



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDAD Y POTENCIAL DE
LICUEFACCIÓN DE SUELOS EN LA COSTANERA DEL LAGO
TITICACA EN EL SECTOR UBICADO FRENTE A LA PUERTA
PRINCIPAL DE LA UNA-PUNO, 2024**

TESIS

PRESENTADA POR:

PEDRO PAZ POMARI MAMANI

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2024



PEDRO PAZ POMARI MAMANI

ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDAD Y POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS EN LA COSTANERA DEL LAGO TI...

 Tesis de pregrado

 My Files

 Universidad Nacional del Altiplano

Detalles del documento

Identificador de la entrega
trn.oid::8254-410030595

271 Páginas

Fecha de entrega
27 nov 2024, 10:28 a.m. GMT-5

43,597 Palabras

Fecha de descarga
27 nov 2024, 11:41 a.m. GMT-5

240,633 Caracteres

Nombre de archivo
TESIS HOY 26-11-2024.pdf

Tamaño de archivo
41.2 MB





11% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cá...

Filtrado desde el informe

- Bibliografía
- Texto citado
- Texto mencionado
- Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 9% Fuentes de Internet
- 2% Publicaciones
- 7% Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alerta de integridad para revisión

- Caracteres reemplazados**
49 caracteres sospechosos en N.º de páginas
Las letras son intercambiadas por caracteres similares de otro alfabeto.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

Ing. Samuel Huaquisia Cáceres
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 2007637

VORS

28 DE JUN 2024

Ing. Jaime Medina Leizaola
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA N° 910595
SUBDIRECTOR INU EPIC





DEDICATORIA

A mis queridos padres Natividad Mamani y Victor Pomari que con una extensa gratitud y cariño quiero expresar mi sincero agradecimiento por el incondicional apoyo que me han brindado durante el proceso de realización de mi tesis. Su perseverante aliento, comprensión y paciencia han sido pilares fundamentales que me han impulsado a alcanzar este logro académico.

Con todo mi cariño y agradecimiento.

Pedro Paz Pomari Mamani



AGRADECIMIENTOS

Mi profundo agradecimiento a:

Querido Ing. Samuel Huaquisto, quisiera expresar mi profundo agradecimiento por su invaluable guía y apoyo como mi asesor durante la realización de mi tesis. Su experiencia, orientación y dedicación fueron fundamentales para la culminación de este proyecto académico. Gracias por compartir sus conocimientos y por ser un mentor excepcional.

A los distinguidos miembros del jurado, Ing. José Luis Cutipa, Ing. Gino Laque e Ing. Fausto Mamani; agradezco sinceramente su tiempo, esfuerzo y dedicación al evaluar mi trabajo de tesis. Sus comentarios y sugerencias han contribuido significativamente al desarrollo de mi proyecto, brindándome una perspectiva valiosa y enriquecedora. Su compromiso con la excelencia académica ha sido inspirador y motivador.

Este logro no hubiera sido posible sin el respaldo de cada uno de ustedes. Aprecio sinceramente su contribución a mi formación académica y estoy agradecido por la oportunidad de aprender y crecer bajo su orientación.

A la Institución que se ha convertido en mi primera casa de estudios; la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, por permitirme cumplir mis objetivos como persona y culminar la profesión.

Con gratitud.

Pedro Paz Pomari Mamani



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ACRÓNIMOS	
RESUMEN	23
ABSTRACT.....	24
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	25
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	27
1.2.1 Problema general.....	27
1.2.2 Problemas específicos	27
1.3 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	28
1.3.1 Hipótesis general.....	28
1.3.2 Hipótesis específicas	28
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	29
1.4.1 Justificación Teórica	29
1.4.2 Justificación Social.....	29
1.4.3 Justificación Practica.....	30
1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	31



1.5.1	Objetivo general	31
1.5.2	Objetivo específico.....	31

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1	ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	32
2.1.1	Antecedentes Internacionales.....	32
2.1.2	Antecedentes Nacionales	37
2.1.3	Antecedentes Locales.....	42
2.2	MARCO TEORICO	43
2.2.1	Sismicidad en el Perú.....	43
2.2.1.1	Zonificación sísmica del Perú.....	45
2.2.1.2	Terremotos importantes en el Perú	48
2.2.1.3	Terremotos importantes en Puno	52
2.2.1.4	Aspectos históricos	53
2.2.1.5	Sismicidad instrumental en el Perú.....	55
2.2.2	Placas tectónicas.....	60
2.2.2.1	Fallas como fuentes de terremotos.....	61
2.2.3	Generación de terremotos	63
2.2.3.1	Rebote elástico	64
2.2.3.2	Profundidades sísmicas	66
2.2.4	Medición de Terremotos o eventos sísmicos	67
2.2.4.1	Intensidad de un Terremoto	68
(a)	Escala de Mercalli Modificada (MM).....	68
2.2.4.2	Magnitud de un Terremoto	69
(a)	Magnitud Local o Magnitud de Richter	69



(b)	Magnitud de Momento.....	70
(c)	Magnitud de Ondas de Cuerpo o Internas.....	71
(d)	Magnitud de Ondas Superficiales	72
2.2.5	Geodinámica del Perú	73
2.2.5.1	Rasgos tectónicos importantes	74
(a)	La fosa Perú – Chile.....	74
(b)	Cordillera de los Andes.....	74
(c)	Fallas de la Placa de Nazca	75
(d)	Volcanes activos del Cinturón de Fuego.....	75
(e)	Sistema de Fosas y Arcos Volcánicos.....	75
2.2.6	Dinámica de suelos	76
2.2.6.1	Ondas sísmicas.....	76
(a)	Ondas de cuerpo.....	77
(i)	Ondas P	77
(ii)	Ondas S	78
(b)	Ondas superficiales	78
(i)	Ondas Love	79
(ii)	Ondas Rayleigh.....	79
(c)	Instrumentos sísmicos	80
2.2.6.2	Localización del Epicentro de un Terremoto	81
2.2.6.3	Propagación de Ondas Sísmicas	82
(a)	Propagación de Ondas en un Medio Estratificado	83
2.2.6.4	Propiedades Dinámicas del Suelo.....	85
(a)	Módulo de Corte (G).....	86
(b)	Razón de Amortiguamiento (D).....	86



(c)	Relación de Poisson (v).....	86
(d)	Velocidad de Onda de Corte (Vs).....	87
2.2.6.5	Densidad Relativa	88
2.2.6.6	Determinación de las Propiedades Dinámicas del Suelo	89
2.2.7	Licuefacción de Suelos	89
2.2.8	Licuefacción de Suelos en el Perú.....	92
2.2.9	Licuefacción de Suelos en Puno	94
2.2.10	Susceptibilidad a la licuefacción	95
2.2.11	Potencial de Licuefacción	96
2.2.11.1	Norma E.050 suelos y cimentaciones	96
2.2.11.2	Seed e Idriss (1971).....	97
2.2.11.3	Boulangier e Idriss (2014).....	98
2.2.11.4	Eurocódigo 8 (EN 1998-5:2004).....	98
2.2.11.5	Andrus y Stokoe (2000)	99
2.2.12	Efectos de la licuefacción de suelos.....	99
2.2.12.1	Fallas del Terreno (Asentamientos)	99
2.2.12.2	Desplazamientos Laterales.....	100
2.2.12.3	Falla de Cimentaciones	101
2.2.12.4	Afloramiento de Arena.....	102
2.2.13	Mitigación de los efectos de la licuefacción	103
2.2.13.1	Mejora del Suelo	104
2.2.13.2	Drenaje del Suelos	107
2.2.13.3	Reemplazo del Suelo.....	107
2.2.13.4	Pilotes y Micropilotes	107
2.3	MARCO CONCEPTUAL	108



2.3.1	Análisis de la Susceptibilidad a la Licuefacción.....	108
2.3.1.1	Históricamente	108
2.3.1.2	Geológicamente: Origen del Suelo	109
2.3.1.3	Geológicamente: Edad del Suelo	110
2.3.1.4	Composición del Suelo: Granulometría.....	112
2.3.1.5	Composición del Suelo: Contenido de Finos.....	114
2.3.1.6	Profundidad del Nivel Freático	117
2.3.1.7	Profundidad del Estrato del Suelo.....	118
2.3.2	Análisis del Potencial de Licuefacción con SPT.....	118
2.3.2.1	Relación de Esfuerzo Cíclico (CSR).....	119
2.3.2.2	Relación de Resistencia Cíclica (CRR)	122
2.3.2.3	Correcciones al “N” numero de golpes del SPT.....	125
2.3.2.4	Factor de Escala de la Magnitud del Sismo (MSF)	128
2.3.2.5	Factor de Seguridad del Potencial de Licuefacción	130
2.3.3	Métodos de mejora de terreno potencialmente licuable.....	131
2.3.3.1	Métodos de mejora de terreno orientados a obras nuevas	132
(a)	Vibroflotación	133
(b)	Vibrosustitución, columnas de grava o arena	134
(c)	Compactación dinámica clásica	137
(d)	Reemplazo.....	139
2.3.4	Ensayo de Penetración Estándar (NTP 339.133)	141
2.3.5	Ensayo Limite Líquido (NTP 339.129)	150
2.3.5.1	Equipos e Instrumentos:.....	150
2.3.5.2	Procedimiento Multipunto:	151
2.3.5.3	Cálculos:.....	152



2.3.6	Ensayo Limite Plástico (NTP 339.129)	153
2.3.6.1	Equipos e Instrumentos:.....	153
2.3.6.2	Procedimiento:	153
2.3.6.3	Cálculos:.....	155
2.3.7	Ensayo Análisis Granulométrico (NTP 339.128)	155
2.3.7.1	Equipos e Instrumentos:.....	156
2.3.7.2	Procedimiento:	157
2.3.7.3	Cálculos:.....	159
2.3.8	Gravedad Especifica de los Solidos (NTP 339.131).....	160
2.3.8.1	Aparatos:	161
2.3.8.2	Reactivos:.....	162
2.3.8.3	Calibración del Picnómetro:.....	162
2.3.8.4	Procedimiento para muestras secas:.....	163

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	MATERIALES.....	166
3.1.1	Muestras extraídas de los sondeos SPT	166
3.2	EQUIPOS.....	167
3.2.1	Equipo SPT	167
3.2.1.1	Herramientas manuales:	168
3.2.2	Equipo para los límites de Atterberg.....	169
3.2.2.1	Herramientas manuales:	169
3.2.3	Equipo para la Granulometría	170
3.2.4	Picnómetro para Gravedad Específica	171
3.2.5	Equipos de seguridad	171



3.2.6	Otros equipos	172
3.3	DISEÑO DE LA METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	173
3.3.1	Enfoque de investigación: Descriptivo y Semi empírico	173
3.3.2	Tipo de la investigación: Descriptiva.....	173
3.3.3	Diseño de investigación: No experimental	174
3.3.4	Población y muestra	175
3.3.4.1	Ubicación	175
3.3.4.2	Clima.....	176
3.3.4.3	Niveles del Lago Titicaca	177
3.3.4.4	Geología, geomorfología y litología	178
(a)	Geología.....	178
(b)	Geomorfología	179
(c)	Litología.....	179
(d)	Grupo Puno:	180
3.3.5	Elección de los puntos de sondeo SPT.....	182
3.3.6	Ubicación geográfica de la población	182
3.3.7	Número de sondeos SPT y muestras extraídas de suelo	183
3.3.7.1	Norma Técnica E.050 de Suelos y Cimentaciones en el Perú	184
(a)	Tipo de proyecto:	184
(b)	Área de Estudio y Distribución:.....	184
3.3.7.2	Japanese Geotechnical Society Standard (Japón).....	185
3.3.7.3	Eurocódigo 7 (Europa).....	186
3.3.7.4	Ensayos realizados a los especímenes de suelo	187
(a)	Exploración Geotécnica	187
(b)	Ensayos de Laboratorio.....	187



3.4	TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	188
3.5	DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN	189
3.5.1	Factor histórico: susceptibilidad moderada.....	189
3.5.2	Factor geológico: susceptibilidad alta-moderada.....	190
3.5.2.1	Origen del suelo: susceptibilidad alta	190
3.5.2.2	Edad del suelo: susceptibilidad moderada	190
3.5.3	Factor de composición del suelo: susceptibilidad alta	191
3.5.3.1	Granulometría y contenido de finos: susceptibilidad alta.....	191
3.5.4	Profundidad del nivel freático: susceptibilidad muy alta	193
3.5.5	Profundidad del estrato de suelo: susceptibilidad muy alta	193
3.5.6	Resumen.....	194
3.6	DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN	195
3.6.1	Solución al sondeo SPT-01	195
3.6.1.1	Estrato M1-02	196
(a)	PRIMERO: Calculo del CSR.....	196
(b)	SEGUNDO: Calculo del CRR	198
(c)	TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado.	201
3.6.1.2	Estrato M1-06	202
(a)	PRIMERO: Calculo del CSR.....	202
(b)	SEGUNDO: Calculo del CRR	203
(c)	TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado.	206
3.6.2	Solución al sondeo SPT-02	207
3.6.2.1	Estrato M2-02	208
(a)	PRIMERO: Calculo del CSR.....	208



(b)	SEGUNDO: Calculo del CRR	210
(c)	TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado.	213
3.6.2.2	Estrato M2-06	213
(a)	PRIMERO: Calculo del CSR.....	213
(b)	SEGUNDO: Calculo del CRR	215
(c)	TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado.	218
3.6.3	Solución al sondeo SPT-03	218
3.6.3.1	Estrato M3-02	219
(a)	PRIMERO: Calculo del CSR.....	219
(b)	SEGUNDO: Calculo del CRR	221
(c)	TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado.	224
3.6.3.2	Estrato M3-06	224
(a)	PRIMERO: Calculo del CSR.....	224
(b)	SEGUNDO: Calculo del CRR	226
(c)	TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado.	229
3.7	EVALUACIÓN DE MÉTODO PARA MEJORAR EL TERRENO LICUABLE.....	229
3.7.1	Compactación dinámica clásica	231
3.7.2	Vibroflotación	233
3.7.3	Vibrosustitución, columnas de grava o arena	234
3.7.4	Reemplazo.....	235
3.7.5	Análisis Comparativo.....	236
CAPÍTULO IV		
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		
4.1	PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	238



4.2	ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN	243
4.3	POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN	244
4.4	MÉTODO RECOMENDADO PARA EL MEJORAMIENTO DEL TERRENO POTENCIALMENTE LICUABLE.....	245
4.5	DISCUSIÓN	247
V.	CONCLUSIONES.....	252
VI.	RECOMENDACIONES	256
VII.	REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS	259
	ANEXOS.....	269

ÁREA: Geotecnia

TEMA: Índice de susceptibilidad y potencial de licuefacción de suelos

FECHA DE SUSTENTACION: 05 de diciembre del 2024



ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Factores de Zona sísmica	46
Tabla 2 Terremotos más representativos ocurridos en el Perú	50
Tabla 3 Terremotos más representativos ocurridos en el departamento de Puno.	53
Tabla 4 Determinación de las propiedades dinámicas a través de ensayos.	89
Tabla 5 Fenómeno de Licuefacción de suelos en el Perú	93
Tabla 6 Valores de Susceptibilidad asignados al Origen del Suelo	110
Tabla 7 Susceptibilidad a licuar para depósitos continentales, según su edad geológica.	111
Tabla 8 Susceptibilidad a Licuar en Suelos con presencia de Finos.....	116
Tabla 9 Capacidad portante de suelos cohesivos	122
Tabla 10 Factores de corrección para los valores N del SPT.....	127
Tabla 11 MSF para diferentes investigadores, según magnitud de sismo indicada..	129
Tabla 12 Consecuencias en el suelo, relacionando el N corregido y el F.S.....	131
Tabla 13 Relación de N del SPT y la Densidad Relativa (D_r) en arenas.....	149
Tabla 14 Relación de N del SPT con la Consistencia de Arcillas y q_u	150
Tabla 15 Tamices y sus aberturas para el ensayo de granulometría	156
Tabla 16 Muestra a utilizar en función a Tamaño Máximo Nominal (TMN)	158
Tabla 17 Muestra a utilizar en gramos, según tipo de suelo y picnómetro.	163
Tabla 18 Ubicación geográfica de los puntos de sondeo SPT	182
Tabla 19 Número de muestras extraídas en cada sondeo SPT.....	187
Tabla 20 Ubicación del laboratorio donde se realizaron los ensayos	188
Tabla 21 Estratos susceptibles a la licuefacción de acuerdo a su composición.....	192



Tabla 22	Resumen de la susceptibilidad a licuar de la presente investigación.....	194
Tabla 23	Parámetros extraídos de los ensayos realizados al sondeo SPT-01	195
Tabla 24	Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 2.70m. Ver tabla 10.....	200
Tabla 25	Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 7.00m. Ver Tabla 10	205
Tabla 26	Parámetros extraídos de los ensayos realizados al sondeo SPT-02	207
Tabla 27	Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 2.70m. Ver Tabla 10	211
Tabla 28	Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 7.00m. Ver Tabla 10	216
Tabla 29	Parámetros extraídos de los ensayos realizados al sondeo SPT-03	218
Tabla 30	Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 2.30m. Ver Tabla 10	223
Tabla 31	Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 7.40m. Ver Tabla 10	228
Tabla 32	Resumen de estratos arenosos obtenidos de los ensayos SPT	242
Tabla 33	Resumen de los estratos susceptibles a licuar de la presente investigación	243
Tabla 34	Resumen del factor de seguridad del potencial de licuefacción	244



ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Población universitaria de la UNA-Puno, practicando deporte en el área de estudio	26
Figura 2 Daños post licuefacción en la ciudad de Concepción – Chile.	35
Figura 3 Extremo norte del edificio SA, terremoto ocurrido en Christchurch.	36
Figura 4 Colapso de una edificación en Pisco por licuefacción de suelos.	38
Figura 5 Mapa de licuefacción de suelos peruano por años.	41
Figura 6 Se muestra la Placa de Nazca y la zona de Fractura de Mendaña	44
Figura 7 Placa Tectónica de Nazca y Sudamericana, vista transversal	45
Figura 8 Isoaceleraciones para la Región Puno, 10% de excedencia en 50 años.....	47
Figura 9 Zonas sísmicas en el Perú	48
Figura 10 Distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú	49
Figura 11 Terremoto del 24 de mayo de 1940, mapa de isosistas.....	51
Figura 12 Terremoto del 24 de julio de 1912, mapa de isosistas	54
Figura 13 Red Acelerométrica Nacional del IGP	57
Figura 14 Red Acelerométrica Nacional del CIP	58
Figura 15 Red Acelerométrica Nacional del SENCICO	59
Figura 16 Tipos de Placas Tectónicas	61
Figura 17 Tipos de Fallas Tectónicas	63
Figura 18 Rebote elástico en un sismo	65
Figura 19 Elementos de constituyen el terremoto	67
Figura 20 Onda Primaria o Longitudinal.	77
Figura 21 Onda Secundaria o Transversal.	78



