el aparato de corte simple con pocas modificaciones.

Según Jiménez Salas (1980), el comportamiento de una determinada arena en un ensayo de corte cíclico es complejo. El resultado, medido en forma de deformación máxima alcanzada o licuefacción alcanzada, depende de tres factores: la densidad relativa, el número de ciclos y la relación de esfuerzos. La forma usual de presentar este ensayo se muestra en la figura 12, confeccionadas por De Alba (1976, por Jiménez Salas, 1980, página 822) por ensayos realizados en arenas de Monterrey.

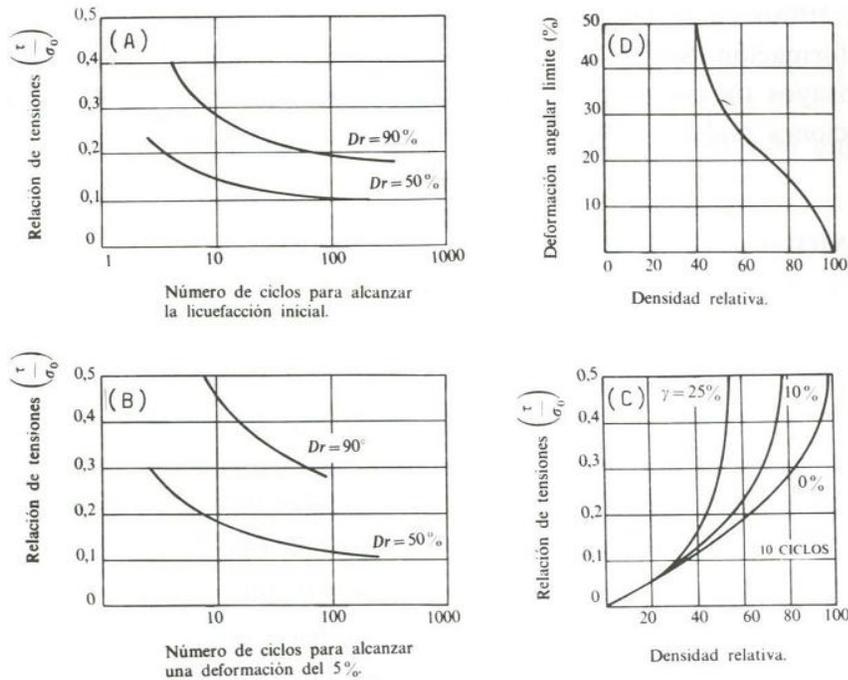


Figura 12: representación de resultados de ensayos de corte simple cíclico (Jiménez Salas, J.A., 1975, página 823)

En la figura 12A y B, se incluye el comportamiento básico de muestras con dos densidades relativas distintas solicitadas con esfuerzos tangenciales cíclicos con intensidades relativas distintas. En la gráfica 12 A se define el número de ciclos para alcanzar la licuefacción inicial y la gráfica 12 B para determinar la deformación angular del 5%.

En la figura 12C, se define el comportamiento de muestras de distinta densidad relativa ante distintas densidades, y en la gráfica 12 D se muestra la relación entre la deformación angular límite y la densidad relativa provocada después de la licuefacción inicial, independientemente del número de ciclos o esfuerzo tangencial que lo haya causado.

2.5.6 Otros ensayos de laboratorio

Se han creado varios equipos para determinar diversos factores en los suelos, sobre todo, de laboratorio; a continuación se mencionan los más usuales:

1. Ensayo de pulso ultrasónico
2. Ensayo de columna resonante
3. Ensayo de torsión cíclica
4. Ensayo de mesa vibradora

2.5.7 Métodos de campo

Los ensayos de laboratorio tienen el inconveniente que pueden ser alterados por extracción, transporte, almacenamiento y preparación del ensayo. Por lo que a continuación se mencionan algunos métodos de campo que son utilizados en la dinámica de suelos:

1. Ensayos de ondas de superficie
2. Ensayo de refracción sísmica
3. Ensayo de resonancia vertical
4. Ensayo de resonancia horizontal
5. Ensayo de *Up-hole* y *Down-hole*
6. Ensayo *cross-hole*

7. Sondeo dinámico.

2.5.8 Sondeo dinámico

Los criterios para la evaluación de la relación de resistencia cíclica basados en el ensayo de penetración estándar (SPT), han demostrado ser confiables a lo largo de los años, y por lo tanto el uso de estos métodos representa el estado de la práctica en la evaluación de resistencia a la licuefacción. Como señalan *Kramer y Stewart* (2004), las principales ventajas del método de evaluación de la resistencia basado en el ensayo de penetración estándar, son su larga historia de uso y el hecho de que permite obtener una muestra de suelo, la cual puede ser usada para posteriores análisis como clasificación.

El ensayo de penetración estándar se usa para medir la compacidad del suelo, en donde el mismo se opone a la penetración de una sonda estándar tipo SPT, prueba de penetración estándar con un martillo de 140 libras y 30 pulgadas de caída, según las normas del A.S.T.M. 1586-64T (*Standard Penetration Test*). El ensayo es llevado en forma continua, aumentando el número de golpes necesarios para la penetración de cada seis pulgadas, con el objetivo de poder determinar con mayor exactitud el espesor y firmeza de cada uno de los estratos.

3 Localización y características del área en estudio

En este capítulo se describirá la ubicación geográfica y las condiciones geológicas, a las que está afectada la comunidad de Las Lisas, Chiquimulilla, Santa Rosa.

3.1 Localización geográfica del área en estudio

Las Lisas está ubicada en la costa sur del país a 160 kilómetros de la ciudad capital, teniendo al norte el canal de Chiquimulilla y al sur el Océano Pacífico.

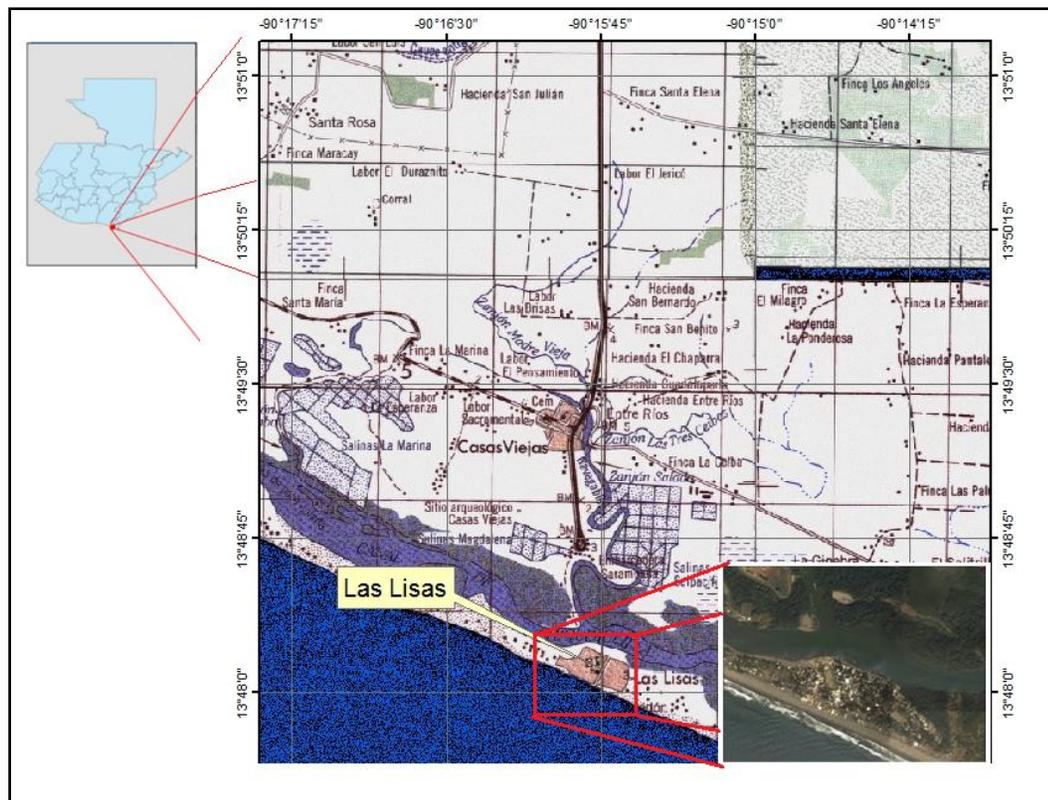


Figura 13: ubicación geográfica de Las Lisas (fuente propia)

3.2 Geología regional

Guatemala está ubicado en la zona continental americana donde converge el límite de placas tectónicas que es la de Norte América y la del Caribe, en orientación Norte-noroeste. En el área del Pacífico se encuentra la Placa de Cocos, dando lugar a un proceso activo de subducción. También se encuentra el frente volcánico activo que forma la parte sur del altiplano, haciendo de esta una zona de alta sismicidad. Todas las interacciones entre las placas se producen en los bordes. En Guatemala se encuentran bordes convergentes y bordes de falla transformante.

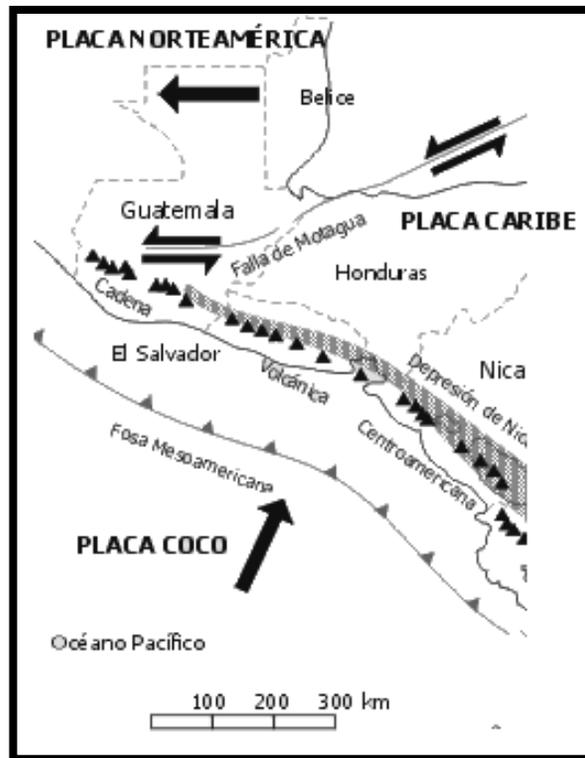


Figura 14: entorno tectónico de Guatemala (CEPRENAC, 2000, página 17).

1. Bordes convergentes: las zonas de convergencia entre las placas son los lugares donde la litósfera es subducida y absorbida en el manto. Cuando dos placas convergen, el borde frontal de una se

dobla hacia abajo, lo que permite que descienda. Existen tres tipos de convergencia entre placas, la convergencia océano-continente, la convergencia océano-océano y la convergencia continente.

La convergencia océano-continente es la más importante, pues este es el mecanismo por el cual se producen los terremotos en la costa del pacífico de Guatemala. Siempre que se produce convergencia entre una placa de corteza oceánica con una placa de corteza continental, la placa oceánica se hundirá en la astenósfera, mientras la placa continental permanecerá arriba, esto debido a que la corteza continental es menos densa que la corteza oceánica, a este fenómeno se le llama **Subducción**, como se muestra en la figura 15.

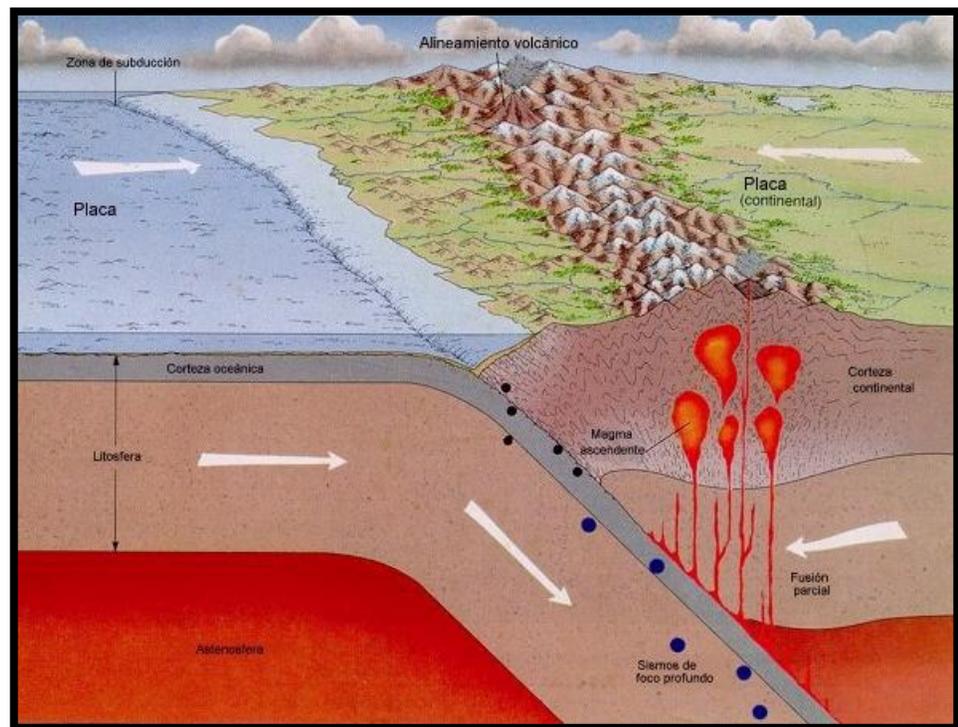


Figura 15: subducción de placas tectónicas (Tarbuck y Lutgens, 2008, página 59)

2. Bordes de falla transformante: este tipo de borde de placa se caracteriza por fallas de desplazamiento horizontal, en las cuales las placas se deslizan una al lado de la otra. La mayoría de las fallas transformantes se encuentran en las cuencas oceánicas, sin embargo, existen algunas que atraviesan la corteza continental como ocurre en Guatemala, con la unión de dos placas tectónicas en el centro del país, como la falla de San Andrés, en California.

Esta es sin duda la falla más estudiada desde el punto de vista sísmico, pues ha producido grandes terremotos en una zona muy poblada de los Estados Unidos, donde se encuentran importantes ciudades como San Francisco y Los Ángeles, que han sufrido los devastadores efectos de la sismica en la región, como el famoso terremoto de San Francisco de 1906.

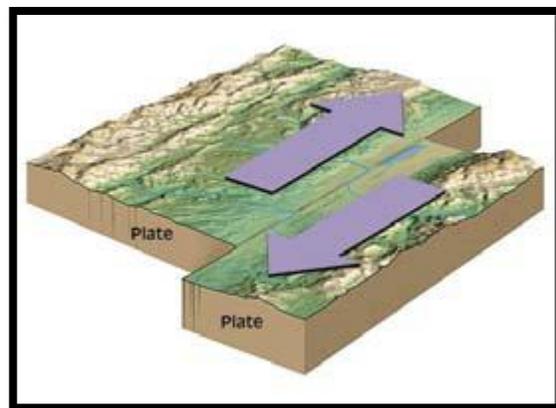


Figura 16: falla transformante (*Tarbuck y Lutgens, 2008, página 285*)

3.3 Geología local

Las Lisas se encuentra sobre la planicie aluvial costera (Suchiate - Madre Vieja), compuesta por depósitos cuaternarios de la línea costera del Océano

Pacífico, por un aluvión (Qa), que comúnmente es un material detrítico fue transportado y depositado en el área por acciones fluviales, en las que intervinieron los procesos deposicionales de tipo marino. El mar pacífico es el responsable, depositando arenas oscuras con una proveniencia de rocas volcánicas entre las cuales destacan los basaltos y andesitas.

La Zona de Marismas del Litoral del Pacífico que se encuentra en el área, se caracteriza por la presencia de agua salobre, la cual es la mezcla de agua dulce y salada, estando relacionada con el mal drenaje y las mareas marinas, por lo que la región está sujeta a pequeñas inundaciones permanentes.

La distribución en los tamaños de partículas se hace evidente en la fotografía 9, 10 y 11 del apéndice 9, donde prevalecen las arenas, se observa que tienen un alto contenido de material volcánico y con una textura arenosa de coloración oscura, con una predominancia de materiales volcánicos básicos, materiales que han tenido un retrabajamiento por el transporte en medios fluviales.

El suelo se clasifica según su serie como Tecojate, donde tiene su origen en depósitos marinos presentando una textura superficial arenosa y una coloración gris oscuro a gris café oscuro, en el subsuelo presenta texturas franco-arcillosa y coloraciones gris a gris café, por tratarse de arenas de origen marino, el drenaje interno es malo, pH alcalino.

Geomorfológicamente el área presenta la cualidad que las principales corrientes de los ríos han formado sus llanuras aluviales de desborde e inundación, donde las mareas forman un cordón litoral dejando una franja de agua a manera de canal (el canal de Chiquimulilla).

3.4 Sismicidad en Las Lisas

3.4.1 Índice de sismicidad

La zona estudiada se encuentra sobre la región sísmica denominada tipo zona 4.2, donde el índice de sismicidad es igual a 4.0 ($I_0 = 4.0$), ésta es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Este es un índice que trata sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar edificaciones o cualquier tipo de obras. (AGIES, 2001, página 8).

Para efectos de estas normas el territorio de Guatemala se divide en macrozonas caracterizadas por su índice de sismicidad que varía de $I_0 = 2$ a $I_0 = 4$. La distribución geográfica del índice de sismicidad se especifica en la figura 17, del mapa base de microzonificación sísmica de la república.

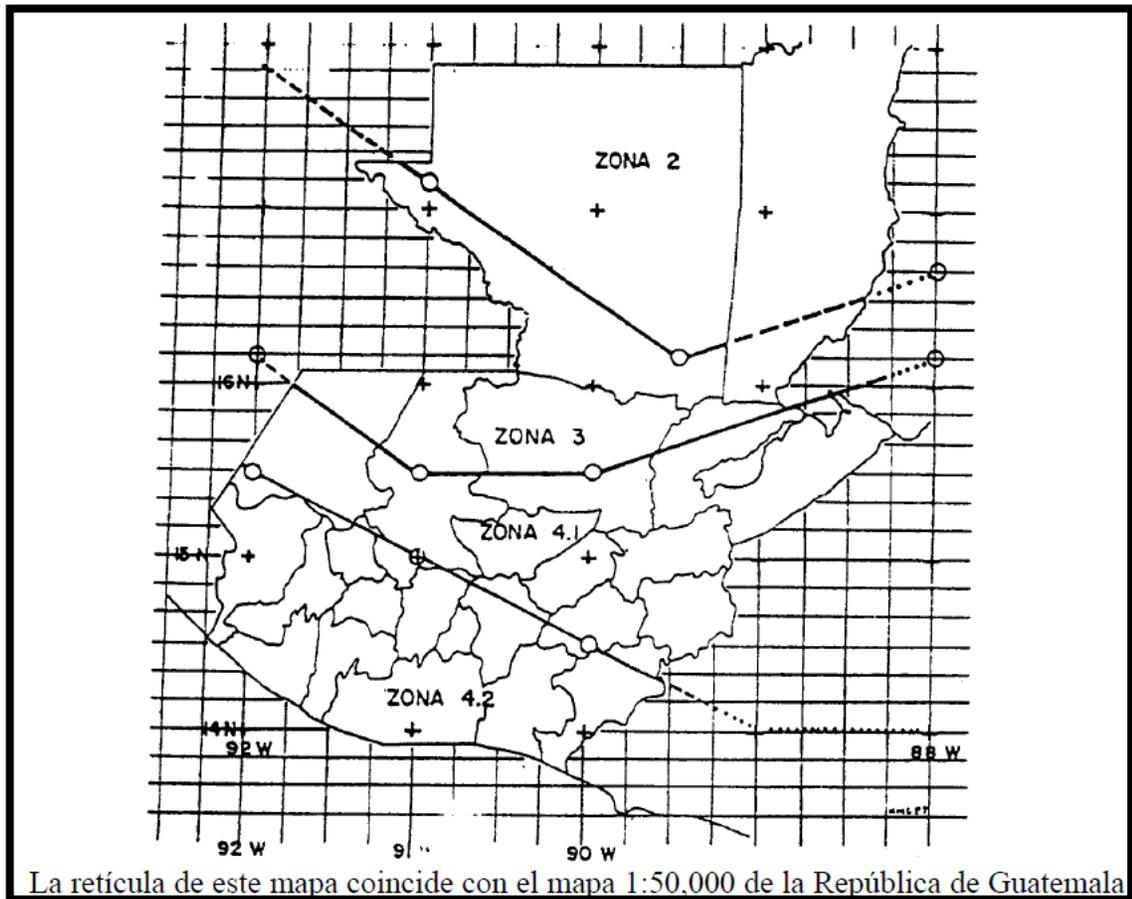


Figura 17: mapa base de microzonificación sísmica de la República (AGIES, 2001, página 10).

3.4.2 Aceleración de diseño para el sismo básico

El sismo básico para el estado límite de cedencia, se define como un sismo que tiene un 90 por ciento de probabilidad de no ser excedido en un período de 50 años. La aceleración de diseño para el estado límite de cedencia en el área de Las Lisas, está dado por $A_0 = 0.40g$, esta es una medida de la aceleración máxima efectiva del terreno correspondiente al sismo básico de diseño, como se puede observar en la tabla 8, de aceleraciones máximas efectivas para un sismo básico y para el sismo frecuente. (AGIES, 2001, página 8).

Tabla 8: aceleraciones máximas efectivas para un sismo básico y para el sismo frecuente (AGIES, 2001, página 11).

ZONA	I_o	A_o	A_f	Observaciones
2	2	0.15 g	0.015 g	Cuando sea necesario interpolar hacerlo sobre líneas norte-sur
3	3	0.15 a 0.40 g	0.015 a 0.15 g	
4.1	4	0.40 g	0.15 a 0.20 g	
4.2	4	0.40 g	0.20 g	

3.4.3 Aceleración de diseño de servicio (Sismo frecuente)

La aceleración correspondiente al área de Las Lisas por un sismo de servicio es $A_f = 0.20g$, esta es una medida de la aceleración máxima del suelo producido por un sismo frecuente o de servicio. El valor está dado por el tipo de zona en la que nos encontramos, como se puede observar en la tabla 8 de aceleraciones máximas efectivas, para un sismo básico y para el sismo frecuente. (AGIES, 2001, página 9).

Tabla 9: valor de los períodos T_A y T_B para distintos perfiles del suelo. (AGIES, 2001, página 13).

	Perfil del suelo		
	S1	S2	S3
T_A	0.12	0.12	0.12
T_B	0.40	0.60	1.0

3.4.4 Perfil del suelo

Para establecer el espectro del sismo de diseño, en estas normas se definen tres perfiles de suelos que van desde el S_1 al S_3 . En el caso de Las Lisas, Chiquimulilla, se determinó que el perfil está comprendido por el S_3 , ya que este corresponde a un depósito de más de 10 metros de espesor de cenizas, arenas o limos sueltos de densidad media. En general, el perfil de suelo donde la velocidad de onda de corte del depósito es menor que 200 metros por segundo.

Los períodos para los diferentes perfiles vienen dados por la tabla 9, valor de los períodos T_A y T_B para distintos perfiles del suelo. (AGIES, 200, página 9).