Figura 22	Onda Love.....	79
Figura 23	Onda Secundaria o Transversal.	80
Figura 24	Localización de un terremoto.....	82
Figura 25	Componentes SV y SH de una Onda Cortante S	84
Figura 26	Onda Armónica.	85
Figura 27	Mecanismo de cómo se desarrolla la licuefacción.....	90
Figura 28	Licuación de suelos en Taiwán, Hualien, 2018	91
Figura 29	Asentamiento un Riesgo para las Estructuras	100
Figura 30	Representación de la Falla Lateral de Flujo.....	101
Figura 31	Falla de Cimentación por Licuefacción	102
Figura 32	Volcanes de Arena, sismo en Niigata 1964	103
Figura 33	Rangos Granulométricos para Suelos mal Gradados.....	113
Figura 34	Rangos Granulométricos para Suelos bien Gradados	113
Figura 35	Criterio Chino Modificado para Contenido de Finos	115
Figura 36	Evaluación a la Susceptibilidad de licuar, suelos con Contenido de Finos (CF) significativos.	117
Figura 37	Escenario grafico para determinar el CSR.....	120
Figura 38	Variación del Factor de Reducción versus la profundidad.	121
Figura 39	CRR versus $(N_1)_{60}$, datos empíricos americanos, japoneses y chinos	123
Figura 40	Curvas granulométricas para la aplicación de vibroflotación, vibrosustitución y compactación dinámica.....	132
Figura 41	Compactación por vibroflotación	134
Figura 42	Esquema del tratamiento de vibrosustitución	136
Figura 43	Pasos para el tratamiento de vibrosustitución.....	136
Figura 44	Compactación dinámica.....	137



Figura 45	Cráteres formados por la compactación dinámica	138
Figura 46	Método de reemplazo.....	140
Figura 47	Sondeo SPT-01 de la presente investigación	142
Figura 48	Muestreador de Caña Partida, esquema	143
Figura 49	Esquema del Martillo de Seguridad.....	144
Figura 50	Posteadora usada para el ensayo SPT, esquema	145
Figura 51	Numero de vueltas de la sogá en el malacate	145
Figura 52	Esquema de la Mecánica del ensayo SPT	146
Figura 53	Obtención de muestras herméticas, sondeo SPT-03	148
Figura 54	Equipos para determinar el Limite Liquido	151
Figura 55	Ensayo de Límite Plástico.....	154
Figura 56	Herramientas y aparatos usados en el ensayo de granulometría.....	157
Figura 57	Ejemplo de la curva granulométrica.	160
Figura 58	Ensayo de Gravedad Especifica.....	161
Figura 59	Extracción de muestras SPT-02, hasta 7.00 m de profundidad	167
Figura 60	Elementos de seguridad usados en el sondeo SPT-03	172
Figura 61	Diseño de la investigación de la presente tesis	174
Figura 62	Área de exploración y estudio.....	176
Figura 63	Niveles máximos anuales del lago Titicaca	178
Figura 64	Niveles Estratigrafía litográfica del Grupo Puno y formación Picchu	181
Figura 65	Puntos donde se realizaron los sondeos SPT	183
Figura 66	Perfil estratigráfico hasta la profundidad del estrato licuable.....	232
Figura 67	Perfil estratigráfico del sondeo SPT-01	239
Figura 68	Perfil estratigráfico del sondeo SPT-02	240
Figura 69	Perfil estratigráfico del sondeo SPT-03	241



ACRÓNIMOS

ASTM:	Sociedad Americana para Pruebas y Materiales
NTP:	Norma Técnica Peruana
SPT:	Ensayo de penetración estándar
N:	Numero de golpes in situ del SPT
$(N_1)_{60}$:	N corregido del SPT
γ :	Densidad
a_{max} :	Aceleración máxima del sismo, como fracción de la gravedad
σ_v :	Presión vertical total
σ'_v :	Presión vertical efectiva
u:	Presión de poros
z:	Profundidad de estudio
Z_{nf} :	Profundidad del nivel freático
r_d :	Factor de reducción de la aceleración, respecto a la profundidad
CRR:	Relación de Resistencia Cíclica
CRR:	Relación de Esfuerzo Cíclico
F.S.:	Factor de seguridad
L.L.:	Límite líquido
L.P.:	Límite plástico
SUCS:	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
CE:	Corrección por energía
CB:	Corrección por diámetro de perforación
CR:	Corrección por longitud de varilla
CS:	Corrección por tipo de muestreador



CN:	Corrección por sobre carga
CL:	Arcilla de alta plasticidad
CL-ML:	Arcilla limosa de baja plasticidad
SM:	Arena limosa
SP-SM:	Arena limosa mal gradada
EMS:	Estudio de Mecánica de Suelos
UNA-Puno:	Universidad Nacional del Altiplano de Puno
SENCICO:	Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción
IGP:	Instituto Geofísico del Perú



RESUMEN

Esta investigación tiene como propósito determinar el índice de susceptibilidad a la licuefacción, el potencial de licuefacción de suelos y recomendar métodos de mejora de terrenos licuables adecuados al área de estudio en caso corresponda. El área de estudio se encuentra dentro de la faja marginal del Lago Titicaca, en un sector de mucha concurrencia por la población universitaria para practicar deporte y se encuentra frente a la puerta principal de la UNA-Puno. Para este fin, se determinó ejecutar un programa de 03 sondeos SPT (Standard Penetration Test), dichos sondeos nos proporcionaron datos como la estratigrafía del suelo, nivel freático y muestras representativas del suelo para realizar ensayos de laboratorio, tales como: límites de consistencia (Atterberg), contenido de humedad, análisis granulométrico y peso específico de los sólidos. El perfil estratigráfico de cada sondeo muestra la presencia de 02 estratos de suelos granulares (SM y SP-SM) en cada uno de los sondeos SPT y en su mayoría los estratos son arcillosos (CL y CL-ML). Según sus características geológicas, históricas, profundidad del estrato, nivel freático y composición del estrato, se determinó que todos los estratos granulares (SM y SP-SM) son altamente susceptibles a licuar. A estos estratos susceptibles a la licuefacción, se les evaluó su potencial de licuefacción por métodos semi empíricos (H. B. Seed & Idriss, 1971), de todos los estratos evaluados en nuestra área de estudio, solo el estrato M3-02 es potencialmente licuable ante un evento sísmico probable y se encuentra en el sondeo SPT-03 a una profundidad de -2.30m; este estrato tiene un factor de seguridad a la licuefacción de 0.71, lo cual lo hace altamente licuable.

Esta investigación tiene un enfoque descriptivo y semi empírico, es de carácter descriptivo y su diseño es no experimental.

Palabras Clave: Licuefacción, SPT, suelos granulares, lago Titicaca.



ABSTRACT

This research aims to determine the liquefaction susceptibility index, the liquefaction potential of soils, and to recommend suitable ground improvement methods for liquefiable areas in the study site, if applicable. The study area is located within the marginal strip of Lake Titicaca, in a sector frequently visited by the university population for sports activities, and is situated in front of the main gate of the UNA-Puno. For this purpose, a program of three Standard Penetration Tests (SPT) was carried out. These tests provided data such as soil stratigraphy, water table levels, and representative soil samples for laboratory tests, including: Atterberg limits, moisture content, particle size distribution analysis, and specific gravity of solids. The stratigraphic profile of each borehole reveals the presence of two granular soil layers (SM and SP-SM) in each SPT borehole, with most of the layers being clayey soils (CL and CL-ML). Based on their geological and historical characteristics, depth, water table level, and composition, it was determined that all granular layers (SM and SP-SM) are highly susceptible to liquefaction. These susceptible layers were evaluated for their liquefaction potential using semi-empirical methods (H. B. Seed & Idriss, 1971). Among all the evaluated layers in the study area, only layer M3-02 was identified as potentially liquefiable during a probable seismic event, located at a depth of -2.30m in borehole SPT-03. This layer has a liquefaction factor of safety of 0.71, making it highly liquefiable.

This research adopts a descriptive and semi-empirical approach, is descriptive in nature, and has a non-experimental design.

Keywords: Liquefaction, SPT, granular soils, Lake Titicaca.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El sector costero del lago Titicaca ubicado frente a la puerta principal de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno (UNA-Puno), presenta un área geotécnicamente hablando de mucho interés debido a estar susceptible a la licuefacción de suelos. La licuefacción es un proceso geotécnico en el que un suelo saturado se torna a debilitar, pierde rigidez temporalmente y su resistencia, esto debido a la aplicación de cargas dinámicas, que generalmente son generadas por sismos, convirtiendo estos suelos en un estado líquido viscoso (H. B. Seed & Idriss, 1971). La estabilidad y seguridad de la construcciones y obras civiles están sujetas en gran medida al comportamiento del suelo sobre el cual se asientan, este fenómeno puede ocasionar asentamientos diferenciales, desplazamientos laterales y en el peor de los casos el colapso de una estructura.

En el Perú, específicamente en la región del lago Titicaca, la susceptibilidad y el potencial de licuefacción se torna crítica debido a las características de los suelos y la actividad sísmica registrada en la zona (Pacheco & Nacif, 2015). La zona de estudio de la presente investigación necesita un profundo análisis a la susceptibilidad y potencial de licuefacción de sus tipos de suelos, así como propuestas de mejora de terreno en caso se determine suelos potencialmente licuables. Investigadores previos a este tema nos indican que los suelos con alto contenido de arenas finas y limo, generalmente típicos de zonas costeras lacustres, son principalmente sensibles a la licuefacción; además de considerar factores locales específicos como la granulometría y el nivel freático en la evaluación del potencial de licuefacción (Youd et al., 2001).

La problemática radica en la incertidumbre frente a las características del tipo de suelo que se tiene y cómo este se comporta frente a un eventual movimiento sísmico que pueda ocasionar licuefacción en el sector costero del lago Titicaca ubicado frente a la puerta principal de la UNA – Puno. La concurrencia de la población universitaria al sector en estudio de esta tesis, es significativa y los riesgos que pueda conllevar un eventual sismo que ocasione licuefacción en los estratos arenosos del suelo podrían ser fatales y son una preocupación constante, problemática de esta presente investigación.

Figura 1

Población universitaria de la UNA-Puno, practicando deporte en el área de estudio



Fuente: extraído de (Cutipa, 2023)

La investigación será de aporte a la comprensión detallada de las condiciones geotécnicas del sector y tendremos antecedentes de información valiosa para tomar medidas frente a los riesgos que este fenómeno expone.



1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 Problema general

- ¿Cuál es el índice de susceptibilidad a la licuefacción y el potencial de licuefacción de suelos, en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno (UNA-Puno), 2024?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuál es el perfil estratigráfico del suelo hasta una profundidad no menor a 07 metros, en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024?
- ¿Cuál es el índice de susceptibilidad a la licuefacción en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024?
- ¿Cuál es el potencial de licuefacción ante un evento sísmico probable en la en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024?
- ¿Qué métodos de mejora de terrenos potencialmente licuables se deberá elegir para evitar daños a estructuras de obras civiles que puedan construirse en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024?



1.3 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 Hipótesis general

- Los suelos de la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, presentan características geotécnicas que los hace susceptibles a la licuefacción y potencialmente licuables, ante un evento sísmico probable.

1.3.2 Hipótesis específicas

- El perfil estratigráfico del suelo hasta una profundidad no menor a 07 metros, en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno en 2024, muestra estratos granulares saturados.
- El índice de susceptibilidad a la licuefacción evaluado para los suelos en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno en 2024, es alto.
- Ante un evento sísmico probable en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno en 2024, se hará presente un alto potencial de licuefacción.
- Recomendar métodos de mejora de terrenos potencialmente licuables, orientados a obras civiles nuevas que puedan construirse en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024.



1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

En la costanera del Lago Titicaca, la licuefacción es una preocupación constante debido a la presencia de suelos arenosos y limosos en la costanera. Estudiosos nos han demostrado que estos suelos, especialmente aquellos situados en áreas cercanas a cuerpos de agua y con altos niveles de saturación, son altamente susceptibles a la licuefacción bajo eventos sísmicos. Esto se debe a la combinación de características como una granulometría fina, baja densidad relativa y la cercanía al nivel freático, que proporcionan las condiciones ideales para que ocurra licuefacción (Salazar et al., 2020).

1.4.1 Justificación Teórica

La literatura existente es basta para poder estudiar el comportamiento de los suelos ante un evento sísmico que genere el fenómeno de licuefacción, esta investigación contribuirá a la investigación académica al proporcionar datos empíricos específicos en la zona de estudio, sumándose estos a la base de datos geotécnicos disponibles y a la vez como referencia para futuras investigación sobre el tema.

1.4.2 Justificación Social

Por otra parte, se tiene una importante concurrencia de decenas de personas al lugar, en su mayoría estudiantes universitarios de la Universidad Nacional del Altiplano que se agrupan para realizar diferentes actividades como practicar principalmente el deporte del voleibol (Cutipa, 2023), también practican danza, música, entre otros. La concurrencia al sector es máxima cuando los estudiantes de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno suspenden sus labores normales debido a diferentes razones extraordinarias. Al proporcionar



información sobre el comportamiento de los suelos en condiciones sísmicas, esta investigación puede prevenir desastres y proteger vidas; además, al involucrar a la comunidad universitaria conlleva a la preocupación de distintas autoridades locales y universitarias.

1.4.3 Justificación Practica

El sector materia de estudio está situado en una zona propensa a la construcción de obras civiles tanto por la concurrencia de personas al lugar y por estar ubicado en una zona estratégica para el turismo del lago Titicaca en la ciudad de Puno. La seguridad de los habitantes concurrentes a este sector dependerá mucho de la estabilidad y calidad de la infraestructura que se construya, la presente investigación tiene como objetivo caracterizar las propiedades geotécnicas de los suelos que será de suma importancia para la identificación de áreas con alto potencial de licuefacción la cual permitirá a ingenieros civiles diseñar estructuras más seguras y resilientes ante eventos sísmicos.

En resumen, la justificación de la presente investigación radica principalmente en contribuir potencialmente al conocimiento teórico en geotecnia acerca de la licuefacción del suelo en zonas lacustres, tipos de mejoras de terreno licuables y así proteger a la comunidad frente a eventos sísmicos que impliquen riesgos. La caracterización de suelo en estudio para indicar su susceptibilidad y potencial de licuefacción, es un paso muy importante hacia la mejora de la seguridad la comunidad universitaria que concurre al lugar.



1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 Objetivo general

- Determinar el índice de susceptibilidad a la licuefacción y el potencial de licuefacción de los suelos en la costanera del Lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno, 2024.

1.5.2 Objetivo específico

- Establecer el perfil estratigráfico del suelo hasta una profundidad no menor a 07 metros en la costanera del Lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024.
- Establecer el índice de susceptibilidad a la licuefacción de los suelos en la costanera del Lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024.
- Evaluar el potencial de licuefacción de los suelos ante un evento sísmico probable en la costanera del Lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024.
- Recomendar métodos para el mejoramiento de terrenos potencialmente licuables, orientados a obras civiles nuevas que puedan construirse en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la UNA-Puno, 2024.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 Antecedentes Internacionales

La revisión de literatura sobre el índice de susceptibilidad y el potencial de licuefacción de suelos ha sido objeto de estudio en diversas partes del mundo, destacando investigaciones que han abordado este fenómeno en contextos geotécnicos similares al de la costanera del lago Titicaca. A continuación, se presentan antecedentes internacionales relevantes que aportan valiosa información para la presente investigación.

La investigación de Seed e Idriss (1971) realizada en los Estados Unidos estableció un método empírico para evaluar la susceptibilidad a la licuefacción en suelos granulares. Este trabajo pionero ha sido ampliamente referenciado y ha servido como base para numerosos estudios en todo el mundo. La metodología propuesta incluye la realización de ensayos de penetración estándar (SPT) y la correlación de los resultados con la susceptibilidad a la licuefacción; el criterio propuesto por Seed e Idriss establece que un suelo puede licuar si cumple con ciertas condiciones, como un contenido de finos inferior al 15% y límites de plasticidad específicos. Este método ha sido adoptado ampliamente en diversas investigaciones a nivel mundial, destacando su aplicabilidad y efectividad en la predicción de la licuefacción en suelos granulares (Rapti, 2016). Además, se han desarrollado otros enfoques y modelos más sofisticados que consideran el



comportamiento no lineal de los suelos, lo que mejora la precisión de las evaluaciones de licuefacción (Cetin et al., 2016).

Por otro lado, en México, Ovando-Shelley et al. (2007) investigaron el potencial de licuefacción en la zona lacustre de la Ciudad de México, que debido al bombeo de agua, se produce una consolidación regional que aumenta las tensiones efectivas que actúan sobre el subsuelo modificando sus propiedades estáticas y dinámicas. En este artículo se muestran evidencia para ilustrar estos cambios y presenta estimaciones de asentamientos futuros en el centro de la Ciudad de México. Mediante la realización de ensayos de penetración estándar (SPT) y análisis de suelos en laboratorio, determinaron que los suelos de la zona presentaban características susceptibles a la licuefacción, especialmente en las áreas cercanas a los antiguos lagos.

Los estudiosos de Boulanger e Idriss (2014) desarrollaron un método simplificado para evaluar el potencial de licuefacción basado en el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de penetración de cono (CPT). Los autores proponen criterios para evaluar la susceptibilidad de los suelos a la licuefacción y establecen un procedimiento para estimar el potencial de licuefacción ante un evento sísmico determinado.