4 Cálculo de la susceptibilidad a la licuefacción en Las Lisas por medio del sondeo de penetración estándar

4.1 Descripción del lugar

El terreno está ubicado en el centro de la aldea Las Lisas, Chiquimulilla, Santa Rosa. La topografía donde se localiza el sitio es plana; en el terreno existe una pequeña construcción de *block*, formando un cuadrado con lados de tres metros y una altura de un metro. El sitio está a 35 metros del Canal de Chiquimulilla; en los alrededores del terreno existen viviendas de un nivel. El acceso al sitio puede ser de dos formas: la primera, en lancha por el canal, estando a unos 800 metros del embarcadero Sarampaña. La segunda forma de acceso es entrando por El Ahumado, necesitando carro de doble tracción y avanzar 7.3 kilómetros por la orilla del mar para llegar a Las Lisas, no existe camino trazado (apéndice 3, 4 y figura 13).

Las coordenadas del sitio son (datun WGS 1984, zona 15):

Tabla 10: Coordenadas del sitio geográficas y UTM del sitio a estudiar

Coordenadas UTM	Longitud	N 796022.86	METROS
	Latitud	E 1527391.94	METROS
Coordenadas geográficas	Longitud	W 90°32'22.07"	
	Latitud	N 13°48'13.12"	

4.1.1 Elección del área de estudio

La elección del área, se debe principalmente a la formación del suelo y su procedencia, tomando en cuenta la tectónica del país, la geología local y la

cercanía al mar, resultando una combinación perfecta para que ocurra el fenómeno de la licuefacción en el área de Las Lisas.

4.2 Exploración geotécnica

Para el diseño del programa de exploración sub-superficial se tomó en cuenta las necesidades de la investigación, que consiste en realizar tres sondeos de penetración estándar SPT (A.S.T.M. 1586-64T *Standard Penetration Test*). Dos sondeos llegaron a una profundidad de 7.5 metros de profundidad y el tercer sondeo a una profundidad de 13.41 metros, en este último se llegó hasta alcanzar el estrato firme.

El ensayo fue llevado también en forma continua, aumentando el número de golpes necesarios para la penetración de cada 0.15 metros, con el objeto de poder determinar con mayor exactitud el espesor y firmeza de cada uno de los estratos.

Los resultados de los sondeos de penetración estándar se presentan en el apéndice 1.

4.3 Ensayos de laboratorio

Para obtener la mayor cantidad de información del sitio, determinar la fracción de finos, que posee el suelo a estudiar y el índice de plasticidad, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

1. Límites de *Atterberg* (A.S.T.M. D-4218).
2. Granulometría (A.S.T.M. D-422).

3. Gravedad específica (A.S.T.M. D-854).

Los resultados de los ensayos se muestran en los apéndices 7, 8 y en la tabla 11.

Como podemos ver en la tabla 8, el suelo está formado por arenas finas mal graduadas, con una clasificación en el sistema unificado (SUCS) (A.S.T.M. D-2487) de suelos como SP (*Sand Poor* por A.S.T.M. D-2487) con una fracción de finos (FC) de 1.85 % (apéndice 7), teniendo un coeficiente de uniformidad de partículas (CU) de 1.829 (apéndice 7), el coeficiente de curvatura (CC) es de 0.813 (apéndice 7), estos dos valores nos indica que tiene partículas del mismo o similar tamaño con muy poca distribución de tamaño granos, y la parte de finos que lo ocupa. El suelo examinado no posee Límites de *Atterberg* (apéndice 8), por lo que deducimos que no es un suelo cohesivo, lo que a su vez indica que es un suelo altamente susceptible a la licuefacción.

Tabla 11: resumen de los resultados de ensayos de laboratorio (Laboratorio Grupo PHI, S.A.).

Material:	ARENA MAL GRADUADA COLOR GRIS OBSCURA		
Espesor:	44	pies o	13.41 m
Clasificación unificada:	SP		
Densidad natural:	1.65	g/cm ³	
Densidad saturada:	1.97	g/cm ³	
Fracción de finos (FC):	1.82	%	
Humedad:	19.21	%	
Gravedad específica:	2.78		
Límite líquido:	NLL		
Índice de plasticidad:	NIP		
CU	1.829		
CC	0.813		

4.4 Nivel freático

El nivel freático que se encuentra en la zona entre el Océano Pacífico y el Canal de Chiquimulilla, es un nivel oscilante que depende de las mareas, estas tienen una oscilación de 0.20 a 0.90 metros de profundidad. El nivel freático medio está impuesto por el nivel medio de mar, debido a que el material que se encuentra en esta zona tiene una conductividad hidráulica alta, ya que es una arena fina sin cambios en su granulometría a diferentes profundidades, por lo que podemos decir que el suelo está totalmente saturado.

4.5 Definición del problema

Para efectos de cálculo del potencial a la licuefacción en Las Lisas, se asume que en el área en cuestión se construirá una estructura que ejerce una presión al suelo de 30 toneladas, colocada en una placa de 4x3 metros sobre la superficie, el cálculo del potencial a la licuefacción lo realizaremos a diferentes profundidades, las cuales son 3.00, 4.50 y 7.5 metros.

De acuerdo a los resultados de laboratorio (Grupo PHI, S.A.) y del sondeo de penetración estándar tenemos los siguientes datos:

Densidad natural (γ_n):	1.65 t/m ³
Densidad saturada (γ_{sat}):	1.97 t/m ³
Densidad del agua (γ_0):	1.00 t/m ³
Fracción de finos	1.82 %
Valor N del SPT a 3.00m:	5 golpes
Nivel freático:	0.20 metros.

4.5.1 Solución para tres metros de profundidad

Se procederá a calcular inicialmente la licitación por el sismo CSR (*Seed y otros, 1971 por Day, 2002*):

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (2)$$

Donde

CSR	Relación del esfuerzo cíclico
a_{max}	Aceleración máxima de la superficie del suelo
g	Aceleración de la gravedad
σ_v, σ'_v	Presiones totales y efectivas en el suelo
r_d	Es un factor de reducción de la aceleración con la profundidad

Para el cálculo de a_{max}/g observamos el mapa de microzonificación de Guatemala y observamos que Las Lisas se encuentra sobre la región sísmica denominada tipo zona 4.1, $I_0 = 4.0$, para esta zona se considera una aceleración sísmica de $A_0 = 0.40g$ y $A_f = 0.15g$, de la aceleración de la gravedad para las condiciones de diseño. El perfil del suelo es tipo S_3 con $T_A = 0.12$ y $T_B = 1.00$ (AGIES, 2000).

Donde

I_0	Índice de sismicidad
A_0	Aceleración máxima efectiva
A_f	Aceleración máxima frecuente
S_3	Depósitos de cenizas volcánicas
T_A	Período de vibración depende de S_3
T_B	Período de vibración depende de S_3

Para el cálculo de las presiones que afectan el suelo, tanto las totales como las efectivas, utilizamos la teoría de la mecánica de suelos básica.

Esfuerzo vertical total:

$$\sigma_{v0} = z_{seco} \cdot \gamma_n + \gamma_{sat} \cdot (z_t - z_{seco}) \quad (58)$$

Donde

σ_{v0}	Esfuerzo vertical total
z_{seco}	Altura sin presencia de nivel freático
z_t	Altura total analizada
γ_n	Densidad natural
γ_{sat}	Densidad saturada

$$\sigma_{v0} = 0.20 \cdot 1.65 + 1.82 \cdot (3.00 - 0.20)$$

$$\sigma_{v0} = 5.84 \text{ t/m}^2$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_0 \cdot (z_t - z_{seco}) \quad (59)$$

Donde

u	Presión de poros
z_{seco}	Altura sin presencia de nivel freático
z_t	Altura total analizada
γ_0	Densidad del agua

$$u = 1 \cdot (3.0 - 0.2)$$

$$u = 2.8 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo vertical efectivo:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_v - u \quad (60)$$

Donde

σ'_{v0} Esfuerzo vertical efectivo

σ_v Esfuerzo vertical

u Presión de poros

$$\sigma'_{v0} = 3.8 - 2.8$$

$$\sigma'_{v0} = 1 \text{ t/m}^2$$

También se debe calcular la sobrecarga del terreno, la cual se obtiene de la siguiente fórmula (Braja, 2006):

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{(l+z) \cdot (a+z)} \quad (61)$$

Donde

$\Delta\sigma_v$ Sobrecarga del terreno

Q Carga aplicada al terreno

l Lado largo de la carga aplicada

a Lado corto de la carga aplicada

$$\Delta\sigma_v = \frac{30}{(4+3) \cdot (3+3)}$$

$$\Delta\sigma_v = 0.71 \text{ t/m}^2$$

Ya que tenemos el incremento en el esfuerzo vertical por la sobrecarga, con esta calculamos los esfuerzos totales ejercidos al suelo, en el inicio del sismo:

$$\sigma_{v0} = 5.84 + 0.71$$

$$\sigma_{v0} = 6.55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{v0} = 1 + 0.71$$

$$\sigma'_{v0} = 1.71 \text{ t/m}^2$$

Después procedemos a calcular el factor de desaceleración con respecto a la profundidad, r_d , de 3.00 metros (Youd, 1997):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (7)$$

$$r_d = \frac{1 - 0.4113(3.0)^{0.5} + 0.04052(3.0) + 0.001753(3.0)^{1.5}}{1 - 0.4177(3.0)^{0.5} + 0.05729(3.0) - 0.006205(3.0)^{1.5} + 0.00121(3.0)^2}$$

$$r_d = \frac{0.4183}{0.427}$$

$$r_d = 0.9796$$

El factor de desaceleración sísmica (r_d) da un resultado muy cercano a 1, esto se debe a la cercanía a la superficie donde se está realizando el cálculo.

Ahora se procede a calcular la relación del esfuerzo cíclico CSR (Day, 2002)

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (2)$$

$$CSR = 0.65(0.40) \left(\frac{6.12}{1.28} \right) \cdot 0.9796$$

$$CSR = 0.975$$

Ya que tenemos la relación del esfuerzo cíclico CSR, procedemos a calcular la relación ante la resistencia cíclica CRR, la cual está dada por la ecuación (Seed y otros, 1971 por Day, 2002):

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (8)$$

Para realizar el cálculo de CRR tenemos que corregir nuestro número de golpes N, para obtener $(N_1)_{60}$, ya que el valor de N ha sido afectado por la presión efectiva de sobrecarga, también es necesario estandarizar este valor, debido a la variación de equipos que existen. Para esto utilizamos la fórmula propuesta por Skempton (1986) (Braja, 2006, página 82):

$$(N_1)_{60} = C_n N_{60} \quad (62)$$

Donde

$(N_1)_{60}$	Valor de N60 corregido
C_n	Factor de corrección
N_{60}	Valor corregido de N obtenido en campo por SPT

C_n viene dado por la ecuación (Braja, 2006, página 82):

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_o}{P_a}} \quad (18)$$

Donde:

C_n	Factor de corrección
σ'_o	Presión efectiva
P_a	Presión atmosférica

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{1.71}{10}}$$

$$C_n = 1.70$$

Para calcular el N_{60} usamos las correcciones dadas por *Youd* (1997), para el N de campo, las cuales se muestran en la Tabla 2.

El equipo utilizado tiene las siguientes características: martillo de seguridad, muestreo de cuchara estándar y diámetro de la perforación de 200 mm, por lo que los factores a utilizar para el cálculo de N_{60} son los siguiente (*Youd*, 1997):

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (63)$$

Donde:

N Número de golpes en campo por el SPT

C_E Factor de relación de energía

C_B Factor de diámetro de la perforación

C_R Factor de longitud de varilla

C_S Factor de tipo de muestreo

$$N = 5$$

$$C_E = 0.70$$

$$C_B = 1.15$$

$$C_R = 0.75$$

$$C_S = 1.00$$

$$N_{60} = 5 \cdot 0.70 \cdot 1.15 \cdot 0.75 \cdot 1.0$$

$$N_{60} = 3.02$$

Por lo que $(N_1)_{60}$ es igual:

$$(N_1)_{60} = C_n N_{60} \quad (62)$$

$$(N_1)_{60} = 3.02 \cdot 1.70$$

$$(N_1)_{60} = 5.13$$

Para este caso en particular, no se utiliza corrección por la fracción de finos debido a que el porcentaje de finos es menor al 5%.

Ya que tenemos el número de golpes corregidos, calculamos CRR

$$CRR = \frac{1}{34-5.13} + \frac{5.13}{13.5} + \frac{50}{[10 \cdot 5.13 + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (8)$$

$$CRR = 0.414$$

La magnitud del sismo es de 7,5 en la escala de *Richter*, por lo que no se aplica el factor de corrección por magnitud MSF, para utilizar la corrección k_σ necesitamos una presión de confinamiento mayor 10 t/m^2 , por lo que no lo utilizamos y el factor de corrección de k_α utilizamos 1, ya que la topografía el área es plana (*Youd*, 1997).

Por lo que el cálculo del factor de seguridad queda de la siguiente manera (*Day*, 2002):

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR} \right) \quad (26)$$

$$FS = \left(\frac{0.414}{0.975} \right)$$

$$FS = 0.43$$

0.43 < 1.30 por lo que tiene un alto grado a que ocurra la licuefacción.

4.5.2 Solución para 4.5 metros de profundidad

Se procederá a calcular inicialmente la licitación por el sismo CSR

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (2)$$

Donde:

CSR	Relación del esfuerzo cíclico
a_{max}	Aceleración máxima de la superficie del suelo
g	Aceleración de la gravedad
σ_v, σ'_v	Presiones totales y efectivas en el suelo.
r_d	Es un factor de reducción de la aceleración con la profundidad

$$\text{Para } \left(\frac{a_{max}}{g} \right) = 0.4g \quad (64)$$

Para el cálculo de las presiones que afectan el suelo, tanto las totales como las efectivas, utilizamos la teoría de la mecánica de suelos básica.

Esfuerzo vertical total:

$$\sigma_{v0} = z_{seco} \cdot \gamma_n + \gamma_{sat} \cdot (z_t - z_{seco}) \quad (58)$$

$$\sigma_{v0} = 0.20 \cdot 1.65 + 1.82 \cdot (4.50 - 0.20)$$

$$\sigma_{v0} = 8.16 \text{ t/m}^2$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_0 \cdot (z_t - z_{seco}) \quad (59)$$

$$u = 1 \cdot (4.50 - 0.2)$$

$$u = 4.30 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo vertical efectivo:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_v - u \quad (60)$$

$$\sigma'_{v0} = 8.16 - 4.30$$

$$\sigma'_{v0} = 3.86 \text{ t/m}^2$$

También se debe calcular la sobrecarga del terreno, la cual se obtiene de la siguiente fórmula (Braja, 2006, página 196):

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{(l+z) \cdot (a+z)} \quad (61)$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{30}{(4 + 4.50) \cdot (3 + 4.50)}$$

$$\Delta\sigma_v = 0.47 \text{ t/m}^2$$

Ya que tenemos el incremento en el esfuerzo vertical por la sobrecarga, con esta calculamos los esfuerzos totales ejercidos al suelo, en el inicio del sismo:

$$\sigma_{v0} = 8.16 + 0.47$$

$$\sigma_{v0} = 8.63 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{v0} = 3.86 + 0.47$$

$$\sigma'_{v0} = 4.33 \text{ t/m}^2$$

Después procedemos a calcular el factor de desaceleración con respecto a la profundidad r_d de 4.50 metros:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (7)$$

$$r_d = \frac{1 - 0.4113(4.50)^{0.5} + 0.04052(4.50) + 0.001753(4.50)^{1.5}}{1 - 0.4177(4.50)^{0.5} + 0.05729(4.50) - 0.006205(4.50)^{1.5} + 0.00121(4.50)^2}$$

$$r_d = \frac{0.3265}{0.3369}$$

$$r_d = 0.9693$$

Ahora se procede a calcular la relación del esfuerzo cíclico CSR

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (2)$$

$$CSR = 0.65(0.40) \left(\frac{8.63}{4.33} \right) \cdot 0.9693$$

$$CSR = 0.5022$$

Ya que tenemos la relación del esfuerzo cíclico CSR, procedemos a calcular la relación ante la resistencia cíclica CRR, la cual está dada por la ecuación:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (8)$$

Para realizar el cálculo de CRR tenemos que corregir nuestro número de golpes N para obtener $(N_1)_{60}$, para lo que utilizamos la fórmula propuesta por *Skempton* (1986):

$$(N_1)_{60} = C_n N_{60} \quad (62)$$

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_0}{Pa}} \quad (18)$$

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{3.86}{10}}$$

$$C_n = 1.44$$

Para calcular el N_{60} usamos las correcciones dadas por *Youd* (1997), para el N de campo, las cuales se muestran en la Tabla3

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (63)$$

$$N = 7$$

$$C_E = 0.70$$

$$C_B = 1.15$$

$$C_R = 0.85$$

$$C_S = 1.00$$

$$N_{60} = 7 \cdot 0.70 \cdot 1.15 \cdot 0.85 \cdot 1.0$$

$$N_{60} = 4.78$$

Por lo que $(N_1)_{60}$ es igual:

$$(N_1)_{60} = C_n N_{60} \quad (62)$$

$$(N_1)_{60} = 4.78 \cdot 1.44$$

$$(N_1)_{60} = 6.90$$

Para este caso en particular no se utiliza corrección por la fracción de finos debido a que el porcentaje de finos es menor al 5%.

Ya que tenemos el número de golpes corregido, calculamos CRR (*Seed* y otros, 1971 por *Day*, 2002):

$$CRR = \frac{1}{34-6.90} + \frac{6.90}{13.5} + \frac{50}{[10 \cdot 6.90 + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (8)$$

$$CRR = 0.5468$$

La magnitud del sismo es de 7.5 en la escala de *Richter*, por lo que no se aplica el factor de corrección por magnitud MSF, para utilizar la corrección k_σ necesitamos una presión de confinamiento mayor 10 t/m², por lo que no lo utilizamos y el factor de corrección de k_α utilizamos 1, ya que la topografía del área es plana.

Por lo que el cálculo del factor de seguridad queda de la siguiente manera:

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR} \right) \quad (24)$$

$$FS = \left(\frac{0.5468}{0.5022} \right)$$

$$FS = 1.088$$

1.088 < 1.30 por lo que es posible que ocurra la licuefacción.

4.5.3 Solución para 7.5 metros de profundidad

Se procederá a calcular inicialmente la licitación por el sismo CSR (Seed y otros, 1971 por Day, 2002):

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \quad (2)$$

$$\text{Para } \left(\frac{a_{max}}{g} \right) = 0.4g \quad (64)$$

Para el cálculo de las presiones que afectan el suelo, tanto las totales como las efectivas, utilizamos la teoría de la mecánica de suelos básica.

Esfuerzo vertical total:

$$\sigma_{v0} = z_{seco} \cdot \gamma_n + \gamma_{sat} \cdot (z_t - z_{seco}) \quad (58)$$

$$\sigma_{v0} = 0.20 \cdot 1.65 + 1.82 \cdot (7.50 - 0.20)$$

$$\sigma_{v0} = 13.62 \text{ t/m}^2$$

Presión de poros:

$$u = \gamma_0 \cdot (z_t - z_{seco}) \quad (59)$$

$$u = 1 \cdot (7.50 - 0.2)$$

$$u = 7.30 \text{ t/m}^2$$

Esfuerzo vertical efectivos:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_v - u \quad (60)$$

$$\sigma'_{v0} = 13.60 - 7.30$$

$$\sigma'_{v0} = 6.30 \text{ t/m}^2$$

También se debe calcular la sobrecarga del terreno, la cual se obtiene de la siguiente fórmula (Braja, 2006):

$$\Delta\sigma_v = \frac{Q}{(l+z) \cdot (a+z)} \quad (61)$$

$$\Delta\sigma_v = \frac{30}{(4 + 7.50) \cdot (3 + 7.50)}$$

$$\Delta\sigma_v = 0.25 \text{ t/m}^2$$

Ya que tenemos el incremento en el esfuerzo vertical por la sobrecarga, con esta calculamos los esfuerzos totales ejercidos al suelo, en el inicio del sismo:

$$\sigma_{v0} = 13.62 + 0.25$$

$$\sigma_{v0} = 13.87 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{v0} = 6.30 + 0.25$$

$$\sigma'_{v0} = 6.55 \text{ t/m}^2$$

Después procedemos a calcular el factor de desaceleración con respecto a la profundidad, r_d , de 4.50 metros (Youd, 1997):

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (7)$$

$$r_d = \frac{1 - 0.4113(7.50)^{0.5} + 0.04052(7.50) + 0.001753(7.50)^{1.5}}{1 - 0.4177(7.50)^{0.5} + 0.05729(7.50) - 0.006205(7.50)^{1.5} + 0.00121(7.50)^2}$$

$$r_d = \frac{0.21}{0.23}$$

$$r_d = 0.91$$

Ahora se procede a calcular la relación del esfuerzo cíclico CSR (Day, 2002)

$$CSR = \frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (2)$$

$$CSR = 0.65(0.40) \left(\frac{13.87}{6.55} \right) \cdot 0.91$$

$$CSR = 0.5010$$

Ya que tenemos la relación del esfuerzo cíclico CSR, procedemos a calcular la relación entre la resistencia cíclica CRR, la cual está dada por la ecuación (Day, 2002):

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (8)$$

Para realizar el cálculo de CRR tenemos que corregir nuestro número de golpes N para obtener $(N_1)_{60}$, para la que utilizamos la fórmula propuesta por Skempton (1986) (por Braja, 2006):

$$(N_1)_{60} = C_n N_{60} \quad (62)$$

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_0}{Pa}} \quad (18)$$

$$C_n = \frac{2}{1 + \frac{6.55}{10}}$$

$$C_n = 1.21$$

Para calcular el N_{60} usamos las correcciones dadas por *Youd* (1997), para el N de campo, las cuales se muestran en la Tabla 3.

$$N_{60} = N \cdot C_E \cdot C_B \cdot C_R \cdot C_S \quad (63)$$

$$N = 15$$

$$C_E = 0.70$$

$$C_B = 1.15$$

$$C_R = 0.85$$

$$C_S = 1.00$$

$$N_{60} = 15 \cdot 0.70 \cdot 1.15 \cdot 0.95 \cdot 1.0$$

$$N_{60} = 11.47$$

Por lo que $(N_1)_{60}$ es igual:

$$(N_1)_{60} = C_n N_{60} \quad (62)$$

$$(N_1)_{60} = 11.47 \cdot 1.21$$

$$(N_1)_{60} = 13.88$$

Para este caso en particular no se utiliza corrección por la fracción de finos, debido a que el porcentaje de finos es menor al 5%.

Ya que tenemos el número de golpes corregido, calculamos CRR (*Day*, 2002)

$$CRR = \frac{1}{34-13.88} + \frac{13.88}{13.5} + \frac{50}{[10 \cdot 13.88 + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (8)$$

$$CRR = 1.07918$$

La magnitud del sismo es de 7,5 en la escala de *Richter*, por lo que no se aplica el factor de corrección por magnitud MSF; para utilizar la corrección k_σ necesitamos una presión de confinamiento mayor 10 t/m², por lo que no lo utilizamos y el factor de corrección de k_α utilizamos 1, ya que la topografía del área es plana.