En el trabajo hecho por Fernández (2015) en Cuba que lleva por nombre “Licuefacción de los suelos generada por sismos de gran magnitud. Caso de estudio Caimanera y Santiago de Cuba”, estudia la susceptibilidad a la licuefacción a partir del estudio de los suelos y prever su comportamiento como si estos fueran o estuvieran en su estado líquido, todo esto ante fuertes terremotos. Para este fin se llevó a cabo un procedimiento por el cual lograrse caracterizar la



zona de estudio y consecuentemente definir el factor de seguridad para la licuación de suelos.

También en Cuba (Caimera-Guantanamo), la investigación realizada por Fernández et al., (2017), nos proporciona un norte a hacia donde investigar acerca de la susceptibilidad a la licuefacción de suelos, en el cual lo define como la capacidad inherente del suelo de experimentar licuefacción bajo ciertas condiciones, esta se evalúa mediante indicadores como la geología, nivel freático y propiedades físico-mecánicas del suelo. Permite identificar zonas con mayor probabilidad de que ocurra licuefacción ante un sismo.

En Chile, Verdugo y González (2015) estudiaron el potencial de licuefacción de los suelos en la costa de Concepción después del terremoto de 2010. Realizaron ensayos de laboratorio para determinar las propiedades índices de los suelos y aplicaron métodos de evaluación de licuefacción basados en esfuerzos cíclicos y energía. Los resultados indicaron que los suelos en la costa de Concepción eran susceptibles a la licuefacción, especialmente en las zonas con niveles freáticos superficiales.

Figura 2

Daños post licuefacción en la ciudad de Concepción – Chile.



Fuente: extraído de (Verdugo & González, 2015, p. 8)

Un estudio hecho en Nueva Zelanda (Bray et al., 2013), examinó los efectos de la licuefacción durante el terremoto de Christchurch. Los investigadores documentaron los daños causados por la licuefacción en infraestructuras y propusieron recomendaciones para el diseño y la construcción en áreas susceptibles. Este trabajo enfatiza la necesidad de integrar la evaluación de la licuefacción en los procesos de planificación urbana y diseño de infraestructuras, lo cual es pertinente para el desarrollo de proyectos en la región de Puno.

Figura 3

Extremo norte del edificio SA, terremoto ocurrido en Christchurch



Fuente: extraído de (Bray et al., 2013, p. 18)

Por otro lado, un estudio llevado a cabo en Japón por Yoshimoto et al. (2011) se centró en la evaluación del potencial de licuefacción en suelos arenosos durante eventos sísmicos. Este trabajo utilizó un enfoque basado en el análisis de la resistencia al corte y la evaluación de las propiedades dinámicas del suelo. Los resultados indicaron que la identificación precisa de las condiciones del suelo y su comportamiento ante cargas sísmicas es crucial para el diseño de estructuras seguras en regiones propensas a terremotos, lo que resalta la relevancia de estudios similares en el contexto peruano.

Henríquez Pantaleón (2007) hace estudios más destacados en su tesis doctoral que lleva por nombre “Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación”, quien realizó una investigación sobre la mejora de



terrenos potencialmente licuables mediante inyecciones de compactación en Madrid, España. Este trabajo se centra en el análisis del comportamiento de suelos incoherentes bajo condiciones sísmicas, destacando la importancia de la caracterización geotécnica para prevenir desastres. Su investigación proporciona un marco metodológico que puede ser adaptado para evaluar la susceptibilidad a la licuefacción en otras regiones, incluyendo áreas lacustres como el Lago Titicaca. Hernández Pantaleón concluye que las inyecciones de compactación pueden ser efectivas para mitigar los efectos de la licuefacción, lo que podría ser relevante para la planificación de infraestructuras en Puno.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

En su artículo los investigadores Carrillo y Alcayhuamán (2008) “Licuación de suelos durante el sismo Pisco-Perú-2007”, nos mencionan el terremoto del 15 de agosto de 2007, que tuvo lugar al sur de Lima – Perú que causó daños significativos debido al fenómeno de licuación de suelos que afectó extensas zonas industriales y residenciales situadas sobre suelos arenosos saturados. Nos proponen a la vez una serie de soluciones basadas en estudios de campo y en la aplicación de experiencias y tecnologías que evalúan el potencial de licuación de los suelos subyacentes en las áreas más críticas afectadas. Los análisis indican una notable reducción en la capacidad de carga de las cimentaciones existentes, y se han diseñado soluciones específicas para mitigar los efectos posteriores a la licuación en dichas áreas.

Figura 4

Colapso de una edificación en Pisco por licuefacción de suelos.



Nota: extraído de (Carrillo & Alcayhuamán, 2008, p. 3)

Barrenechea Mantilla y Rojas Isern (2017) en su investigación “Potencial de licuefacción en el distrito de San José”, hicieron uso de 10 sondajes SPT estratégicamente ubicados y de ensayos de laboratorio, todo esto con el fin de abarcar toda el área de estudio y determinar el potencial de licuefacción. Se determinó el potencial de licuefacción haciendo uso del método simplificado del Seed e Idriss.

Adanaque Guerrero (2017), en su investigación “Evaluación del potencial de licuefacción de suelos en las zonas costeras de Lambayeque y Mórrope, provincia de Lambayeque, 2017” determinó la susceptibilidad a la licuefacción de suelos en las zonas costeras de Chiclayo a través de Sondajes Eléctricos Verticales



(SEV) para zonificar la zona y sondajes de penetración estándar (SPT). La investigación realizada nos da una guía metodológica para poder evaluar el potencial de licuefacción de suelos.

Silva Rojas (2019), en su tesis pregrado “Evaluación del potencial de licuefacción de suelos en las zonas costeras del centro poblado Lagunas y centro poblado Cherrepe, Distrito Lagunas, Provincia de Chiclayo, 2017”, utilizo para este fin sondajes eléctricos y ensayos de penetración estándar como pruebas in situ; en laboratorio se realizó pruebas de granulometría, contenido de humedad, límites de consistencia, entre otros. Se uso dos metodologías para evaluar el potencial de licuefacción, la de NCEER 98 y la de Tokimatsu, la licuefacción se presentó ante magnitudes de sismos de 6.5 Mw y 7.5 Mw. Además, el 90% del suelo en estudio es SC, SP y CL y el 10% restante es GM-GP y GC.

En la región de Arequipa, Vargas y Espinoza (2016) llevaron a cabo un estudio sobre la susceptibilidad a la licuefacción en la ciudad de Mollendo, situada en la costa sur del país. Utilizando datos de SPT y análisis de laboratorio, los investigadores evaluaron el potencial de licuefacción de los suelos arenosos en esta zona, particularmente en áreas cercanas al litoral. Los hallazgos revelaron que la combinación de suelos granulares y un alto nivel freático incrementaba significativamente el riesgo de licuefacción en caso de un terremoto.

Otro antecedente importante se encuentra en el estudio realizado por Flores y Paredes (2015) en la región de Ica, una zona conocida por su alta sismicidad. Este estudio evaluó la susceptibilidad a la licuefacción de los suelos en la ciudad de Pisco, utilizando datos de ensayos SPT y correlacionándolos con eventos sísmicos históricos. Los resultados demostraron que los suelos finos y saturados, especialmente aquellos ubicados cerca de cuerpos de agua, tenían una

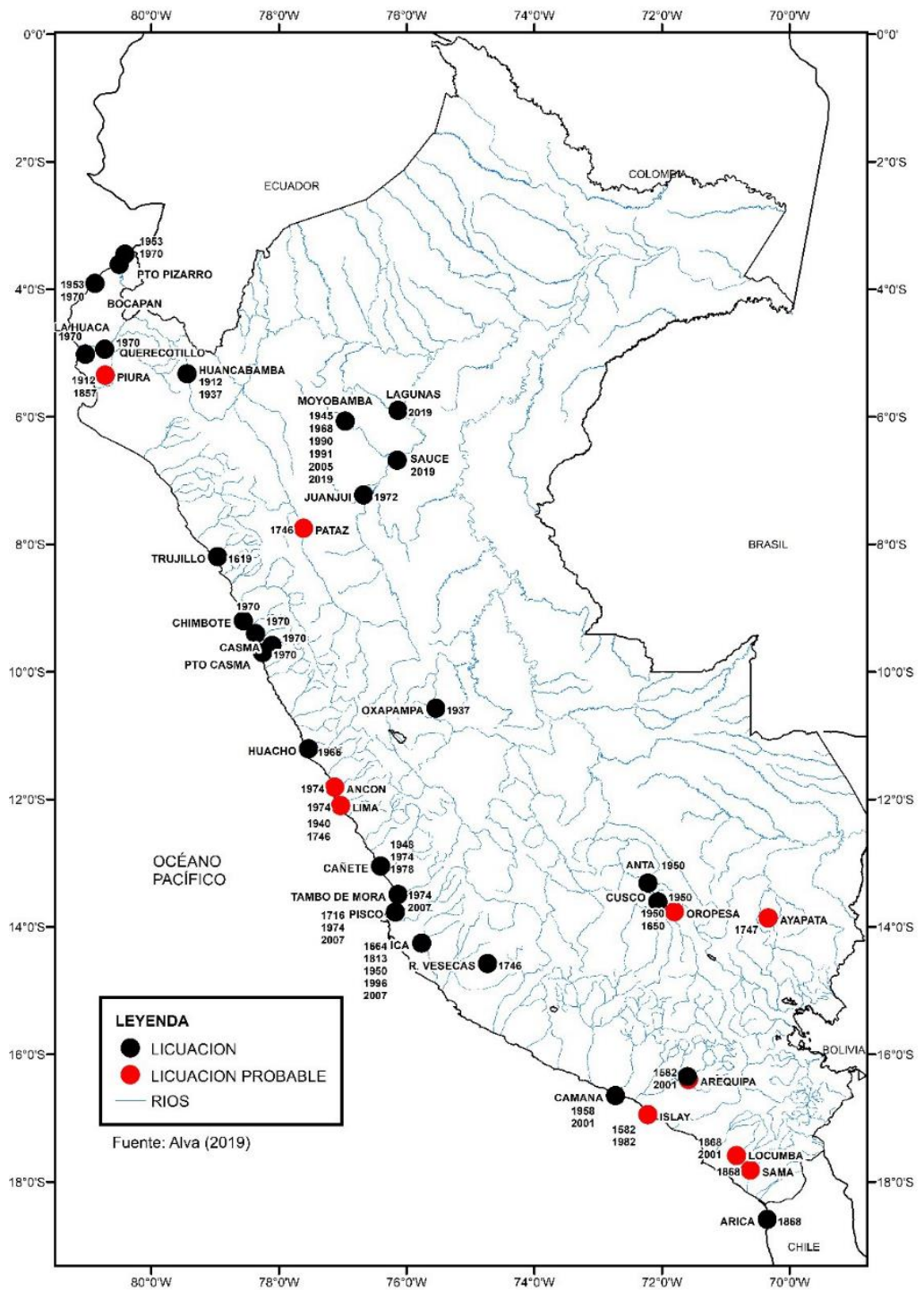


alta probabilidad de licuefacción, lo que pone en evidencia la necesidad de estudios geotécnicos específicos antes de cualquier desarrollo urbano en zonas de alto riesgo.

Finalmente, Alva Hurtado (2021) en su artículo “Actualización de la ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos en el Perú” nos presenta toda la documentación básica y cronológica de licuefacción de suelos en el Perú, nos muestra evidencia de este fenómeno tales como la creación de volcanes de arena y barro a pequeña escala, expulsión de agua de forma brusca, agrietamientos en el terreno, los conocidos asentamientos diferenciales que conlleva a la pérdida de capacidad portante. En el mapa que desarrolla y presentamos a continuación distingue de casos de licuefacción de suelos probables y seguros, esto fue realizada en base a literatura existente y que sustenta el autor.

Figura 5

Mapa de licuefacción de suelos peruano por años.



Nota: Extraído de (Alva Hurtado, 2021, p. 17)



2.1.3 Antecedentes Locales

En el contexto del Lago Titicaca, Apaza y Cahuana (2020) realizaron un estudio preliminar sobre la susceptibilidad a la licuefacción en las riberas del lago, enfocándose en la ciudad de Puno. Este estudio incluyó ensayos SPT en varios puntos estratégicos y análisis de laboratorio para determinar las propiedades físicas de los suelos, como el contenido de humedad y la granulometría. Los resultados indicaron que los suelos en áreas cercanas al lago presentaban un alto riesgo de licuefacción, especialmente en zonas con suelos arenosos y alta saturación. Este estudio es particularmente relevante para la investigación propuesta, ya que ofrece un marco de referencia específico para la región de Puno.

Valencia Mariños y Farfan Sanchez, (2023) en su tesis “Propuesta de diseño de cimentación en suelos potencialmente licuables mediante columnas de gravas compactadas en el sector Chilla, Distrito de Juliaca” pretende mejorar el suelo del sector que nos menciona en su tema de investigación, la cual tiene como especial característica ser un suelo de arenas sueltas mal gradadas y pues así susceptibles a la licuefacción.

En la tesis “Determinación del Potencial de Licuefacción de suelos no Cohesivos Saturados bajo cargas Sísmicas en la Zona Sur de la Ciudad de Juliaca”, Pinto Diaz (2020) hizo uso del ensayo de penetración estándar SPT de forma estratégica y un estudio de mecánica de suelos en laboratorio para poder definir el potencial de licuefacción de suelos en la zona sur de Juliaca-San Román, también hizo una comparación de metodologías para determinar el potencial de licuefacción, finalmente nos brinda unas alternativas para poder mitigar dicho fenómeno.



2.2 MARCO TEORICO

2.2.1 Sismicidad en el Perú

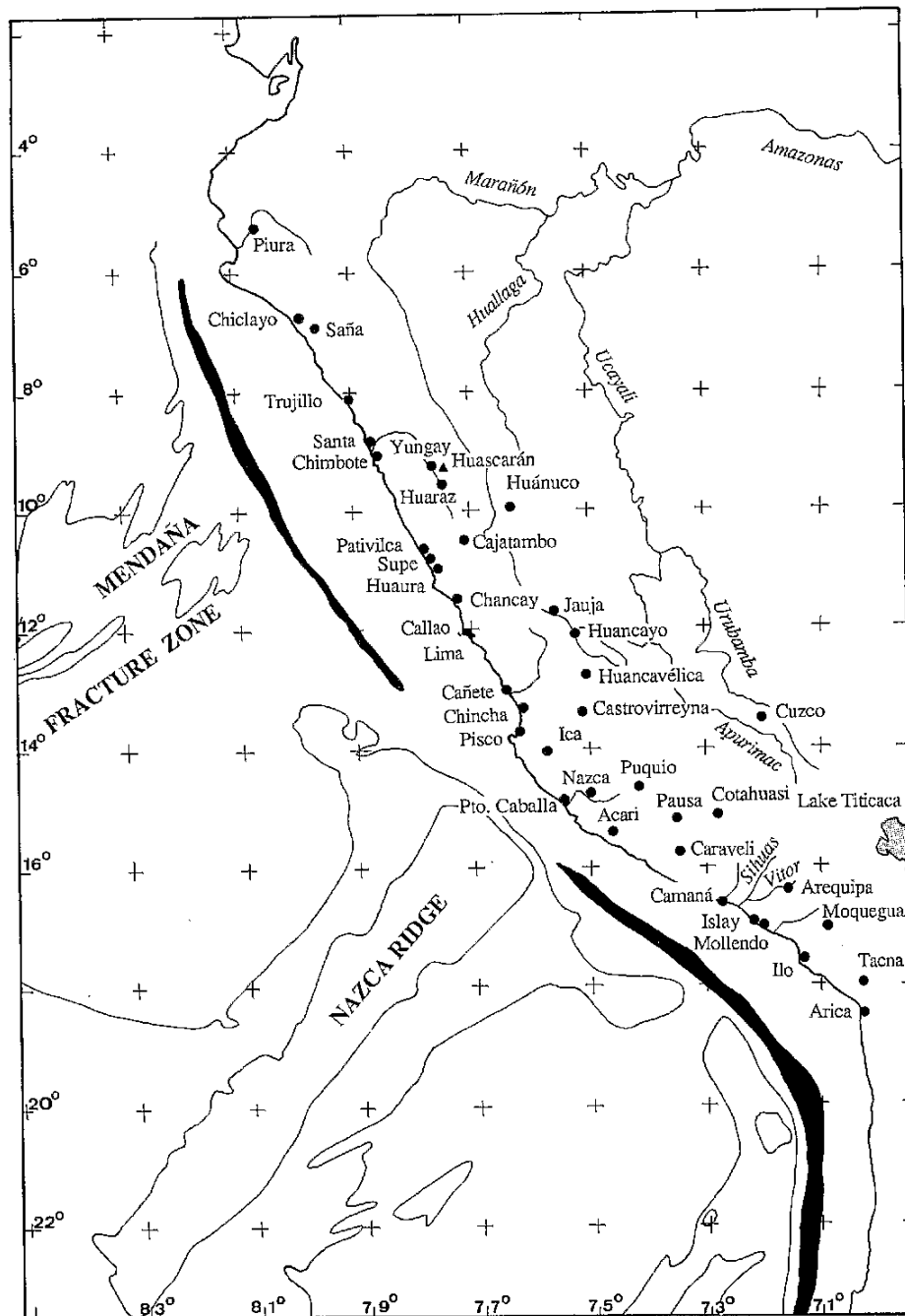
La sismicidad en nuestro territorio peruano es un fenómeno geotécnico y estructural principalmente ocasionado por la ubicación geográfica del país en el Cinturón de Fuego, conocida por ser una zona sísmicamente más activa del mundo. La interacción tectónica (subducción) entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana, esta subducción converge a una velocidad de 7 a 9 cm por año, esto genera tensiones en toda el área costera peruana, por consecuencia actividades volcánicas y terremotos (Dorbath et al., 1990).

El Perú es uno de los países con mayor actividad sísmica en el mundo debido a su ubicación geotectónica en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una región donde las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana convergen y generan intensos movimientos. Esta interacción tectónica produce frecuentes sismos, algunos de ellos de gran magnitud, y es responsable de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, fenómeno que ocurre a lo largo de la costa peruana.

En particular, esta actividad tectónica genera una acumulación de energía en las zonas de contacto entre las placas, liberada de forma repentina a través de movimientos sísmicos, que pueden causar efectos devastadores, sobre todo en las ciudades costeras del país. Además, el Perú experimenta sismos superficiales, intermedios y profundos, lo que se traduce en distintos impactos según la profundidad y magnitud del evento.