Por lo que el cálculo del factor de seguridad queda de la siguiente manera:

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR} \right) \quad (24)$$

$$FS = \left(\frac{1.079}{0.5010} \right)$$

$$FS = 2.15$$

2.15 > 1.30 por lo que no está propenso para que ocurra la licuefacción.

Los valores del cálculo del factor de seguridad ante la licuefacción se presentan en la tabla 12, mostrando el aumento del factor de seguridad conforme la profundidad. Otro dato importante que se muestra, es la capacidad soporte del suelo en función de la profundidad, para este se utilizó la ecuación 64 (Braja, 2006, página 157), de igual forma la capacidad soporte admisible se incrementa conforme la profundidad y el número de golpes, esto se debe a que la compactación del suelo aumenta y la capacidad hidráulica disminuye, dando un

indicativo que a mayor profundidad menor disminuye la probabilidad de licuefacción en el suelo.

$$q_{neta (adm)} \left(\frac{kN}{m^2} \right) = 11.98 \cdot (N_1)_{60} \cdot \left(\frac{3.28B+1}{3.28B} \right)^2 \cdot F_d \cdot \left(\frac{S_e}{25} \right) \quad (64)$$

Donde

$q_{neta(adm)}$	Valor soporte admisible
B	Ancho de la cimentación
F_d	Factor de profundidad
S_e	Asentamiento tolerable

$$F_d = 1 + 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.33 \quad (65)$$

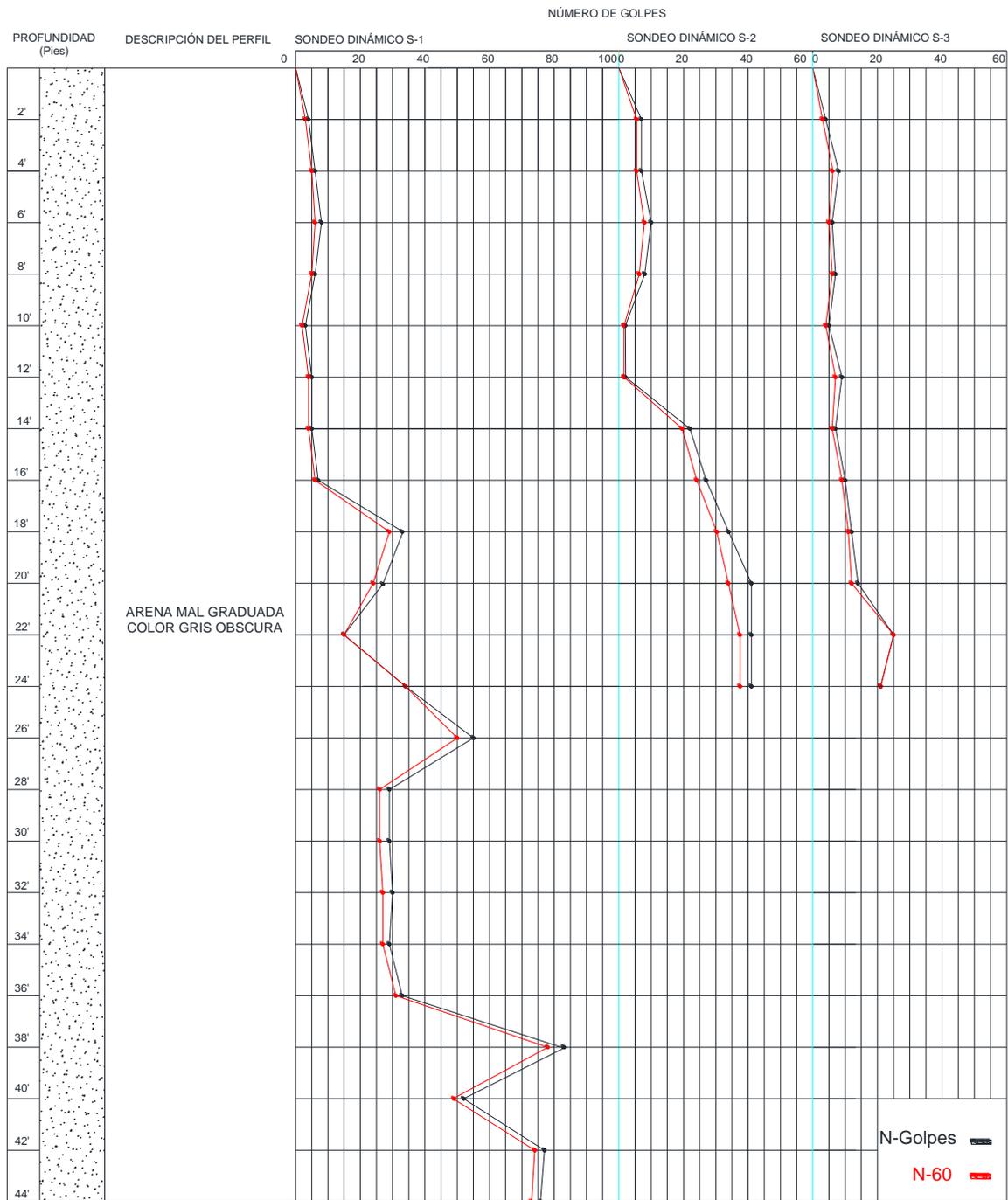
Donde

D_f	Profundidad de desplante de la cimentación
-------	--

En la gráfica 8 se observa el comportamiento de los golpes (N) en función de la profundidad. El sondeo número 1 se llegó a una profundidad de 44 metros, se puede observar un comportamiento normal del incremento de número de golpes conforme la profundidad, hasta una profundidad de 38 pies u 11.58 metros, donde existe un aumento de la cantidad de golpes. Esto se debe a que existe un lente de arena con una mayor densidad, probablemente a un fenómeno geológico histórico como un sismo de magnitud alta debido al fenómeno de la subducción de la corteza oceánica con la corteza continental; en el sondeo 2 y 3 se observa el mismo comportamiento del sondeo 1 hasta llegar a los 24 pies o 7.50 metros, donde finalizaron los sondeos.

Tabla 12: resumen del cálculo de la licuefacción (fuente propia)

Profundidad (m)	σ_{v0} (t/m ²)	u (t/m ²)	σ'_{v0} (t/m ²)	$\Delta\sigma_v$ (t/m ²)	r_d	CSR	N_{60}	$(N_1)_{60}$	CRR	FS	$q_{neta(adm)}$ (t/m ²)
3.00	5.84	2.80	1.00	0.71	0.9796	0.975	3.02	5.13	0.414	0.43	9.92
4.50	8.16	4.30	3.86	0.47	0.9693	0.5022	4.78	6.90	0.5468	1.083	13.34
7.50	13.62	7.30	6.30	0.25	0.91	0.501	11.47	13.8	1.079	2.15	26.68



Gráfica 8: grafica de golpes del los sondeos del SPT (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

5 Conclusiones

1. Se determinó que las propiedades del suelo de Las Lisas, pertenecen a la familia de las arenas mal graduadas (SP), con un bajo porcentaje de finos (1.85%) y encontrándose saturadas, por lo tanto, son susceptibles a la licuefacción.
2. El factor de seguridad para evaluar la vulnerabilidad ante la licuefacción a una profundidad de 4.5 metros es menor de 1.3, por lo que se considera que el suelo es propenso ante dicho fenómeno.
3. En el análisis de susceptibilidad a la licuefacción a 7.50 metros, dio un factor de seguridad mayor a 1.3, por lo que concluimos que a esta profundidad el suelo no es susceptible.
4. El sondeo de penetración estándar, muestra que a partir de los 7.50 metros el estrato es firme, con un promedio de golpes (N) de 47, por lo que se puede concluir que esa área no es propensa a la licuefacción.
5. Se consideró innecesario realizar correcciones por el porcentaje de finos, en la relación de la resistencia cíclica (CSR), ya que este es menor al 5%.
6. La sobrecarga en el terreno aplicada ($K\sigma$), para calcular la susceptibilidad a la licuefacción no es representativa, ya que el esfuerzo inducido en el suelo conforme a la profundidad no afecta al suelo durante un sismo.
7. El factor de desaceleración conforme a la profundidad (r_d) va disminuyendo en función de la profundidad, dando una disminución a la relación del

esfuerzo cíclico (CSR), que a su vez aumenta el factor de seguridad (FS), por lo que comprobamos que a mayor profundidad mayor factor de seguridad ante la licuefacción.

8. La capacidad soporte del suelo aumentó conforme a la profundidad, al igual que el factor de seguridad ante la licuefacción, por lo que podemos concluir que a mayor capacidad de carga menos propenso es el suelo a licuefactar.
9. Como se mostró en la presente tesis, el ensayo de SPT es una forma confiable de determinar si un suelo arenoso saturado es o no, vulnerable ante la licuefacción, este método se conoce como procedimiento simplificado.

6 Recomendaciones

1. El ensayo de SPT es local, por lo que no se deberá considerar que todo el municipio de Las Lisas es vulnerable a la licuefacción, para cada caso en particular se deberá realizar ensayos de penetración estándar (SPT).
2. Se ha observado que durante un sismo muchas estructuras fallan, debido a eso se recomienda que se evalúen todos los problemas que puede causar un terremoto de magnitud alta y con esto poder mitigar sus efectos de forma efectiva.
3. Para cualquier tipo de estructura que se construya, donde haya presencia de nivel freático alto, arenas con bajo porcentaje de finos y el área sea propensa a sismos, se recomienda realizar un análisis a la susceptibilidad a la licuefacción ya sea con el método que aquí se describe o cualquier otro método que haya sido comprobado.
4. Si utilizamos el ensayo del cono de penetración estática(CPT), se recomienda que se realice una perforación paralela para poder obtener muestras del suelo y poder evaluar el porcentaje de finos que poseen.
5. Se recomienda realizar la corrección del número de golpes del sondeo de penetración estándar (SPT), para poder utilizar el método simplificado aquí propuesto.

7 Bibliografía

AASHTO, 2004: AASHTO specifications for the design of bridges by the LRFD method. Washington. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AGIES, 2001: Normas Estructurales de Diseño Recomendadas Para Guatemala. NR-2 y NR-3. 103 Páginas.

Braja D. M., 2006: Principios de Ingeniería de Cimentación. Quinta edición, *California State University, Sacramento. Thomson. 743 Páginas.*

Brandes, H, 2003: Geotechnical and Foundation Aspects. Earthquake Engineering Handbook. London. Taylor and Francis Group. 61 Páginas.

CEPREDENAC, 2000: Estrategia del sector transporte, Escuela de Ingeniería Civil de Costa Rica (LANAME). 46 Páginas.

Day, R., 2002: Geotechnical Earthquake Engineering Handbook. New York. McGraw-Hill. 700 Páginas.

Díaz R. Weckmann O. e Iturbe R., 1973: Licuefacción de arenas, Primera Parte, Instituto de Ingeniería, UNAM, páginas 319.

Díaz Rodríguez, Abraham, 2006: Dinámica de suelos, Editorial Limusa, S,A. De CV. México. 310 Páginas.

González de Vallejo, L., 2002: Ingeniería Geológica, Pearson Educación, España. 695 Páginas.

Green, R., 2001: Energy-Based Evaluation and Remediation of Liquefiable Soils. Dissertation Doctor of Philosophy in Civil Engineering. Blacksburg, Virginia. Virginia Polytechnic Institute. 393 Páginas.

Idriss, I. M. y otros 2001 Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. 18 Páginas.

Jiménez Salas, J.A., 1975: Geotecnia y Cimientos Volumen I, II y III, Editorial Rueda, Madrid. Páginas 694.