Figura 6

Se muestra la Placa de Nazca y la zona de Fractura de Mendaña



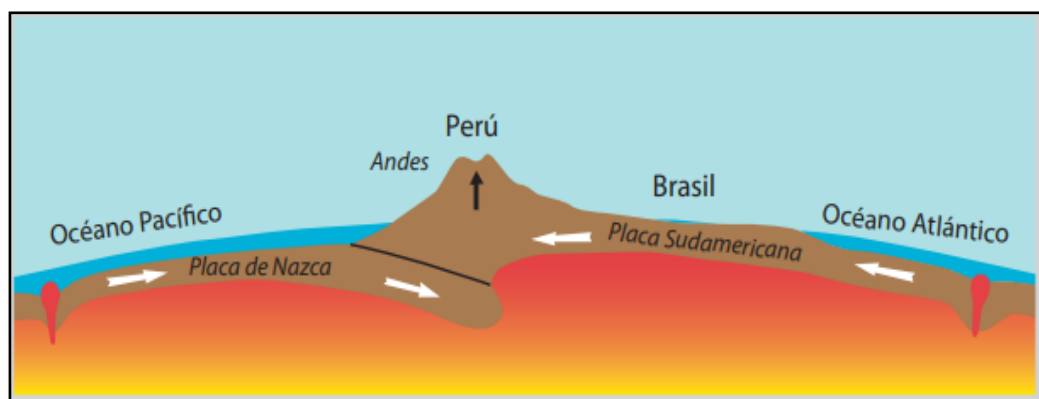
Nota: extraído de (Dorbath et al., 1990), hace referencia en color negro sombreado la zona de subducción entre placas. Los ríos del Perú en líneas continuas y con puntos negros las principales ciudades donde ocurrieron sismos.

En términos más entendibles la teoría de placas es que la envoltura superficial de la tierra (llamada litosfera que comprende aproximadamente 100

km), está dividida en varias placas rígidas que aumentan de tamaño a lo largo de estrechas cadenas meso oceánicas (casi lineales). Estas placas son movidas en otra envoltura menos rígida (llamada astenosfera) y son comprimidas o destruidas en los límites de interacción donde se comprimen, donde la corteza de la tierra es comprimida y forma cadenas montañosas o también donde existen fosas marinas.

Figura 7

Placa Tectónica de Nazca y Sudamericana, vista transversal



Nota: extraído de (INDECI, 2009)

2.2.1.1 Zonificación sísmica del Perú

Según la norma técnica peruana (*Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, 2019), en el cual nos vamos a basar para determinar la aceleración máxima de acuerdo a las tipo de zona “Z”, nos presenta la siguiente tabla:

Tabla 1

Factores de Zona sísmica

Zona	a_{max}
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Extraído de (*Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, 2019), elaboración propia. Estos datos se ajustan a una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años.

- **Cálculo de " a_{max} "**:

- Para esto tomaremos la Norma Técnica Peruana (*Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, 2019), el cual clasifica a nuestra área de estudio en Zona 03 y una **aceleración máxima de $0.34 * g$** (donde g es la gravedad, para 10% de excedencia en 50 años).
- Según el estudio realizado por Castillo Aedo & Alva Hurtado (1993), no muestra las curvas de isoaceleraciones para la región de Puno (también para 10% de excedencia en 50 años) y realizando las interpolaciones correspondiente el dato más exacto para nuestra zona de estudio vendría a estar definido por:

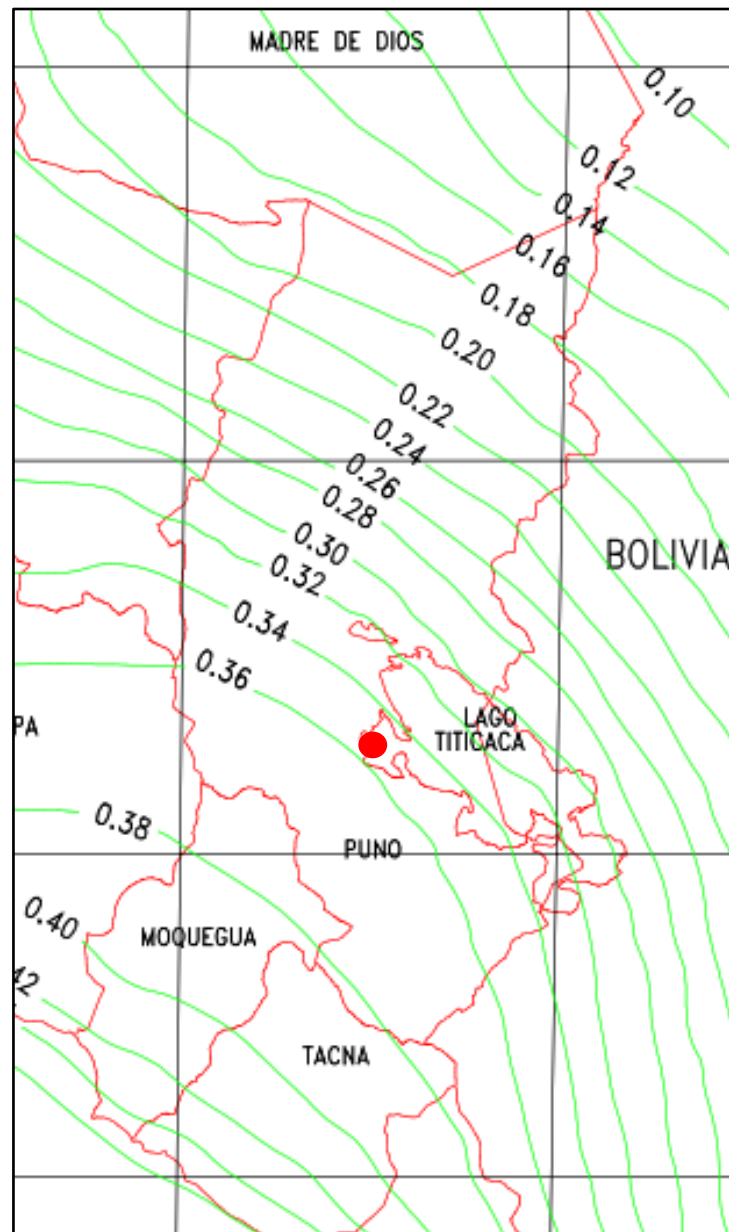
$$- \mathbf{a_{max} = 0.357 * g}$$

- Según el estudio realizado por Castillo Aedo & Alva Hurtado (1993), no muestra las curvas de isoaceleraciones para la región de Puno (para 10% de excedencia en 100 años) en el cual: (este mapa será anexado a la presente investigación, ver Anexo 8)

$$- \mathbf{a_{max} = 0.40 * g}$$

Figura 8

Isoaceleraciones para la Región Puno, 10% de excedencia en 50 años



Nota: extraído de (Castillo Aedo & Alva Hurtado, 1993). El punto rojo indica nuestra zona de estudio.

Visualmente la zonificación sísmica de la norma (*Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, 2019):

Figura 9

Zonas sísmicas en el Perú



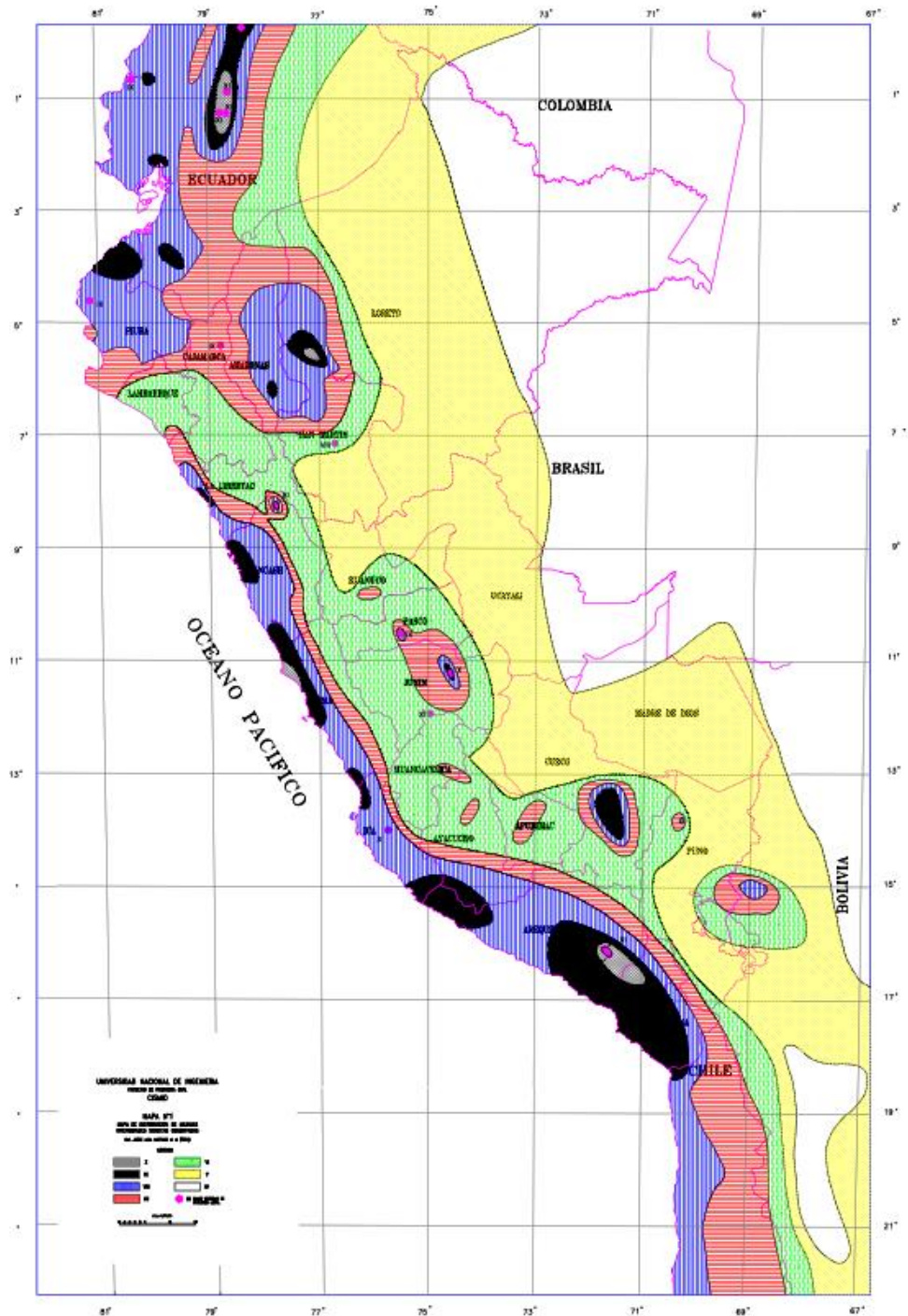
Nota: Extraído de (*Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, 2019)

2.2.1.2 Terremotos importantes en el Perú

Alva et al. (1984), en su investigación nos brinda un mapa de máximas intensidades observadas en el Perú, este mapa se basa principalmente de isosistas de terremotos recientes e intensidades puntuales de terremotos históricos en el Perú. Este mapa se preparó como parte del un proyecto patrocinado por CERESIS (Centro Regional de Sismología en América Sur).

Figura 10

Distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú



Nota: Extraído de (Alva et al., 1984). Este Mapa representa el daño independiente que puede provocar la vibración del suelo, licuefacción de suelos, deslizamientos, terremotos, entre otros en cada sector; la intensidad está en Mercalli Modificada según la leyenda.

En el Perú se registran movimientos sísmicos constantemente pero dentro de los más importantes y relevantes tenemos los siguiente:

Tabla 2

Terremotos más representativos ocurridos en el Perú

Lugar	Fecha	Intensidad (MM)	Magnitud (Richter)	Fuente
Lima y Callao	28 de octubre de 1746	X-XII (extrema)	8.6	Villegas (2016)
Lima (Lurigancho)	24 de mayo de 1940	VIII (severa)	8.2	Vargas (1940)
Arequipa y Moquegua	9 de julio de 1958	VIII (severa)	7.8	Espinoza (2015)
Ancash (Huaraz)	31 de mayo de 1970	VIII (severa)	7.9	Tavera y Bernal (2013)
Arequipa	23 de junio de 2001	IX (violenta)	8.4	Ponce (2001)
Pisco (Ica)	15 de agosto de 2007	VIII-IX (violenta)	8.0	INDECI (2007)
Loreto	26 de mayo de 2019	VII (muy fuerte)	8.0	IGP (2019)

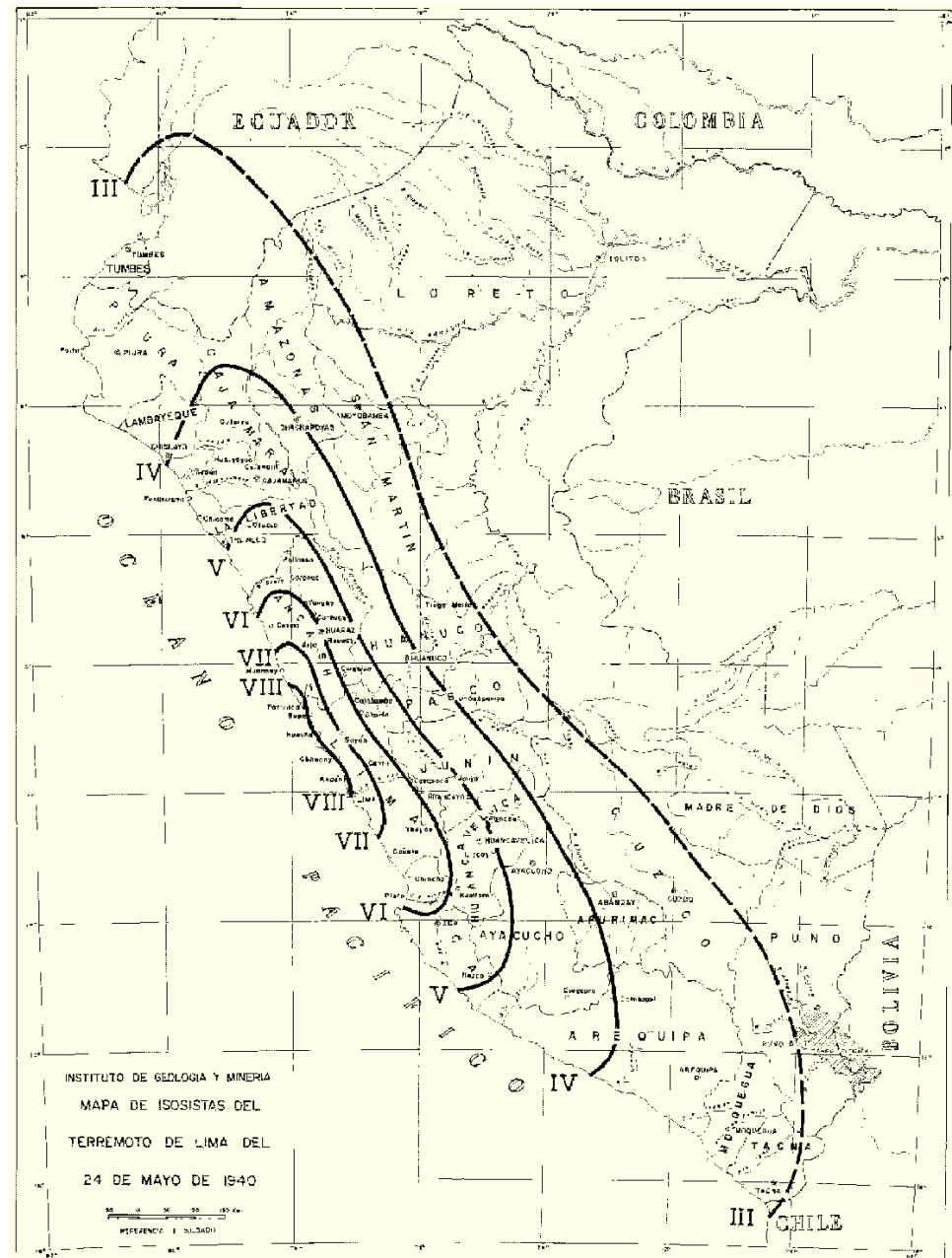
Nota: Fuente indicada, elaboración propia

Todos estos eventos nos llevan a la conclusión de la alta sismicidad en el Perú debido a su ubicación geográfica y resaltan de mucha importancia los siguientes factores tectónicos superficiales que influyen en los terremotos: La Fosa Oceánica Perú-Chile; el Dorsal de Nazca; el hundimiento de la costa norte de la península de Paracas; la cadena de los

Andes; las unidades de deformación y sus intrusiones magmáticas asociadas; sistemas regionales de fallas normales e inversas y de sobre escurrimientos.

Figura 11

Terremoto del 24 de mayo de 1940, mapa de isosistas



Nota: extraído de (Silgado, 1978, p. 61), se puede observar que en Puno se sintió con una intensidad de III en la escala de Mercalli Modificada



2.2.1.3 Terremotos importantes en Puno

Tavera (2020), nos dice que telúricamente el borde occidental de América del Sur es una de las regiones más activas del mundo y su actividad como sabemos se asocia con la tectónica de placas. Otro tipo de sismicidad es la producida por deformaciones corticales que están presentes en la Cordillera Andina y a lo largo de la zona denominada Sub Andina.

En un estudio nos realizado para el Instituto Geofísico del Perú (Tavera & Bernal, 2002), nos habla de la réplica 12 que corresponde a ($m_b=5.0$), que es producido por una deformación continental a causa del terremoto de Arequipa; este sismo del 23 de junio del 2001 presenta una profundidad en su foco de 8.1 km, algo que se espera con el tipo de deformación que se da en la Alta Cordillera. Este terremoto alarmo a las localidades de Santa Lucia y Lampa en el departamento de Puno, causo el deslizamiento de tierras, perdidas de infraestructura y emanaciones de agua.

A continuación, se detalla algunos de los sismos que consideramos importantes en el departamento de Puno.

Tabla 3*Terremotos más representativos ocurridos en el departamento de Puno.*

Lugar	Fecha	Intensidad	Intensidad de Origen	Fuente
Puno	31 de mayo de 1650	V (MM)	7.2 (Richter) Cuzco	Espinoza y Velarde (2002)
Macusani	26 de febrero de 1952	7.5 (Richter)	7.5 (Richter) Coasa	Giesecke y Ocola (1984)
Puno	15 de enero de 1958	-	VII (MM) Arequipa	Giesecke (1978)
Puerto Matarani	09 de marzo de 1960	V (MM)	6.0 (Richter) Arequipa	IGP (2015)
Puno	23 de junio de 2001	IV (MM)	VIII (MM) Arequipa	Tavera y Bernal (2001)

Nota: Fuente indicada, elaboración propia

2.2.1.4 Aspectos históricos

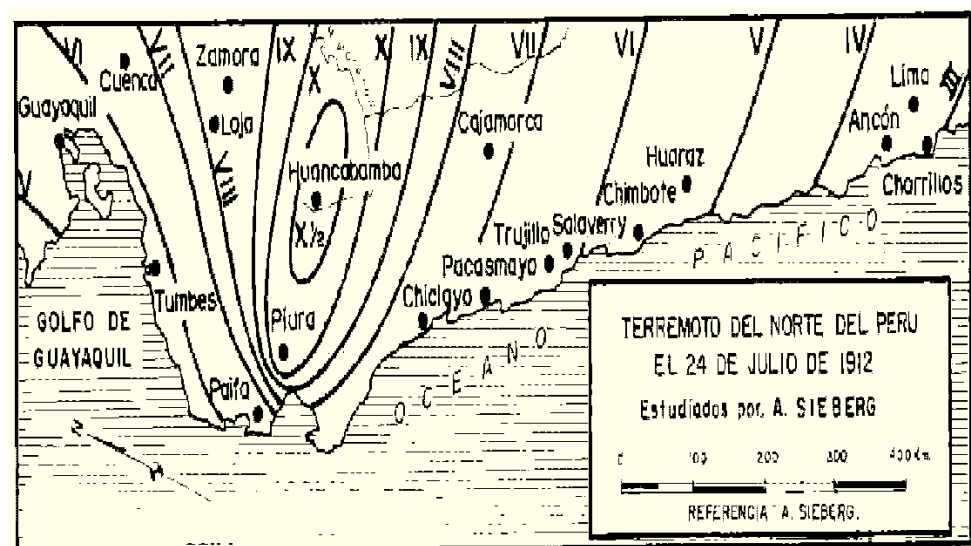
Silgado (1978), nos relata que, en el antiguo Perú que data desde la conquista española, prácticamente; el relato de los mismo que dieron los que vivieron la época acerca de los terremotos y sus efectos causados fueron pérdidas de vidas, perdida de infraestructuras y otras que trae este desastre natural. Los datos que se tienen de la época son incompletos y están escritas es diversas obras que son poco conocidas o inéditas, crónicas de religiosos, también en narraciones de viajeros ilustres que nos visitaron en el territorio peruano; uno de ellos el historiador José Toribio Polo

(1904), calcula que habrían ocurrido cerca de 2 500 eventos sísmicos en nuestro territorio peruano, esto desde la conquista hasta fines del siglo XIX y aclaro que por motivos de la época, no se hizo constar todos los sismos entre los años 1600 y 1700.

Se deja constancia de los terremotos más notables, a través del estudio presentado por Silgado (1978), nos dice expresamente que: “En el presente siglo, notables fueron por la intensidad y estragos que causaron, los terremotos que afectaron a Piura y Huancabamba (1912), Caravelí (1913), Chachapoyas (1928), Lima (1940), Nazca (1942), Quiches, Ancash (1946), Satipo (1947), Cuzco (1950), Tumbes (1953), Arequipa (1958-1960), Lima (1966), Chimbote y Callejón de Huaylas (1970), Lima (1974)”.

Figura 12

Terremoto del 24 de julio de 1912, mapa de isosistas



Nota: extraído de (Silgado, 1978, p. 47).



2.2.1.5 Sismicidad instrumental en el Perú

En el territorio peruano la primera estación sísmica fue puesta en funcionamiento en Lima (1907), aunque el uso y provecho que se le dio fue por un corto periodo de tiempo. Posteriormente la USGS de los EEUU de Norteamérica en 1931 pone en funcionamiento una estación equipada con 06 sensores Wenner Benioff, el cual registraba sus datos en papel fotográfico. Ya en los años 1962 y 1963, se tuvo otra estación en la localidad de Ñaña en Lima y también el Arequipa en el distrito de Characato. Todas estas estaciones fueron integradas a la Red Sísmica Mundial de aquellos años; la Red Sísmica Nacional (RSN) que estuvo a cargo del Instituto Geofísico del Perú (IGP) inicio sus actividades en 1980, teniendo a disposición estaciones de periodo corto, que fueron instaladas cerca de las zonas costeras de las regiones centro y norte del Perú. En consecuencia, al terremoto devastador ocurrido en Nazca en 1996, se inicia la colocación de la primera estación de banda ancha, esto con beneficios de registro digital en la ciudad de Cusco; a la fecha se cuenta con 51 de las mismas que están localizadas estratégicamente en el territorio peruano (*CENSIS - Instituto Geofísico del Perú, s. f.*).

Red Acelerométrica Nacional, los primeros acelerógrafos funcionaron en los años 40 y estuvieron a cargo del Instituto Geofísico del Perú, fueron localizados en el Parque de la Reserva y en la Universidad de la Molina, esta última mencionada aún se encuentra operativa, con renovaciones modernas. Por los años 80s y 90s, la red estuvo conformada

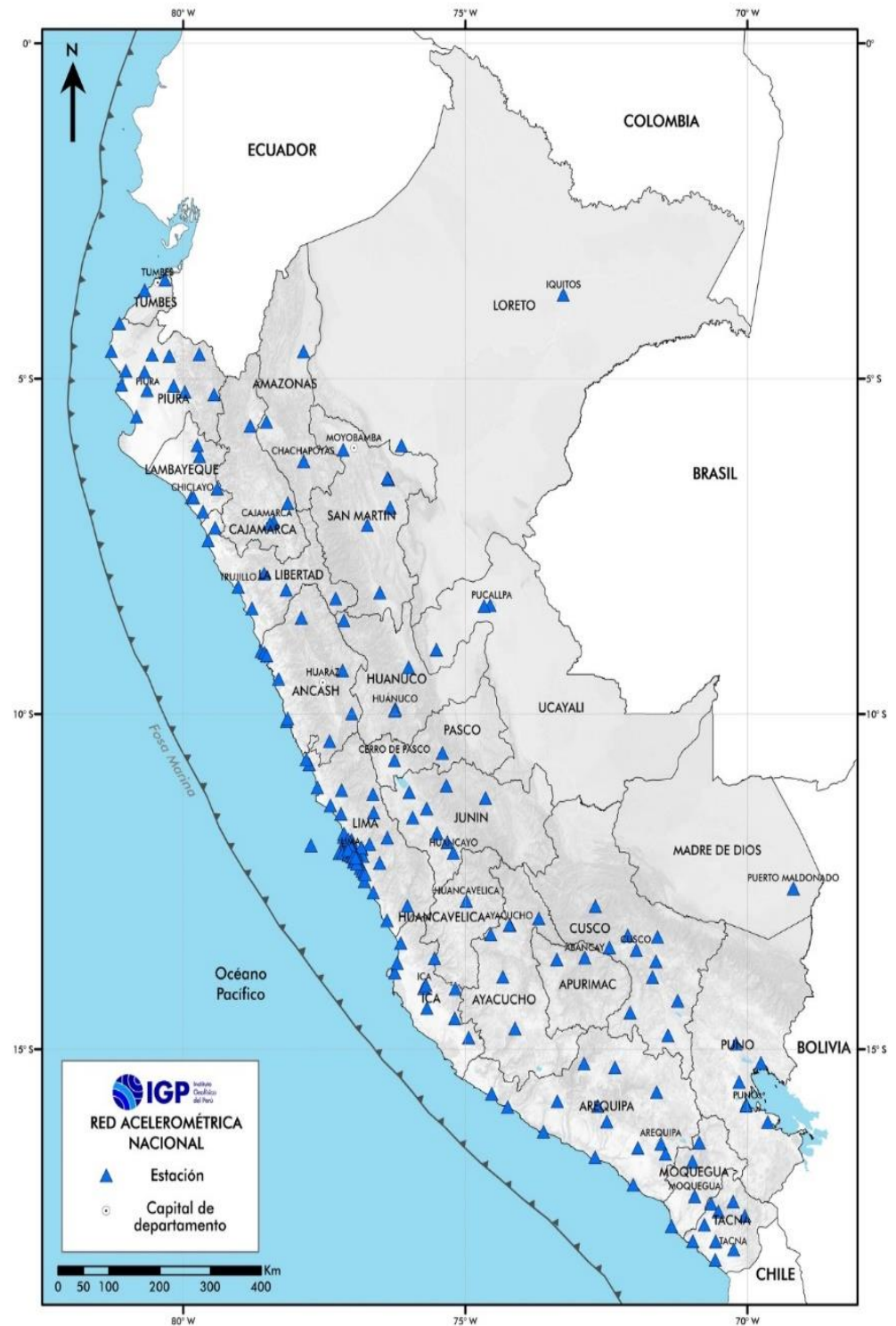


por 17 estaciones, aun con registros en papel fotográfico y cintas magnéticas (*ACELDAT-PERU*, 2024).

Finalmente a inicios del siglo XXI, a causa de terremotos como el del Arequipa 2001, Pisco 2007, entre otros, que fueron de grandes magnitudes (8.0), fueron un gran motivo para obtener recursos del estado peruano y financiar la “Ampliación mejoramiento de la Red Acelerométrica Nacional”, toda estas mejoras se dieron en los años de 2014 al 2018, instalando así acelerómetros en todo el país y prácticamente en su totalidad, la mayoría se encuentra en instituciones educativas; a la vez se tiene convenios con el “Servicio Nacional de Capacitación para la Industria y Construcción” (SENCICO) y el “Colegio de Ingenieros del Perú” (CIP), eso permite tener un mayor número de registro puestos a disposición de todos profesional e investigador que requiera dichos datos (*ACELDAT-PERU*, 2024).

Figura 13

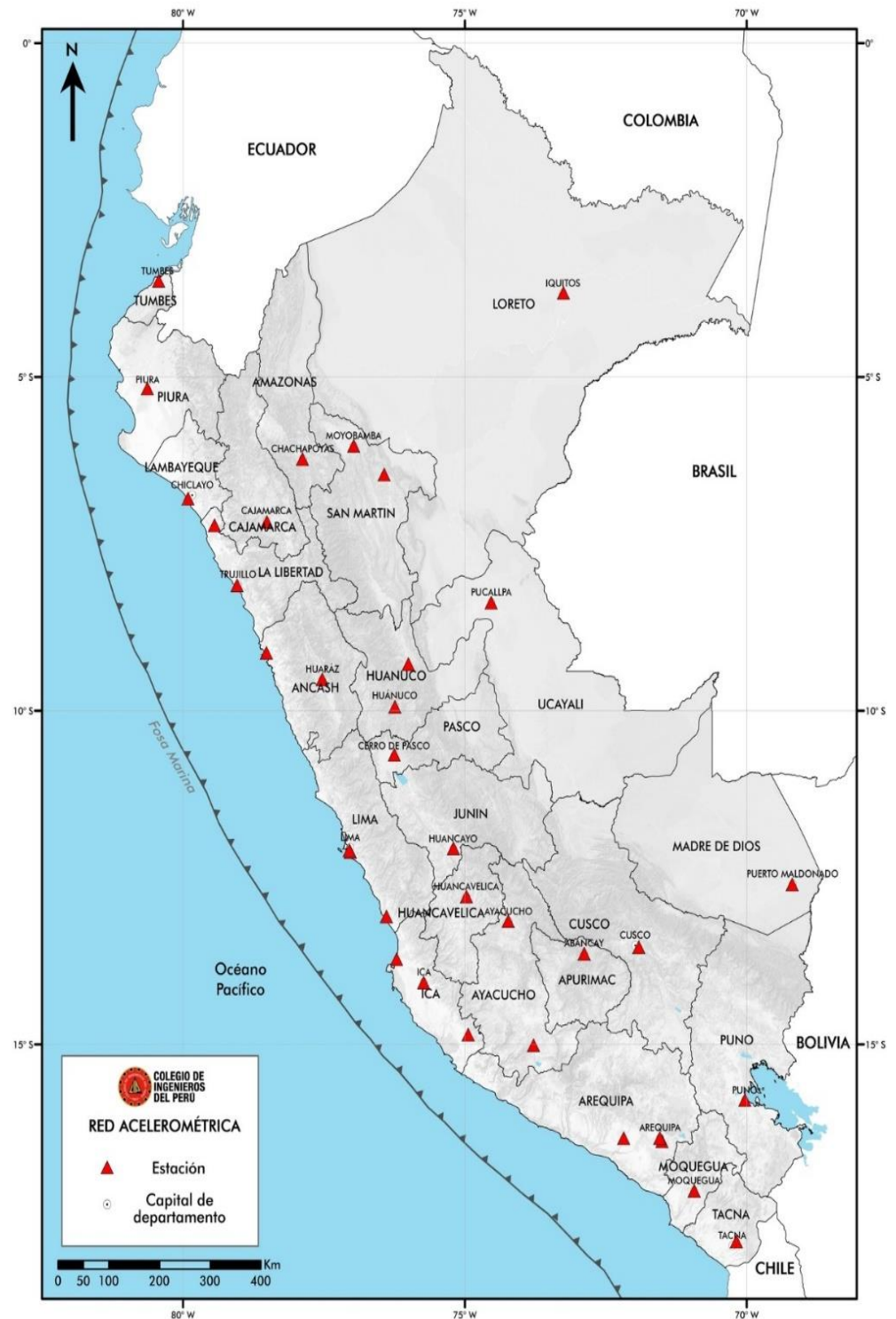
Red Acelerométrica Nacional del IGP



Nota: extraído de (ACELDAT-PERU, 2024).

Figura 14

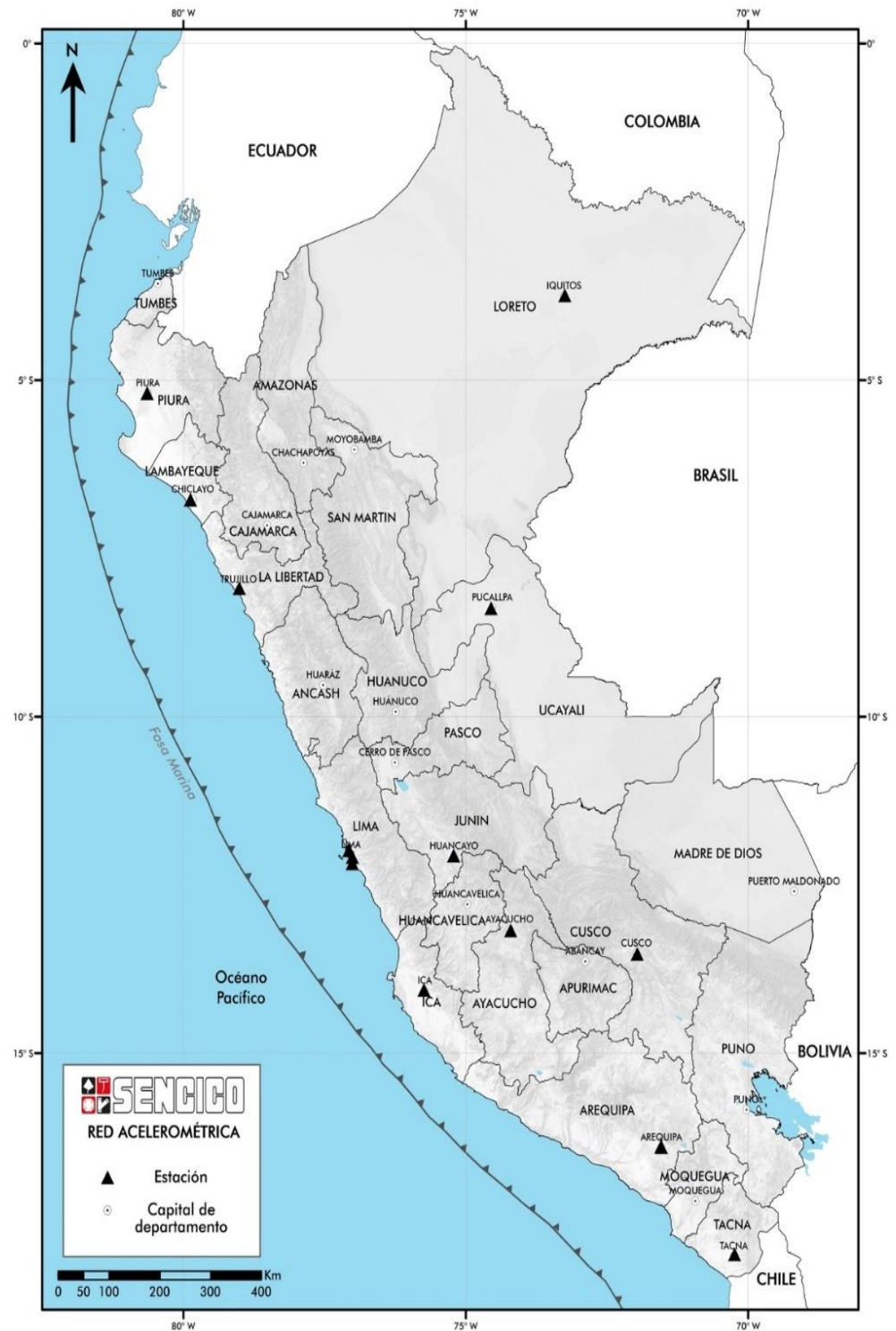
Red Acelerométrica Nacional del CIP



Nota: extraído de (ACELDAT-PERU, 2024).

Figura 15

Red Acelerométrica Nacional del SENCICO



Nota: extraído de (ACELDAT-PERU, 2024).