Johansson, J., 2000: Soil Liquefaction web site. Department of Civil Engineering. University of Washington. (Disponible en: <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction/html/main.html>. Consultado el: 19 de noviembre de 2010).

Kramer, S. y J. Stewart, 2004: Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. En: BOZORGIA, Y.; V. BERTERO, eds. Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. London. Taylor and Francis Group. 85 Páginas.

Millones Jáuregui, J. L., 2005: Localización de un sismo utilizando una estación de tres componentes. Tesis de Facultad de Ciencias Físicas, Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Lima. 29 Páginas.

Parra Murrugarra, D., 2008: Licuefacción de suelos y resistencia Cíclica, FIC-UNI, Peru. 21 Páginas.

Rosales, C. 2001. Sobre el comportamiento sísmico de los depósitos de suelos del área de Cañaveralejo, Cali, Colombia. Tesis Ingeniería Civil. Santiago de Cali. Universidad del Valle. Facultad de Ingeniería. 275 Páginas.

State Mining and Geology Board, 1997: Guidelines for evaluating and mitigating seismic hazards in California. 81 Páginas.

Tarback E. y Lutgens F., 2008: Ciencias de la tierra, Editorial Pearson, Madrid. 686 Páginas.

Troncoso, J. 1992. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica Antisísmica. Santiago. Edición Universidad Católica de Chile. 144 Páginas.

USGS, 2003: Magnitude & Intensity. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. (Disponible en: http://neic.usgs.gov/neis/phase_data/mag_formulas.html Consultado el: 19 de noviembre de 2010).

USGS, 2011. Magnitude & Intensity. U.S. Department of the Interior. U.S. Geological Survey. (Disponible en: http://neic.usgs.gov/neis/phase_data/mag_formulas.html Consultado el: 1 de octubre de 2011).

Wikipedia, 2010: Enciclopedia libre. (Disponible en: http://es.wikipedia.org/wiki/Anexo:Terremotos_en_Guatemala Consultado el: 20 de octubre de 2011).

Wikipedia, 2011: Enciclopedia libre. (Disponible en http://es.wikipedia.org/wiki/Terremotos_de_El_Salvador_de_2001 Consultado el: Consultado el: 1 de octubre de 2011).

Youd, T. y I. Idriss. Eds., 1997: Summary Report. Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. Buffalo. Tech. Rep. NCEER-97-0022. National Center for Earthquake Engineering Research. 40 Páginas.

Apéndice

Apéndice 1: tabla de perforaciones

Tabla 13: tabla de perforaciones S1 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

TABLA DE PERFORACIONES
LAS LISAS

PROYECTO: _____

FECHA: 15/04/2010

PERFORACIÓN: S-1

LUGAR: LAS LISAS

PESO MARTILLO: 140 lb

ESTRATO	PROFUNDIDAD		GOLPES A CADA 6"					EXAMEN VISUAL	OBSERVACIONES
	INICIO	FINAL	1	2	3	4	N		
2' 00"	0' 00"	2' 00"	1	2	2	2	4	ARENA MAL GRADUADA COLOR GRIS OSCURA	NIVEL FREATICO
2' 00"	2' 00"	4' 00"	2	2	4	6	6		
2' 00"	4' 00"	6' 00"	4	4	4	7	8		
2' 00"	6' 00"	8' 00"	6	4	2	3	6		
2' 00"	8' 00"	10' 00"	3	1	2	2	3		
2' 00"	10' 00"	12' 00"	2	3	2	2	5		
2' 00"	12' 00"	14' 00"	3	2	3	2	5		
2' 00"	14' 00"	16' 00"	4	3	4	5	7		
2' 00"	16' 00"	18' 00"	10	21	12	7	33		
2' 00"	18' 00"	20' 00"	6	11	16	20	27		
2' 00"	20' 00"	22' 00"	11	2	13	19	15		
2' 00"	22' 00"	24' 00"	14	14	20	25	34		
2' 00"	24' 00"	26' 00"	29	25	30	29	55		
2' 00"	26' 00"	28' 00"	22	13	16	20	29		
2' 00"	28' 00"	30' 00"	9	12	17	12	29		
2' 00"	30' 00"	32' 00"	14	15	15	15	30		
2' 00"	32' 00"	34' 00"	17	12	17	14	29		
2' 00"	34' 00"	36' 00"	16	18	15	14	33		
2' 00"	36' 00"	38' 00"	20	41	42	40	83		
2' 00"	38' 00"	40' 00"	29	22	30	32	52		
2' 00"	40' 00"	42' 00"	29	35	42	38	77		
2' 00"	42' 00"	44' 00"	33	32	44	60	76		

Tabla 14: tabla de perforaciones S2 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

TABLA DE PERFORACIONES									
LAS LISAS									
PROYECTO:				FECHA:	16/04/2010			PERFORACIÓN:	S-2
LUGAR:	LAS LISAS							PESO MARTILLO:	140 lb
ESTRATO	PROFUNDIDAD		GOLPES A CADA 6"					EXAMEN VISUAL	OBSERVACIONES
	INICIO	FINAL	1	2	3	4	N		
2' 00"	0' 00"	2' 00"	2	3	4	4	7	ARENA MAL GRADUADA COLOR GRIS OBSCURA	NIVEL FREATICO
2' 00"	2' 00"	4' 00"	3	3	4	6	7		
2' 00"	4' 00"	6' 00"	4	5	5	6	10		
2' 00"	6' 00"	8' 00"	4	3	5	5	8		
2' 00"	8' 00"	10' 00"	4	1	1	1	2		
2' 00"	10' 00"	12' 00"	1	1	1	2	2		
2' 00"	12' 00"	14' 00"	8	10	12	15	22		
2' 00"	14' 00"	16' 00"	11	13	14	18	27		
2' 00"	16' 00"	18' 00"	16	18	16	16	34		
2' 00"	18' 00"	20' 00"	15	18	20	19	38		
2' 00"	20' 00"	22' 00"	19	22	19	18	41		
2' 00"	22' 00"	24' 00"	20	21	20	19	41		

Tabla 15: tabla de perforaciones S3 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

TABLA DE PERFORACIONES									
LAS LISAS									
PROYECTO:			FECHA:	15/04/2010			PERFORACIÓN:	S-3	
LUGAR:	LA BARRITA						PESO MARTILLO:	140 lb	
ESTRATO	PROFUNDIDAD		GOLPES A CADA 6"					EXAMEN VISUAL	OBSERVACIONES
	INICIO	FINAL	1	2	3	4	N		
2' 00"	0' 00"	2' 00"	1	2	2	3	4	ARENA MAL GRADUADA COLOR GRIS OSCURA	NIVEL FREATICO
2' 00"	2' 00"	4' 00"	3	3	5	7	8		
2' 00"	4' 00"	6' 00"	4	3	3	8	6		
2' 00"	6' 00"	8' 00"	5	3	4	5	7		
2' 00"	8' 00"	10' 00"	1	2	3	1	5		
2' 00"	10' 00"	12' 00"	1	4	5	1	9		
2' 00"	12' 00"	14' 00"	1	2	5	2	7		
2' 00"	14' 00"	16' 00"	4	4	6	6	10		
2' 00"	16' 00"	18' 00"	4	8	4	5	12		
2' 00"	18' 00"	20' 00"	8	7	7	9	14		
2' 00"	20' 00"	22' 00"	8	12	13	13	25		
2' 00"	22' 00"	24' 00"	12	11	10	11	21		

Apéndice 2: resumen de laboratorio

Tabla 16: resumen de laboratorio de Las Lisas (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

LAS LISAS, CHIQUIMULILLA												
Muestra	Profundidad de muestra (pies)	Límites de <i>Atterberg</i>			Granulometría			SUCS	Humedad %	Gravedad específica	Densidad seca g/cm ³	Índice de poros
		LL	LP	IP	Grava %	Arenas %	Finos %					
E-1												
ARENA MAL GRADUADA COLOR GRIS OSCURA	16.00	NLL	NLP	NIP	0	98.18	1.82	SP	19.21	2.78	1.65	0.68