2.2.2 Placas tectónicas

Las placas tectónicas son fragmentos de la litósfera terrestre que se desplazan sobre la astenosfera, una capa más fluida que se encuentra debajo. Este movimiento es impulsado por corrientes de convección en el manto terrestre, lo que genera la interacción entre placas, incluyendo su colisión, separación y deslizamiento lateral. Estas interacciones son responsables de la actividad sísmica, volcánica, formación de montañas y creación de nuevas cortezas en las zonas de separación de placas. La teoría de las placas tectónicas, formalizada en la década de 1960, explica la dinámica de la Tierra y sus fenómenos geológicos a gran escala. Según esta teoría, la corteza terrestre está dividida en placas que flotan sobre la astenosfera. La interacción de estas placas en los bordes puede generar actividad tectónica, como terremotos, volcanes y formación de montañas. Las principales placas tectónicas incluyen la placa del Pacífico, la placa Sudamericana, la placa Norteamericana, la placa Africana, la placa Euroasiática y la placa Antártica, entre otras (Kearey et al., 2009).

Figura 16

Tipos de Placas Tectónicas



Nota: extraído de (*Placas Tectónicas*, 2023).

2.2.2.1 Fallas como fuentes de terremotos

Existe tres tipos principales de límites entre placas tectónicas las cuales son las que principalmente original los movimientos sísmicos, también conocidas como tipos de falla:

- a. **Límites divergentes:** En estos límites, las placas se separan, y el material del manto asciende para crear nueva corteza. Como muestra tenemos a la dorsal meso atlántica.
- b. **Límites convergentes:** En este tipo de límite, las placas chocan entre sí. Una placa puede hundirse debajo de la otra en un proceso llamado subducción, generando terremotos y vulcanismo. Un ejemplo claro es la



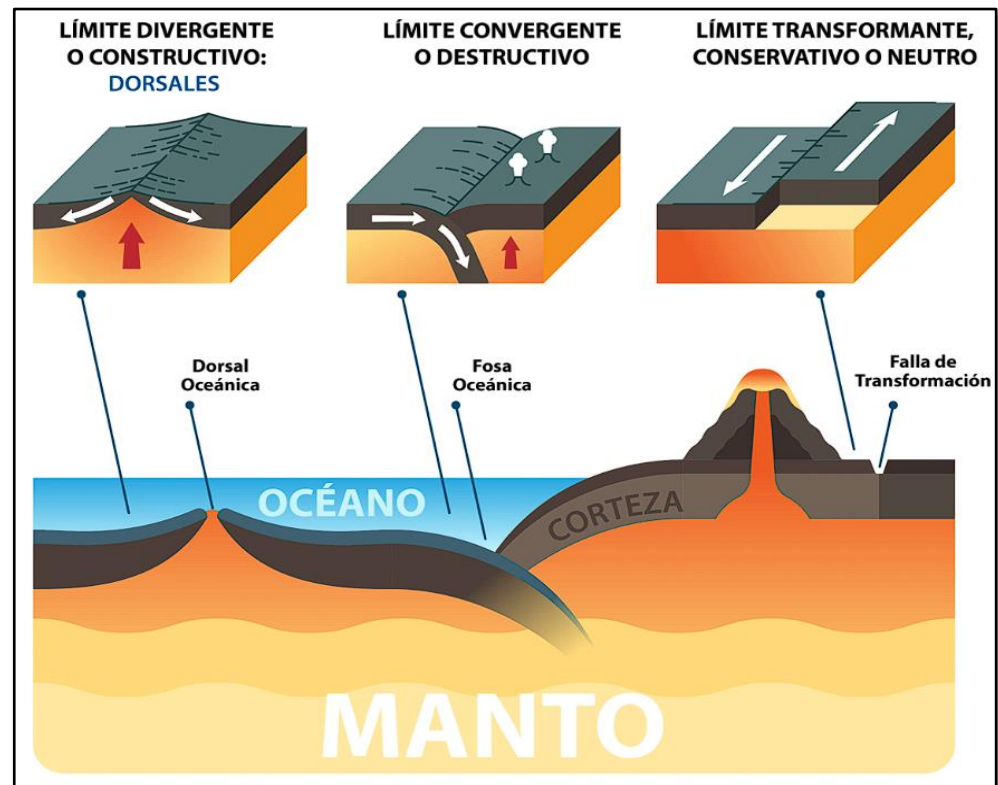
zona de subducción de las placas de Nazca y Sudamericana en el cual el Perú está inmerso.

c. Límites transformantes: En estos límites, las placas se deslizan lateralmente una sobre otra. Ejemplo de este tipo de límite es la falla de San Andrés en California.

El desplazamiento de las placas tectónicas ocurre a diferentes velocidades, que van desde unos pocos milímetros hasta varios centímetros por año. La energía acumulada en los bordes de las placas, debido a la fricción, puede liberarse de forma repentina, causando terremotos. Los límites de subducción, como los que se encuentran en la costa del Perú, suelen ser responsables de los sismos más potentes (Kearey et al., 2009).

Figura 17

Tipos de Fallas Tectónicas



Nota: extraído de (*Placas Tectónicas*, 2023).

2.2.3 Generación de terremotos

La generación de terremotos es un proceso complejo en el cual se libera la energía acumulada en las capas internas de la Tierra, específicamente en la corteza terrestre. Esta energía se acumula como resultado del movimiento constante de las placas tectónicas, que son enormes fragmentos de la litósfera que se desplazan lentamente sobre el manto terrestre. El fenómeno está estrechamente relacionado con la tectónica de placas, teoría que explica que el movimiento de las placas genera tensiones o esfuerzos en los bordes de las mismas. A medida que las placas se mueven, estas tensiones se acumulan gradualmente en las rocas subterráneas (Scholz, 2019).



Cuando el estrés acumulado supera la resistencia de las rocas, estas se fracturan a lo largo de fallas geológicas preexistentes. Este rompimiento repentino libera la energía en forma de ondas sísmicas, que se propagan desde el hipocentro o foco del terremoto hacia la superficie terrestre, donde son percibidas como sacudidas o vibraciones. La ruptura en una falla puede producir un desplazamiento significativo de bloques de roca, lo que a su vez intensifica los movimientos sísmicos en la superficie (Scholz, 2019).

Además de las fallas geológicas, otros factores como el tipo de roca, la profundidad del hipocentro, y las características estructurales del terreno influyen en la magnitud y los efectos de un terremoto. Las fallas pueden ser de varios tipos, como las fallas normales, inversas o transformantes, cada una de ellas asociada a diferentes patrones de movimiento tectónico. Las fallas normales están asociadas con el estiramiento y la extensión de la corteza terrestre, mientras que las fallas inversas y transformantes están más relacionadas con el acortamiento de la corteza y el desplazamiento lateral, respectivamente (Scholz, 2019).

En regiones tectónicamente activas, como el Cinturón de Fuego del Pacífico, donde se encuentra Perú, los terremotos son frecuentes debido a la intensa actividad en las zonas de subducción. En este contexto, la interacción entre la placa de Nazca, que se hunde debajo de la placa Sudamericana, es uno de los principales mecanismos que genera grandes terremotos en la región, liberando enormes cantidades de energía sísmica (Scholz, 2019).

2.2.3.1 Rebote elástico

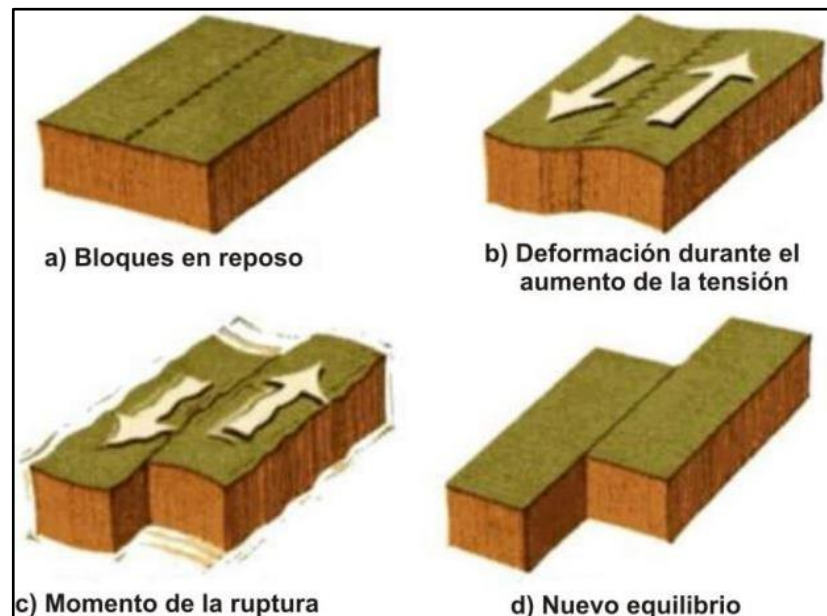
En términos geotécnicos, el rebote elástico es muy importante para entender la mecánica de los terremotos. Antes de un sismo, las

deformaciones elásticas en la corteza terrestre se acumulan debido al movimiento relativo de las placas tectónicas. Durante un terremoto, la liberación de esta energía elástica provoca un desplazamiento brusco a lo largo de la falla, produciendo la sacudida sísmica que experimentamos en la superficie. Este proceso explica tanto la propagación de las ondas sísmicas como el posterior reajuste de la corteza terrestre en las zonas afectadas (Scholz, 2019).

El proceso del rebote elástico no es complejo de entender, el problema es el mecanismo en que se da, y es como se describe a continuación, la roca en reposo recibe fuerzas tectónicas que van deformando la corteza de las rocas, luego se produce una fractura en las rocas y finalmente consigue un nuevo equilibrio.

Figura 18

Rebote elástico en un sismo



Nota: extraído de (*Placas Tectónicas*, 2023).



2.2.3.2 Profundidades sísmicas

El término profundidades sísmicas hace referencia a la profundidad bajo la superficie terrestre en la que se origina un terremoto. El punto exacto donde ocurre la ruptura de la falla y se libera la energía acumulada se conoce como hipocentro o foco sísmico, y la profundidad sísmica mide la distancia entre este punto y la superficie terrestre (Scholz, 2019).

Existen tres categorías principales de profundidades sísmicas, dependiendo de la ubicación del hipocentro:

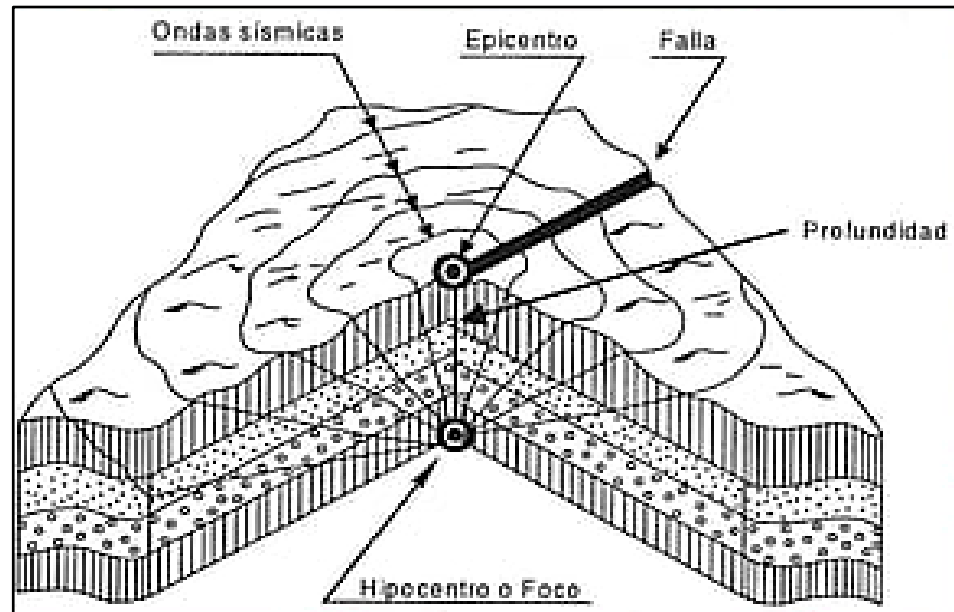
Terremotos superficiales: Su foco se encuentra a menos de 70 km de profundidad. Son los más comunes y suelen causar mayor daño debido a la proximidad del hipocentro a la superficie. La mayoría de los terremotos destructivos en zonas densamente pobladas pertenecen a esta categoría.

Terremotos intermedios: Ocurren a profundidades de entre 70 km y 300 km. Estos terremotos tienden a ser menos destructivos en la superficie, ya que las ondas sísmicas se atenúan a medida que viajan desde el hipocentro.

Terremotos profundos: Se producen a profundidades superiores a los 300 km, y pueden alcanzar hasta 700 km. Su impacto en la superficie es generalmente menor debido a la gran distancia que deben recorrer las ondas sísmicas. Estos terremotos suelen estar asociados a zonas de subducción, donde una placa tectónica se hunde debajo de otra (Scholz, 2019).

Figura 19

Elementos de constituyen el terremoto



Nota: extraído de (*Placas Tectónicas*, 2023).

2.2.4 Medición de Terremotos o eventos sísmicos

Para la medición de los terremotos o de cualquier evento sísmico se usan dos conceptos los cuales son Magnitud e Intensidad, ambos se refieren a aspectos del sismo, pero su definición y medición son diferentes. La magnitud mide la energía liberada por el terremoto, es única para cada evento y no depende de la ubicación. En cambio, la Intensidad mide el impacto en la superficie, varía según la ubicación y las condiciones locales.

Ambos conceptos son esenciales para evaluar el impacto de los terremotos y para diseñar infraestructuras sismorresistentes que puedan soportar no solo la energía liberada, sino también los efectos locales del sismo (Scholz, 2019).

2.2.4.1 Intensidad de un Terremoto

La intensidad sísmica describe cómo un terremoto afecta a las personas, edificios, y al terreno en diferentes ubicaciones. Se expresa en escalas cualitativas, como la Escala de Mercalli Modificada (MM), que clasifica los efectos del terremoto en una escala de I (no sentido) a XII (destrucción total). Esta escala permite categorizar el impacto del sismo desde temblores leves hasta desastres devastadores. A diferencia de la magnitud, que es una medida objetiva basada en el registro de ondas sísmicas, la intensidad se evalúa en función de las observaciones directas del impacto del terremoto en diversos lugares (Fletcher, 2004).

(a) Escala de Mercalli Modificada (MM)

La Escala de Mercalli Modificada clasifica la intensidad en función de observaciones empíricas y daños. La escala incluye las siguientes categorías que el autor nos describe (Fletcher, 2004):

- **I (No sentido):** El terremoto no es sentido por las personas.
- **II (Levemente sentido):** Las personas en reposo pueden sentirlo ligeramente, pero no causa daños.
- **III (Leve):** El terremoto se siente en interiores y provoca movimiento de objetos ligeros.
- **IV (Moderado):** Se siente fuera y dentro de los edificios, puede causar daños menores.
- **V (Fuerte):** Causa daños visibles en edificios, se siente en gran área.



- **VI (Muy fuerte):** Daños significativos en estructuras, temblor fuerte.
- **VII (Destructivo):** Daños graves a edificios, impacto severo en estructuras.
- **VIII (Muy destructivo):** Daños extensos en estructuras, alteraciones.
- **IX (Devastador):** Daños catastróficos, cambios en el paisaje.
- **X (Desastre total):** Destrucción total de la infraestructura, cambios significativos en el terreno.
- **XI (Desastre masivo):** Destruye todo tipo de estructuras, cambios globales en el terreno.
- **XII (Destrucción absoluta):** Total devastación, colapso completo de la infraestructura y alteración extrema del paisaje.

2.2.4.2 Magnitud de un Terremoto

La magnitud de un terremoto es una medida objetiva y cuantitativa que expresa la energía total liberada durante un evento sísmico. A lo largo del tiempo, se han desarrollado varias escalas de magnitud, siendo las más conocidas la escala de Richter y la Magnitud de Momento sísmico, cada una con sus propias particularidades y aplicaciones.

(a) Magnitud Local o Magnitud de Richter

Fue desarrollada en 1935 por el sismólogo Charles F. Richter, la escala de magnitud local más conocida, fue la primera en ofrecer una forma estándar de medir la energía de un terremoto basado en las ondas



sísmicas registradas por un sismógrafo. Esta escala es logarítmica, lo que significa que un aumento de una unidad en la escala de Richter representa un incremento diez veces mayor en la amplitud de las ondas sísmicas y aproximadamente 32 veces más energía liberada; sin embargo, la escala de Richter tiene limitaciones, ya que es más precisa para terremotos de magnitud pequeña a moderada y para eventos cercanos al sismógrafo, para terremotos muy grandes o profundos, esta escala tiende a subestimar la energía total liberada (Richter, 1935).

Matemáticamente se expresa como:

$$M_L = \log A - \log A_0 = \log \frac{A}{A_0} \quad (1)$$

M_L : magnitud local

A : amplitud máxima en milímetros, dato del sismógrafo

A_0 : 0.001 mm, amplitud de referencia

(b) Magnitud de Momento

Con el fin de corregir las limitaciones de la escala de Richter, se introdujo la magnitud de momento sísmico (M_w), que es actualmente el estándar más utilizado a nivel mundial para medir la magnitud de los terremotos. Este método no solo considera las ondas sísmicas, sino que también toma en cuenta las características físicas del deslizamiento en la falla. Se calcula a partir de la rigidez del material, el área de la falla y el deslizamiento promedio que ocurre durante el terremoto (Kanamori, 1977).



Matemáticamente se expresa como:

$$M_w = \frac{2}{3} \log M_0 - 10.7 \quad (2)$$

M_w : magnitud de momento sísmico

M_0 : momento sísmico, es una medida de la energía liberada por el terremoto Newton x Metro (Nm)

A diferencia de la escala de Richter, la magnitud de momento es más precisa para terremotos grandes y muy grandes, y proporciona una mejor estimación de la energía total liberada durante un evento sísmico.

(c) Magnitud de Ondas de Cuerpo o Internas

La magnitud de ondas de cuerpo o internas, conocida comúnmente como M_b , se utiliza para cuantificar el tamaño de los terremotos basándose en la amplitud de las ondas sísmicas registradas en un sismógrafo. Este tipo de magnitud fue desarrollado principalmente para eventos sísmicos profundos y eventos con poca o nula expresión superficial, como los terremotos que ocurren a grandes profundidades en la corteza o el manto superior. El cálculo de M_b se centra en las ondas de cuerpo, específicamente las ondas P, que son las más rápidas y las primeras en ser detectadas por los sismógrafos.

El valor de la magnitud de ondas de cuerpo (M_b) se obtiene a partir de la amplitud máxima de las ondas P y su período, utilizando una fórmula estándar que compensa la atenuación de las ondas con la distancia entre el epicentro y la estación sísmica (Kanamori, 1977):



$$M_b = \log\left(\frac{A}{T}\right) + Q(D, h) \quad (3)$$

- Ms : magnitud de ondas internas
- A : amplitud en el terreno vertical en micras (um)
- T : periodo con rango entre 0.1-3.1 seg.
- Q : Factor de atenuación que está en función de la distancia epicentral ($D > 5^\circ$) y la distancia al foco (h) en Km.

(d) Magnitud de Ondas Superficiales

La magnitud de ondas superficiales, conocida comúnmente como Ms, es una medida de la energía liberada por un terremoto basada en la amplitud de las ondas sísmicas que se propagan a lo largo de la superficie terrestre. Este tipo de magnitud es especialmente útil para terremotos superficiales y de mediana a gran magnitud, ya que las ondas superficiales, como las ondas de Rayleigh y Love, tienden a ser más grandes y se registran con mayor claridad en la superficie. La magnitud de ondas superficiales (Ms) se calcula a partir de la amplitud máxima registrada de las ondas superficiales en un sismógrafo. Estas ondas superficiales se propagan a lo largo de la corteza terrestre y suelen tener mayor amplitud en comparación con las ondas de cuerpo (P y S) (Kanamori & Anderson, 1975).

La fórmula para calcular Ms considera la distancia entre el epicentro y la estación sísmica, así como la amplitud de las ondas superficiales detectadas:



$$M_s = \log(A) + (B * \Delta) + C \quad (4)$$

- Ms : magnitud de ondas superficiales
- A : amplitud máxima de ondas superficiales en (um)
- B y C : constantes que ajustan la formula según la región geológica y la profundidad del terremoto

2.2.5 Geodinámica del Perú

La geodinámica del Perú se refiere a los procesos geológicos y tectónicos que moldean la estructura y el relieve del país, debido a su ubicación en una región de alta actividad sísmica y tectónica. Perú se encuentra en la convergencia de varias placas tectónicas, lo que contribuye a una dinámica geológica compleja que afecta tanto a la topografía como a la sismicidad de la región.

Perú está situado en el margen occidental de América del Sur, donde interactúan principalmente dos grandes placas tectónicas: la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana. La interacción entre estas placas se produce a lo largo de la Fosa de Perú-Chile o Fosa de Atacama, una zona de subducción donde la Placa de Nazca se introduce debajo de la Placa Sudamericana.

Esta subducción provoca una serie de fenómenos geológicos, incluyendo la formación de la Cordillera de los Andes, que se extiende a lo largo del país y define gran parte de su paisaje montañoso. Además, la subducción genera una alta actividad sísmica y volcánica en la región, con frecuentes terremotos y erupciones volcánicas que moldean el entorno geológico.



2.2.5.1 Rasgos tectónicos importantes

El Perú, ubicado en el margen occidental de América del Sur, es una región de gran interés geodinámico debido a sus complejas interacciones tectónicas. Los rasgos tectónicos del país son fundamentales para comprender los fenómenos sísmicos y volcánicos que afectan la región. A continuación, se describen algunos de los rasgos tectónicos más importantes en el Perú.

(a) La fosa Perú – Chile

La Fosa de Perú-Chile, también conocida como la Fosa de Atacama, es una característica geológica significativa situada a lo largo de la costa del Perú y del norte de Chile. Es una zona de subducción donde la Placa de Nazca se introduce bajo la Placa Sudamericana. Esta fosa es responsable de una intensa actividad sísmica y volcánica en la región, creando un entorno propenso a terremotos y erupciones volcánicas. La subducción en esta fosa contribuye a la formación de la Cordillera de los Andes y al volcanismo asociado (Zevallos, 2015).

(b) Cordillera de los Andes

La Cordillera de los Andes es una de las características más prominentes de la geografía del Perú. Esta cadena montañosa se extiende a lo largo del país, resultante de la colisión y subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana. La formación de los Andes es un proceso tectónico continuo que ha dado lugar a una serie de picos elevados, valles profundos y formaciones geológicas complejas. Esta cordillera es



crucial para la dinámica sísmica y el vulcanismo en Perú (Silva & Guzman, 2018).

(c) Fallas de la Placa de Nazca

Las fallas asociadas a la Placa de Nazca son otro rasgo tectónico importante en el Perú. Estas fallas, que incluyen la Falla de Huancavelica y la Falla de Ático, son el resultado de la interacción entre la Placa de Nazca y la Placa Sudamericana. Estas estructuras geológicas son responsables de movimientos sísmicos y deformaciones en la corteza terrestre que pueden influir en la estabilidad de las construcciones y en los patrones de actividad sísmica (Zevallos, 2015)

(d) Volcanes activos del Cinturón de Fuego

El Cinturón de Fuego del Pacífico es una región de alta actividad volcánica que incluye varios volcanes activos en el Perú, como el Misti, Sabancaya y Huascarán. La actividad volcánica en esta región está directamente relacionada con la subducción de la Placa de Nazca bajo la Placa Sudamericana. Estos volcanes son indicativos de la intensa actividad geotérmica y tectónica que afecta al país (Pérez & Martínez, 2017).

(e) Sistema de Fosas y Arcos Volcánicos

Además de la Fosa de Perú-Chile, el Perú presenta varios sistemas de fosas y arcos volcánicos, como el Arco Volcánico de los Andes Centrales. Estos sistemas están alineados con las zonas de subducción y son esenciales para la comprensión de la actividad sísmica y volcánica en



el país. La interacción entre estas características tectónicas contribuye a la formación de arcos volcánicos y a la liberación de magma en la superficie (Zevallos, 2015).

2.2.6 Dinámica de suelos

La dinámica de suelos se refiere al estudio del comportamiento de los suelos bajo la influencia de fuerzas dinámicas, especialmente aquellas generadas por eventos sísmicos, vibraciones causadas por maquinaria o cualquier tipo de carga cíclica. El análisis dinámico de los suelos permite predecir cómo se comportará el terreno durante un sismo, la estabilidad de las estructuras asentadas sobre él y su susceptibilidad a fenómenos como la licuefacción. Este campo de estudio abarca aspectos como las propiedades dinámicas del suelo, el efecto de la velocidad de carga, la amplificación de ondas sísmicas y la interacción entre estructuras y suelos.

2.2.6.1 Ondas sísmicas

Las ondas sísmicas son las vibraciones que se generan a partir de un sismo o una explosión y se propagan a través de la Tierra. Estas ondas transportan energía y son responsables de los efectos destructivos de los terremotos. Existen varios tipos de ondas sísmicas, clasificadas principalmente en ondas de cuerpo y ondas superficiales, según su trayectoria a través del medio.

(a) Ondas de cuerpo

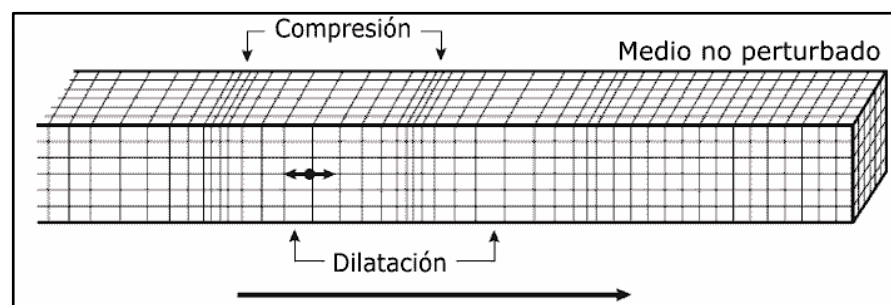
Las ondas de cuerpo se propagan a través del interior de la Tierra y se dividen en dos tipos principales: ondas P y ondas S.

(i) Ondas P

Llamadas también primarias o longitudinales, son las primeras en ser detectadas por los sismógrafos debido a su alta velocidad. Se caracterizan por su movimiento longitudinal, es decir, las partículas del medio se mueven en la misma dirección en la que viaja la onda. Estas ondas pueden propagarse tanto a través de sólidos como de líquidos. Su velocidad varía según el tipo de material, pero en general son las más rápidas, alcanzando velocidades de 5 a 8 km/s en la corteza terrestre (López, 2019).

Figura 20

Onda Primaria o Longitudinal.



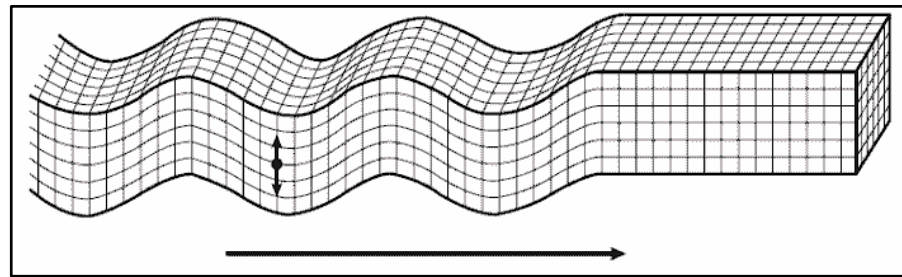
Nota: extraído de (*Ondas sísmicas*, 2019), estas se propagan por esfuerzo uniaxiales compresivos y dilatados.

(ii) Ondas S

Llamadas secundarias o transversales, son más lentas que las ondas P y se detectan después de ellas. En las ondas S, las partículas se mueven perpendicularmente a la dirección de propagación de la onda. A diferencia de las ondas P, las ondas S solo se propagan a través de sólidos, lo que las hace importantes para el estudio de la estructura interna de la Tierra, ya que no atraviesan el núcleo externo líquido. Su velocidad es de aproximadamente 3 a 4 km/s en la corteza terrestre (López, 2019).

Figura 21

Onda Secundaria o Transversal.



Nota: extraído de (*Ondas sísmicas*, 2019), estas se propagan por una tensión de corte puro.

(b) Ondas superficiales

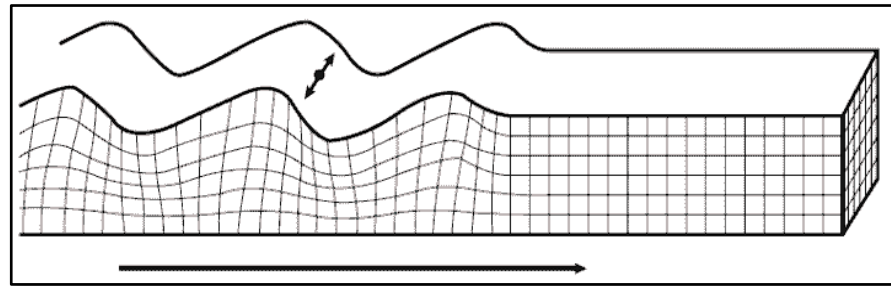
A diferencia de las ondas de cuerpo, las ondas superficiales viajan a lo largo de la superficie de la Tierra y tienden a ser las responsables de los daños más severos en las infraestructuras debido a su mayor amplitud y menor velocidad de propagación. Los dos tipos principales de ondas superficiales son:

(i) Ondas Love

Estas ondas producen un movimiento horizontal perpendicular a la dirección de la propagación, causando un desplazamiento lateral del suelo. No generan movimiento vertical, lo que hace que sean muy destructivas para estructuras horizontales y puentes (López, 2019).

Figura 22

Onda Love.



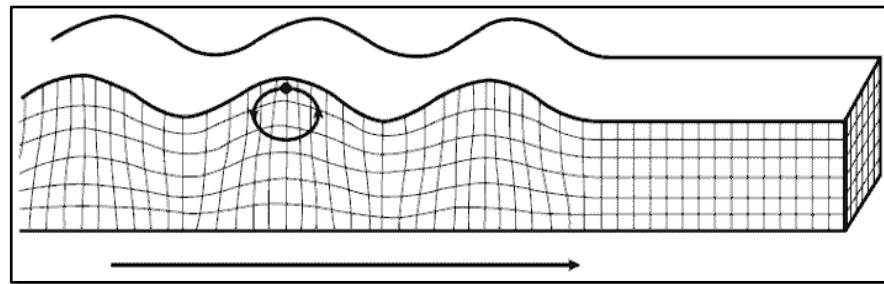
Nota: extraído de (*Ondas sísmicas*, 2019), estas son ondas de corte polarizadas.

(ii) Ondas Rayleigh

Se asemejan a las olas del agua, generando tanto movimiento vertical como horizontal en el suelo. Las partículas se desplazan en trayectorias elípticas en la dirección de propagación de la onda, lo que provoca un balanceo que puede dañar severamente los cimientos de edificios y otras infraestructura (López, 2019).

Figura 23

Onda Secundaria o Transversal.



Nota: extraído de (*Ondas sísmicas*, 2019), se propagan a lo largo de la superficie libre o entre dos medios sólidos.

(c) Instrumentos sísmicos

El instrumento comúnmente usado para estudiar las ondas mencionadas anteriormente y obtener así registros sísmicos, son los sismógrafos. El sismógrafo básico está conformado por una masa suspendida libremente de un soporte que se sujeta al terreno fijamente. El movimiento del temblor hace que se registre en un tambor giratorio y así obtener un sismograma.

Actualmente se utilizan equipos más modernos para caracterizar un terremoto, pues los profesionales están más interesados en la aceleración máxima del suelo durante un evento telúrico. El uso del Acelerógrafo es de vital importancia, ya que está específicamente diseñado para registrar la aceleración del suelo provocada por un sismo, en función del tiempo, para consiguientemente darnos un acelerograma o registro de aceleración del terreno. La velocidad y el desplazamiento finalmente se pueden hallar integrando la curva de aceleración versus el tiempo. La aceleración se

registra normalmente en 03 direcciones: 02 horizontales, ortogonales entre si y una vertical (López, 2019).

2.2.6.2 Localización del Epicentro de un Terremoto

La localización de un terremoto se realiza mediante la utilización de las ondas sísmicas generadas por el evento. Las ondas P (primarias) y S (secundarias) juegan un papel crucial en este proceso, ya que permiten determinar tanto la distancia al epicentro como la ubicación exacta del terremoto. A continuación, se explica cómo funciona este método y la importancia de las ondas sísmicas en la localización de un sismo (S. L. Kramer, 1996).

Primero, Registro en Estaciones Sismográficas, para localizar un terremoto, se requieren datos de al menos tres estaciones sismográficas. Estas estaciones registran el tiempo de llegada de las ondas P y S. Al comparar estos tiempos, se puede calcular la distancia desde cada estación al epicentro.

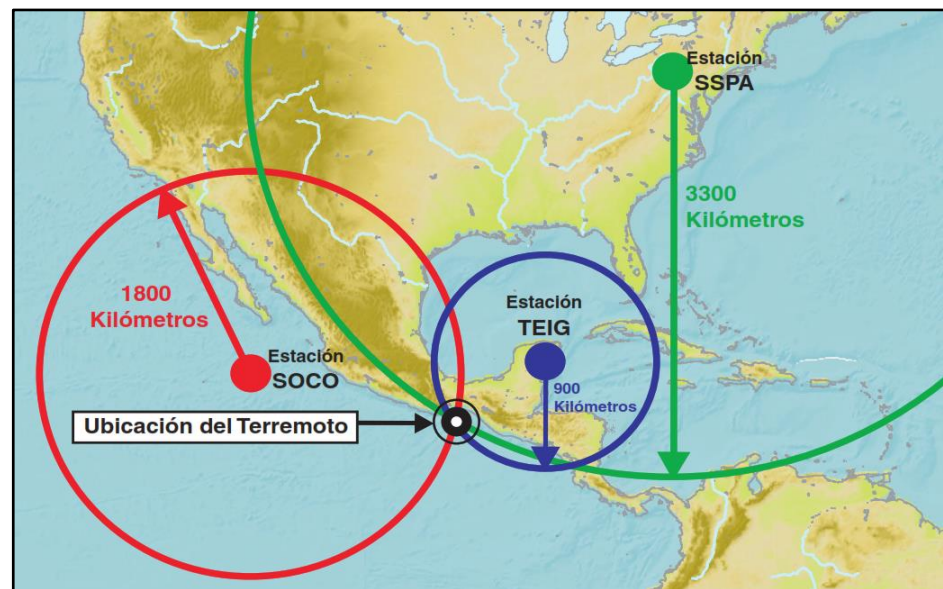
Segundo, se calcula la distancia, la diferencia de tiempo entre la llegada de las ondas P y S se convierte en una distancia utilizando una fórmula conocida que relaciona la velocidad de las ondas y el tiempo de diferencia. Esto permite trazar un círculo alrededor de cada estación sismográfica. El radio de cada círculo corresponde a la distancia calculada desde la estación hasta el epicentro.

Por último, al obtener los datos de al menos tres estaciones sismográficas, se trazan círculos alrededor de cada una de ellas, y el punto donde se cruzan los círculos indica la ubicación del epicentro del

terremoto. Este proceso se denomina triangulación y es uno de los métodos más eficaces para determinar la localización de un sismo.

Figura 24

Localización de un terremoto.



Nota: extraído de (www.iris.edu), donde se intersecan los tres círculos, de los tres instrumentos sísmicos, se ubica el epicentro del terremoto.

2.2.6.3 Propagación de Ondas Sísmicas

Las vibraciones transmitidas por diversos tipos de fuentes, ya sea maquinarias, estructuras hacia el suelo, sismos, entre otros; se realizan siempre a través de ondas y para esto es muy importante tener en cuenta sus mecanismos de propagación. Las situaciones que tendremos en la vida cotidiana serán desde un medio idealizado como homogéneo y elástico (arcillas), hasta casos muy complejos que contienen estratificaciones alternantes (Alva, 2020).



Dentro del análisis de propagación de ondas en un medio, este puede ser semi-infinito caracterizado homogéneamente, como las de un medio estratificado. Para fines de la presente tesis se tratará más con un medio de suelo estratificado.