Apéndice 3: plano de localización

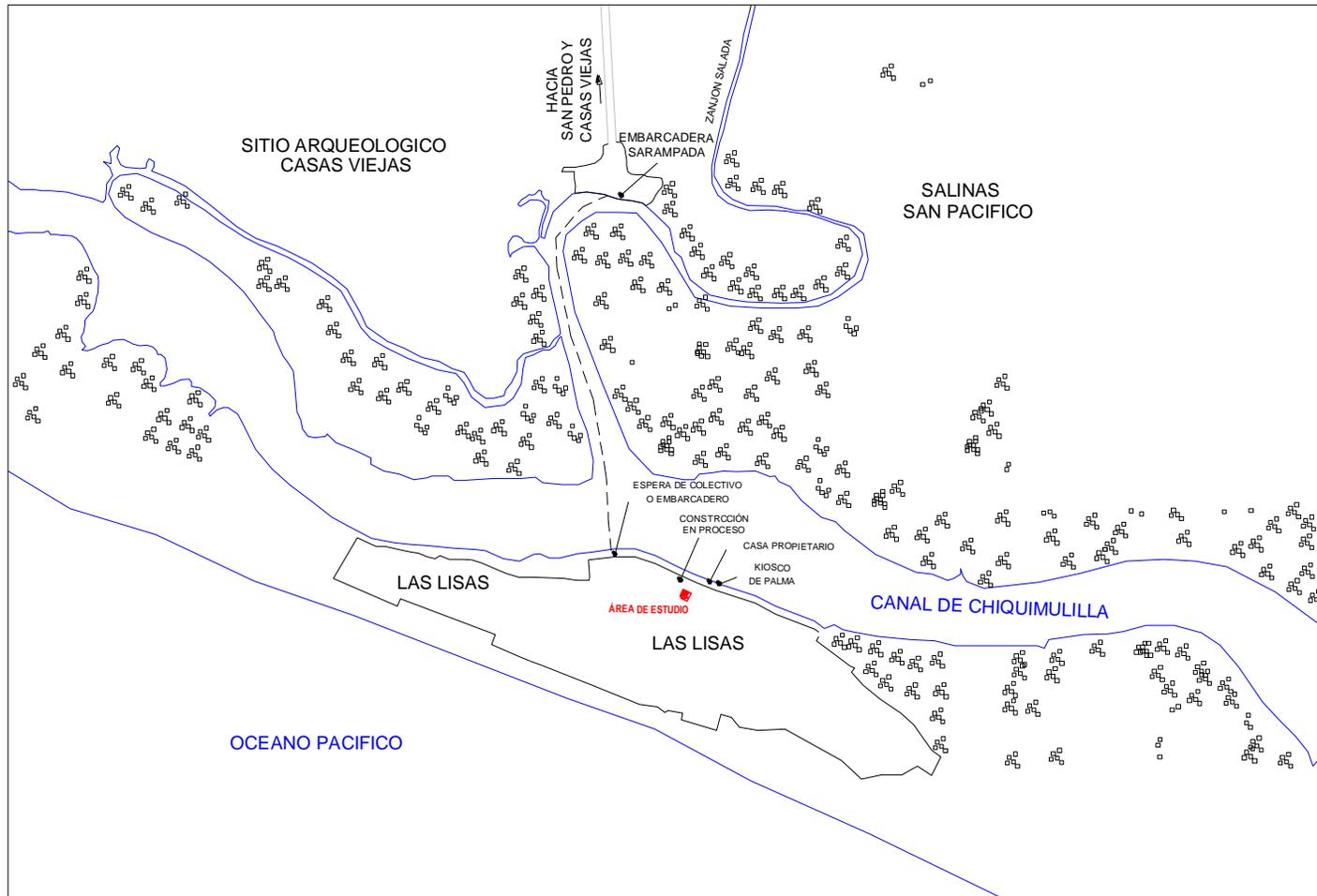


Figura 18: plano de localización

Apéndice 4: ubicación de sondeos

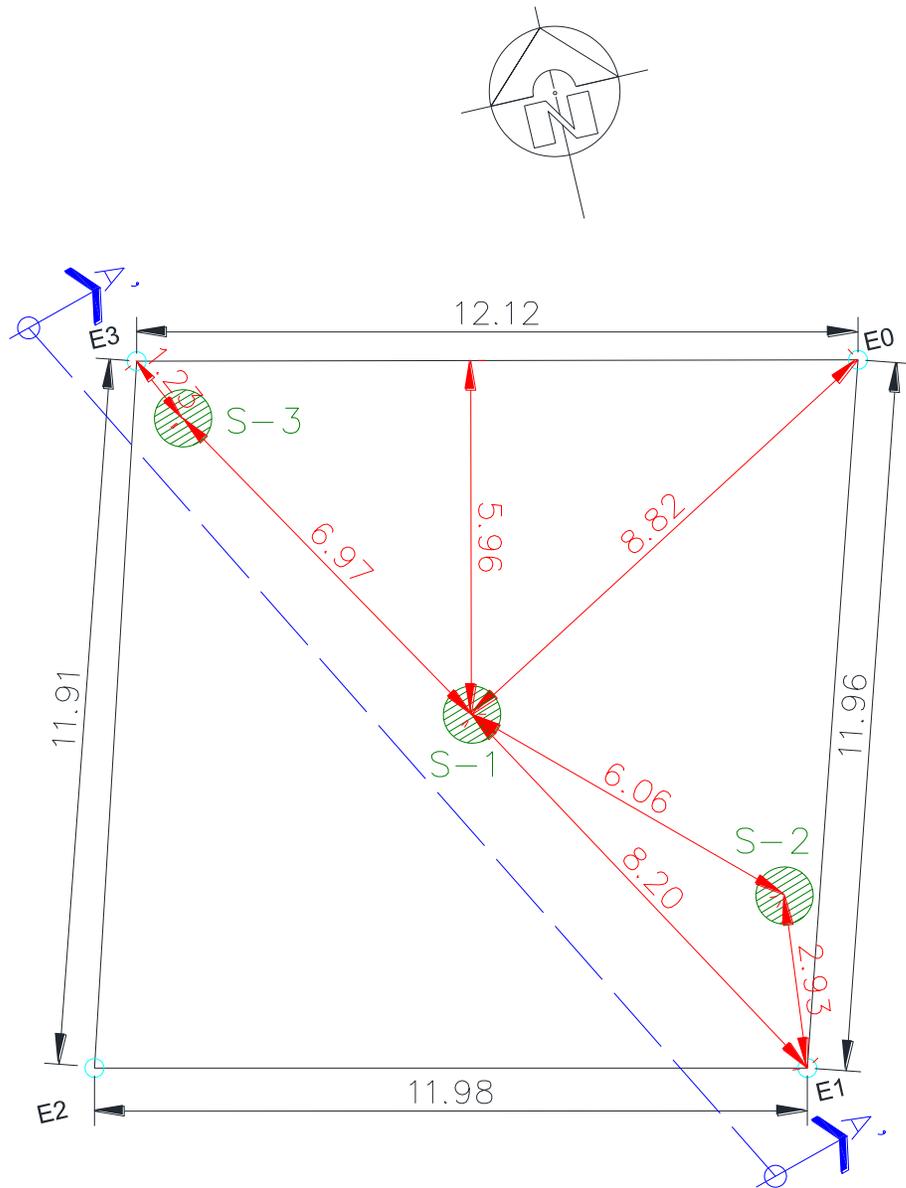


Figura 19: Plano de ubicación de sondeos (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

Apéndice 5: perfil estratigráfico

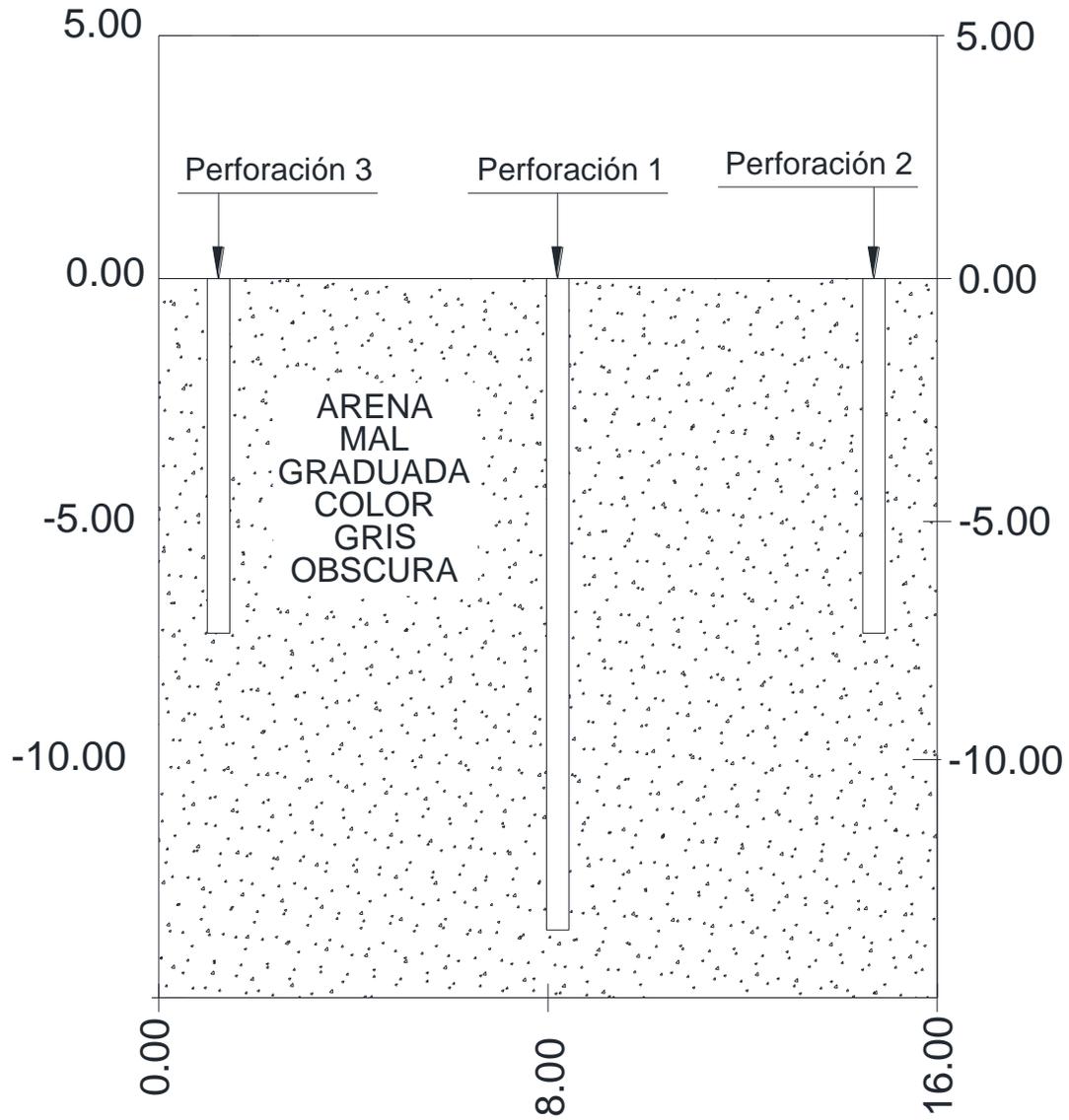
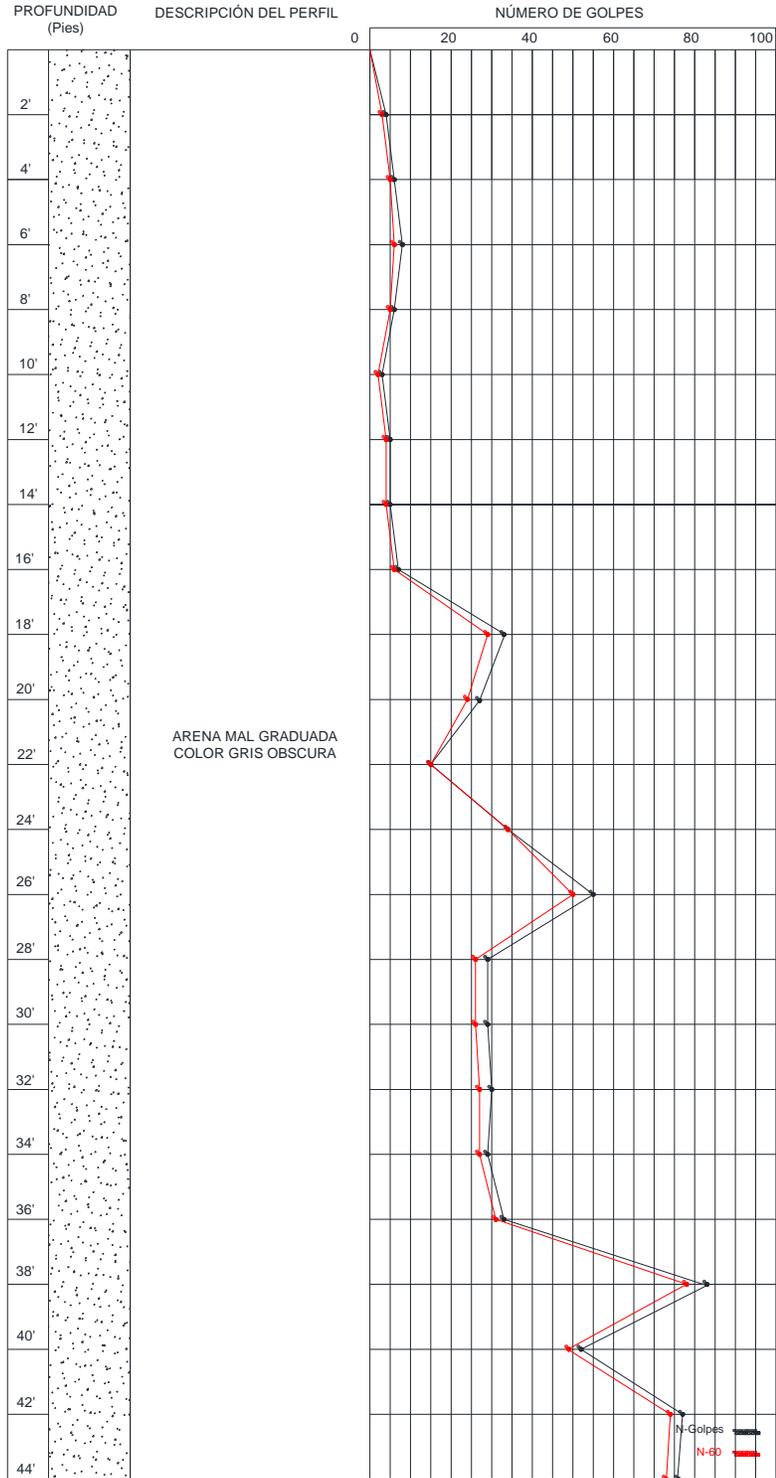
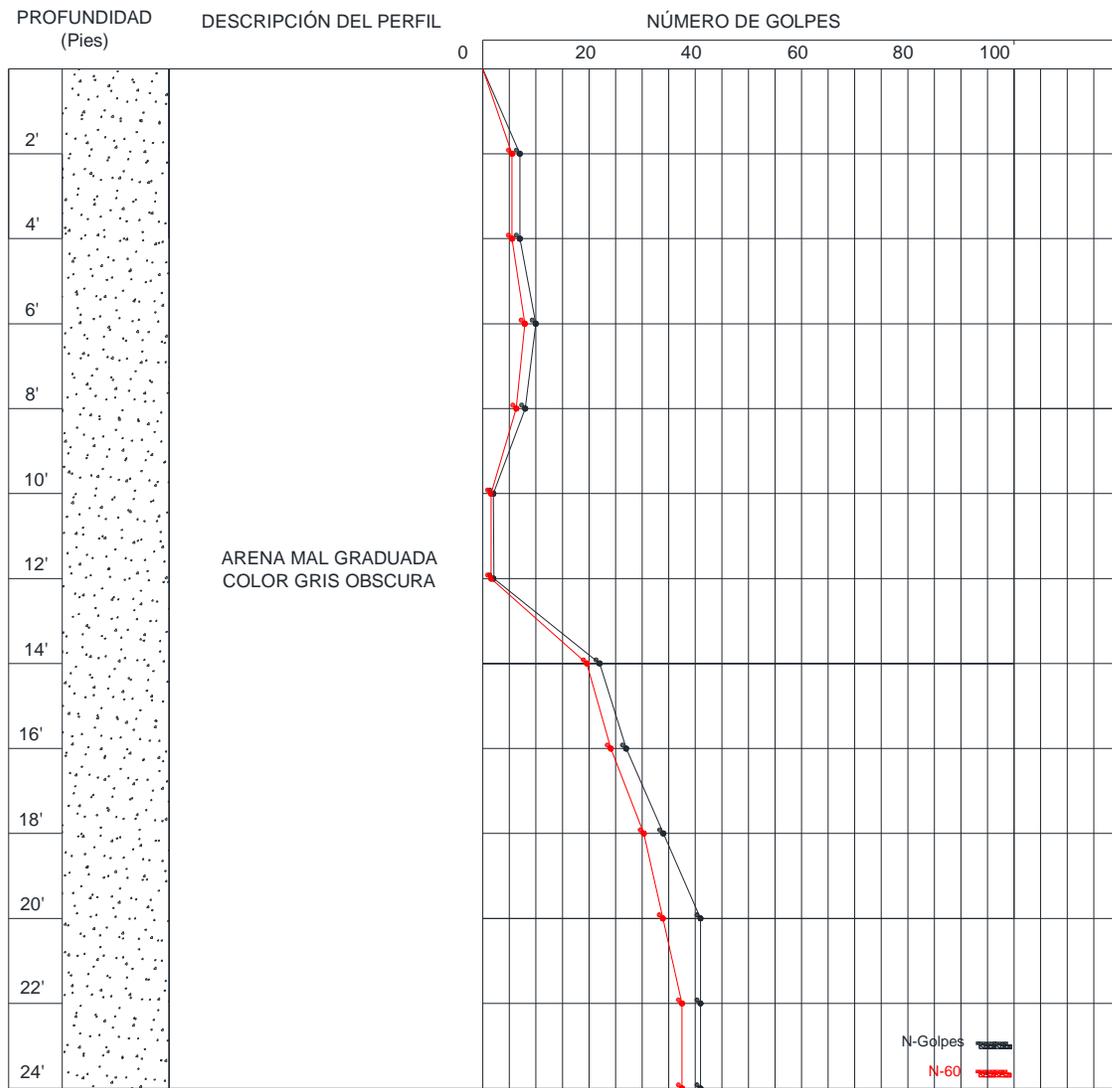


Figura 20: perfil estratigráfico sección A-A' (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

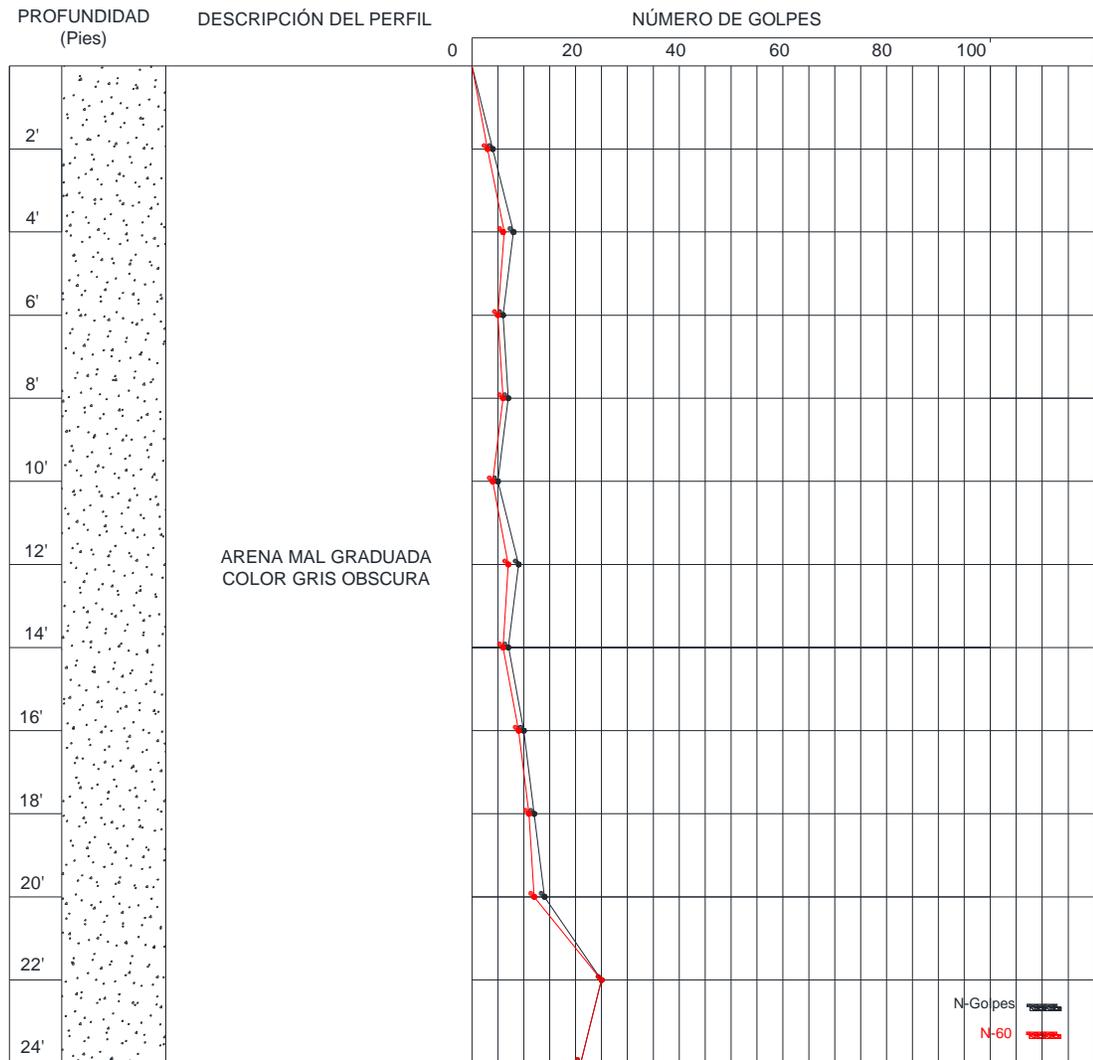
Apéndice 6: gráfica de golpes del SPT



Gráfica 9: gráfica de golpes del sondeo 1 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)



Gráfica 10: gráfica de golpes del sondeo 2 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

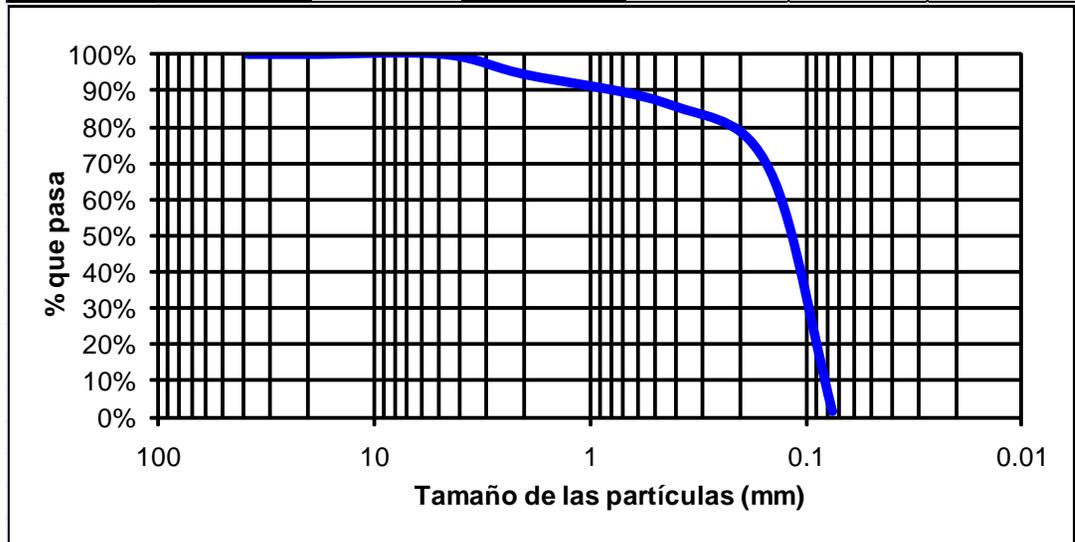


Gráfica 11: gráfica de golpes del sondeo 3 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

Apéndice 7: granulometría

Tabla 17: granulometría de Las Lisas (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

NOMBRE:	LAS LISAS, CHIQUIMULILLA					
MUESTRA	E-1					
Tamiz	Tamiz en mm	peso bruto (g)	tara (g)	peso neto (g)	peso neto acumulado (g)	% Pasa
1 1/2"	38.1					100.00
1"	25.4					100.00
3/4"	19					100.00
No. 4	4.75					100.00
No. 10	2	271.23	238.44	32.79	5.478	94.52
No. 40	0.425	321.12	238.44	82.68	13.812	86.19
No. 100	0.15	421.76	238.44	183.32	30.625	69.38
No. 200	0.075	826.12	238.44	587.68	98.176	1.82



	Peso neto bruto	598.6			
	D60	0.15		CU=	1.8292683
	D10	0.082		CC	0.8130081
	D30	0.1			

Apéndice8: límites de Atterberg

Tabla 18: límites de Atterberg de Las Lisas (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)

PROYECTO: LAS LISAS, CHIQUIMULILLA												
Muestra	E-1											
ENSAYO	HUMEDAD NATURAL		LIMITE LIQUIDO		LIMITE PLÁSTICO		MUESTRA					
Prof. (pies)			NLL		NLP							
GOLPES												
TARRO	1.1						PROFUNDIDAD					
PBH gr.	56.28						L.L. :		NLL			
PBS gr.	49.43						I.P.:		NIP			
TARA gr.	13.77						W:		19.21			
DIF gr.	6.85						CLASIFICACION					
PNS gr.	35.66						SUCS				SP	
HUMEDAD	19.21											
K=												
L												

Apéndice 9: fotografías del SPT



Fotografía 7: ensayo S.P.T. Sondeo 1(Laboratorio Grupo PHI, S.A.)



Fotografía 8: ensayo S.P.T. Sondeo 2(Laboratorio Grupo PHI, S.A.)



Fotografía 9: ensayo S.P.T. Sondeo 3(Laboratorio Grupo PHI, S.A.)



Fotografía 10: testificación geotécnica del suelo Sondeo 1 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)



Fotografía 11: testificación geotécnica del suelo Sondeo 2 (Laboratorio Grupo PHI, S.A.)