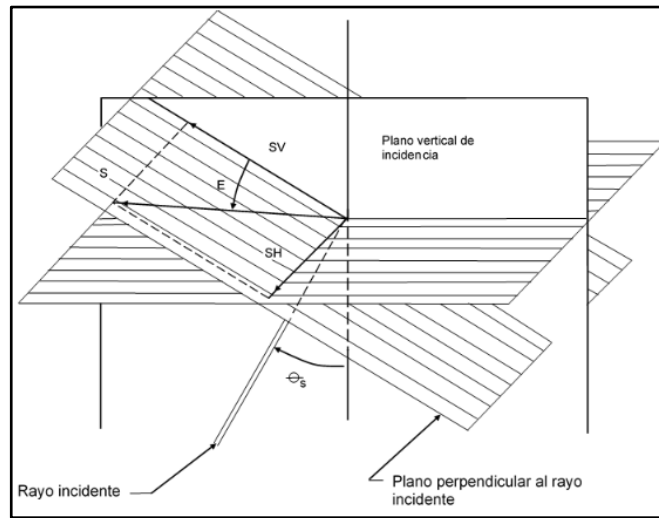
(a) Propagación de Ondas en un Medio Estratificado

La mayoría de casos que se trataran en la vida real, se tendrá depósitos de suelos constituido por estratos, los cual nos impulsa a tratar más este tema en concreto. Alva (2020), nos dice que “se puede conocer lo que sucede con las ondas que llegan a las superficies de contacto entre dos estratos con propiedades diferentes, partiendo del análisis de refracción y reflexión que experimentan cada una de las ondas de cuerpo”

Una forma de clasificar a las ondas es en transversales (cortantes) y longitudinales. Las ondas P y S al llegar a la superficie se descomponen, por ejemplo las ondas cortantes S se descomponen en una componente SH (onda horizontal SH) y en otra onda SV (onda vertical SV) (Alva, 2020).

Figura 25

Componentes SV y SH de una Onda Cortante S



Nota: extraído de (Alva, 2020, p. 102)

Para comprender las características más básicas de una onda, vamos a recurrir a ejemplo elemental de una onda, conocido como onda armónica en una dimensión:

$$\varphi(x, t) = A \sin(kx - \omega t) \quad (5)$$

- A : amplitud
- k : es el número de onda
- ω : frecuencia angular

Además, podemos definir estas constantes a continuación de la siguiente manera:

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \quad (6)$$

- Λ : longitud de onda

Finalmente, la frecuencia angular tiene un mismo valor que para una vibración libre, esto debido a que en nuestro ejemplo estamos mostrando un movimiento armónico simple en una partícula estacionaria.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (7)$$

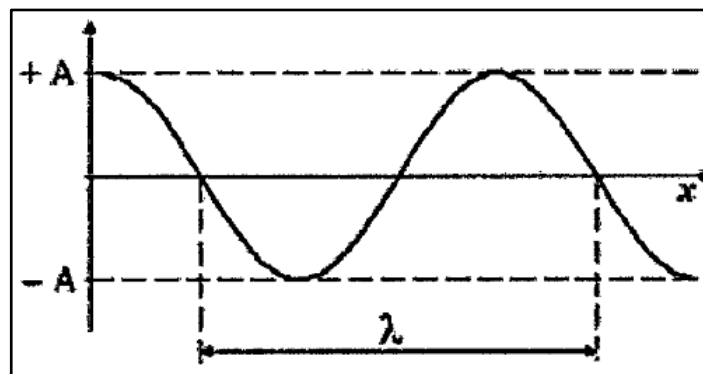
T : periodo de la onda

Entonces la velocidad de propagación de la onda es:

$$V = \frac{\lambda}{T} \quad (8)$$

Figura 26

Onda Armónica.



Nota: extraído de (Alva, 2020, p. 95)

2.2.6.4 Propiedades Dinámicas del Suelo

En el campo de la geotecnia, los suelos que están sujetos a cargas dinámicas sufren alteraciones de sus propiedades, estas propiedades determinan cómo responderá el suelo ante cargas, influyendo en su capacidad de soporte, su deformabilidad y su susceptibilidad a fenómenos como la licuefacción. El análisis de estas propiedades es esencial en el



diseño sismorresistente y en la evaluación de la estabilidad de suelos y estructuras.

(a) Módulo de Corte (G)

El módulo de corte es una medida de la rigidez del suelo y se define como la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación angular en un suelo bajo cargas cíclicas. Este parámetro es fundamental en el análisis de la respuesta sísmica del terreno, ya que determina la velocidad de las ondas de corte (ondas S) que se propagan a través del suelo. El módulo de corte tiende a disminuir a medida que aumenta la deformación del suelo durante un sismo (S. L. Kramer, 1996).

(b) Razón de Amortiguamiento (D)

El amortiguamiento es la capacidad del suelo para disipar energía durante la aplicación de cargas cíclicas o dinámicas. Es una propiedad importante en la geotecnia sísmica, ya que los suelos con un alto coeficiente de amortiguamiento pueden reducir la amplitud de las vibraciones generadas por un sismo. El amortiguamiento depende de factores como el tipo de suelo, su saturación y su estado de tensión, siendo mayor en suelos saturados que en suelos secos (S. L. Kramer, 1996).

(c) Relación de Poisson (ν)

Este parámetro define la relación entre la deformación lateral y la deformación axial en un material cuando se somete a una carga axial. En el caso de los suelos, la relación de Poisson está relacionada con la

capacidad de los mismos para deformarse en direcciones perpendiculares a una carga aplicada. La relación de Poisson para suelos varía generalmente entre 0.2 y 0.5, dependiendo de la naturaleza del suelo y de su estado de consolidación (S. L. Kramer, 1996)

(d) Velocidad de Onda de Corte (V_s)

La velocidad de onda de corte se define como la rapidez con la que se propagan las ondas S a través de un medio elástico, como el suelo o la roca. Las ondas S son un tipo de onda sísmica que se propaga por deformaciones laterales en el suelo, y su velocidad está directamente influenciada por las propiedades elásticas del material, específicamente por el módulo de corte (G) y la densidad del suelo (ρ). La velocidad de onda de corte se puede expresar mediante la siguiente fórmula:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (9)$$

A medida que el módulo de corte aumenta, la rigidez del suelo también lo hace, lo que resulta en una mayor velocidad de propagación de las ondas de corte. Por otro lado, una mayor densidad del suelo tiende a reducir la velocidad de las ondas de corte. Los suelos más rígidos, como los sedimentos compactos y las rocas, presentan velocidades de onda de corte significativamente mayores en comparación con los suelos más blandos, como los suelos arcillosos saturados o arenas sueltas (S. L. Kramer, 1996).

2.2.6.5 Densidad Relativa

La densidad relativa es un parámetro fundamental en la caracterización de suelos no cohesivos, especialmente arenas y gravas, y está directamente relacionada con la compacidad de estos suelos. En términos generales, la densidad relativa se refiere al grado de compactación de un suelo granular comparado con su estado más suelto y más denso posible.

$$DR = \frac{(e_{\max} - e_{\text{natural}})}{[(e)_{\max} - e_{\min}]} \times 100 \quad (10)$$

- e_{\max} : índice de vacíos máximo, es decir, cuando el suelo está en su estado más suelto.
- e_{\min} : índice de vacíos mínimo, es decir, cuando el suelo está en su estado más denso.
- e_{natural} : índice de vacíos del suelo en su estado natural.

Este parámetro influye significativamente en las propiedades mecánicas y dinámicas del suelo, como su resistencia al corte, rigidez y susceptibilidad a fenómenos como la licuefacción (B. M. Das & Sobhan, 2014).

En la práctica, la densidad relativa se utiliza para clasificar la compacidad de los depósitos de suelos, lo que ayuda a los ingenieros a tomar decisiones sobre la necesidad de mejorar o reforzar un suelo antes de construir sobre él. Para suelos sueltos que podrían ser susceptibles a la

licuefacción, las técnicas de densificación, como la compactación dinámica, son comúnmente recomendadas para aumentar la densidad relativa y mejorar la estabilidad del suelo (Youd et al., 2001).

2.2.6.6 Determinación de las Propiedades Dinámicas del Suelo

Dentro de los parámetros más importantes tenemos al Módulo de Corte y Razón de Amortiguamiento en el caso de sismos, excitación dinámica, maquinarias, entre otros; los demás parámetros también son importantes pero en menos jerarquía (*Código de Cimentaciones de Costa Rica*, 1996).

Tabla 4

Determinación de las propiedades dinámicas a través de ensayos.

Propiedad	Tipo de Ensayo	Tipo de Suelo	Método Recomendado
Módulo de corte	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, corte simple, columna resonante
Amortiguamiento	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial, columna resonante
Relación de poisson	Campo	Cualquiera	Geofísico
	Laboratorio	Cualquiera	Triaxial
Velocidad de onda de corte	Campo	Cohesivo	Corte con veleta
Densidad relativa	Campo	Granular	SPT, CPT
	Laboratorio	Granular	Muestra inalterada

Nota: datos extraído de (*Código de Cimentaciones de Costa Rica*, 1996).

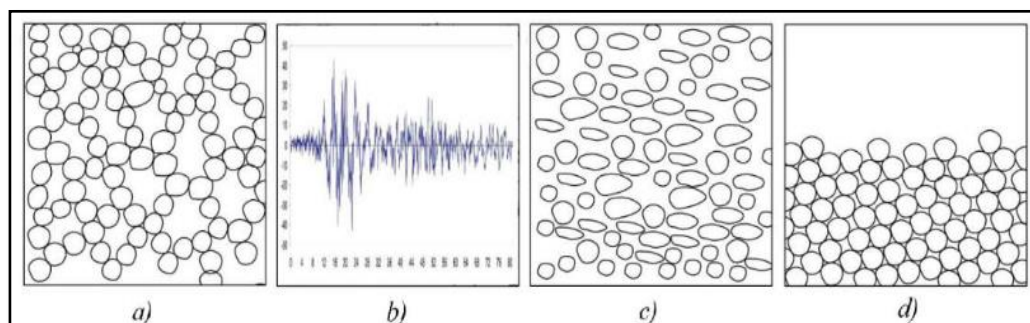
2.2.7 Licuefacción de Suelos

La definición de licuefacción de suelos dentro del campo de la ingeniería vendría a ser un fenómeno geotécnico en el que es suelo saturado pierde por un

periodo de tiempo su resistencia y rigidez a causa de la aplicación de una carga dinámica, el cual puede ser un terremoto o cualquier otra vibración intensa. Este fenómeno ocurre especialmente en suelos arenosos no cohesivos que se caracterizan por estar saturados y sometidos a tensiones cíclicas. En estas condiciones las partículas de suelo se reacomodan, lo que ocasiona una presión de poros mayor y esto nos lleva a una reducción en la tensión efectiva del suelo. Como resultado, el terreno se comporta como un líquido, debilitándose, perdiendo su capacidad de soportar cargas estructurales y ocasionando asentamiento y desplazamientos (Idriss & Boulanger, 2008).

Figura 27

Mecanismo de cómo se desarrolla la licuefacción



Nota: a) suelo inalterado; b) efecto del sismo; c) estructura del suelo colapsado; d) suelo con nueva densidad y restituido. Tomado de (Collahuazo & Cruz, 2017, p. 38)

El mecanismo de cómo se desarrolla la licuefacción se basa en la incapacidad del suelo de drenar con rapidez el agua de sus poros cuando está sometido a cargas dinámicas. Durante un evento sísmico, las ondas sísmicas inducen tensiones alternantes en el suelo, lo que causa que las partículas del suelo se reacomoden y se acumulen formando un suelo más denso. Si la presión de poros aumenta lo suficiente como para igualar la tensión efectiva inicial, el suelo puede

perder completamente su resistencia al corte y da como resultado la licuefacción (S. L. Kramer, 1996).

Figura 28

Licuación de suelos en Taiwán, Hualien, 2018



Nota: Extraído de (*Licuación de Suelos - Grado7*, 2019)

Como apreciamos los efectos de la licuefacción podrían ser catastróficos para las construcciones civiles. Cuando se da el fenómeno de licuefacción, el estrato de suelo afectado pierde temporalmente su capacidad portante, lo que ocasiona que estructuras como edificios, puentes, presas, carreteras, entre otros colapsen. Además de esto, la licuefacción puede provocar deslizamiento de tierra, deslizamientos laterales, fallos en presas y diques, principalmente en terrenos inclinados. Por todos estos motivos, la evaluación a la susceptibilidad a la



licuefacción es una parte importante en zonas propensas a eventos telúricos (H. B. Seed et al., 1983).

Susceptibilidad y potencial de licuefacción, para la presente investigación se tomó en cuenta estas dos terminologías (susceptibilidad y potencial) que son usados comúnmente en libros, artículos, tesis, y en diferentes investigaciones que a menudo se confunden debido a sus similitudes conceptuales. Sin embargo, estos dos términos tienen particularidades y significados que los hace ciertamente diferentes para la ingeniería geotécnica.

En términos más prácticos y entendibles, la susceptibilidad a la licuefacción es una manera de evaluar cualitativamente de forma preliminar áreas para identificar riesgos, mientras que el potencial de licuefacción nos demanda un análisis más detallado y cuantitativo, generalmente son basados en ensayos in situ y modelos de predicción que consideran diferentes parámetros sísmicos específicos. Ambos conceptos son fundamentales en el diseño sísmico de estructuras, y consecuentemente van de la mano con los ingenieros para poder mitigar y dar posibles soluciones a dicho fenómeno.

2.2.8 Licuefacción de Suelos en el Perú

Nuestro investigador peruano (Alva Hurtado, 2021), en su artículo científico “Actualización de la Ocurrencia del Fenómeno de Licuación de suelos en el Perú”, nos presenta una extensa información del fenómeno ocurrido en el Perú debido a la acción sísmica. Toda la información proporcionada por el autor presenta evidencias de licuación de suelos, volcanes de arena y barro, expulsión violenta de agua del subsuelo, presencia de agrietamientos y los conocidos asentamientos diferenciales.

Alva Hurtado (2021) nos muestra una actualización cronológica de los terremotos que causaron licuefacción en el territorio peruano, la mayoría fue basado en el estudio de Silgado (1978):

Tabla 5

Fenómeno de Licuefacción de suelos en el Perú

Lugar	Fecha	Intensidad (MM)
Arequipa	22 de enero de 1582	X
Trujillo	14 de febrero de 1619	IX
Cusco	31 de marzo de 1650	IX
Ica	12 de mayo de 1664	X
Pisco	10 de febrero de 1716	IX
Ica	30 de marzo de 1813	VII
Piura	20 de agosto de 1857	VIII
Tacna, Arica	13 de agosto de 1868	XI
Piura y Huancabamba	24 de Julio de 1912	VIII
Oxapampa y Huancabamba	24 de diciembre de 1937	IX
Lima	24 de mayo de 1940	IX
Moyobamba	6 de agosto de 1945	VII
Cañete	28 de mayo de 1948	VII
Cuzco	21 de mayo de 1950	VII
Ica	9 de diciembre de 1950	VII
Bocapan	12 de diciembre de 1953	VIII
Arequipa	15 de enero de 1958	VIII
Lima	17 de octubre de 1966	VIII
Moyobamba	19 de junio de 1968	VIII
Ancash	31 de mayo de 1970	IX
Querecotillo	9 de diciembre de 1970	IX
Juanji	20 de marzo de 1972	VIII
Lima	3 de octubre de 1974	VIII



Rioja	29 de mayo de 1990	Mb=6.0
Moyobamba	4 de abril de 1991	Mb=6.5
Nasca Acarí	12 de noviembre de 1996	-
Lamas	25 setiembre 2005	Mw=7.5
Arequipa, Ayacucho, Moquegua y Tacna	23 de junio de 2001	VII-VIII
Chincha	15 de agosto de 2007	Mw=8.0
Loreto, Amazonas, San Martin, Cajamarca	26 de mayo de 2019	VI-VII

Nota: Fuente (Alva Hurtado, 2021), “Actualización de la Ocurrencia del Fenómeno de Licuación de suelos en el Perú”, elaboración propia

Se concluye en la apreciación que el fenómeno de licuefacción se dio en Sierra, Costa y Selva Alta, considerar que toda la información presentada podría estar incompleta. En estos últimos años ha incrementado su sismicidad la zona nororiente del Perú y consecuentemente la licuefacción de suelos (Alva Hurtado, 2021).

2.2.9 Licuefacción de Suelos en Puno

Históricamente en la Región de Puno se han podido registrar pocos lugares donde la licuefacción de suelos se haya manifestado, esto no quiere decir que no haya ocurrido en la región, más bien que no se haya hecho registro de esto.

En el año de 1747 Toribio Polo en su investigación “Sinopsis de los Temblores y Volcanes del Perú” no indica que en dicho año hubo un sismo devastador de una intensidad en la escala de Mercalli Modificada de VIII, fue sentido en el Distrito de Ayapata, Provincia de Carabaya y pereció mucha gente; el hecho no tuvo mucha información debido a la lejanía de la zona (Alva Hurtado, 2021).



2.2.10 Susceptibilidad a la licuefacción

Susceptibilidad se refiere a la tendencia de un suelo de experimentar licuefacción bajo ciertas condiciones de carga sísmica. La susceptibilidad depende esencialmente de las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Entonces, la susceptibilidad a la licuefacción es una forma cualitativa de medir si un suelo en específico es más o menos propenso a licuar, cuando este se somete a un evento sísmico.

Nos menciona en el libro “Ingeniería Geológica” de González de Vallejo (2002), históricamente se ha observado el fenómeno en el mundo y mayoría de zonas afectadas por el fenómeno de licuefacción se dio teniendo lugar las circunstancias siguientes:

- Saturación del estrato del suelo al 100%
- $0.05\text{mm} < D_{50} < 1.0\text{mm}$
- Coeficiente de uniformidad $C_u = D_{60}/D_{10} < 15$
- Contenido de Finos menor al 10%
- N del SPT menor a 10 para profundidades $< 10\text{m}$ y $N < 20$ para profundidades $> 10\text{m}$

Además de lo mencionado, detalladamente en el marco conceptual se tratará los métodos para evaluar la susceptibilidad, también los factores que influyen en la susceptibilidad a la licuefacción como son históricos, geológicos, geotécnicos, composición del suelo, estado del suelo, entre otros.



2.2.11 Potencial de Licuefacción

El potencial de licuefacción se refiere a la medida cuantitativa para que un suelo licue para un escenario sísmico. Este potencial es una evaluación que no solo considera las características del suelo, sino también la magnitud y características del evento sísmico probable como su aceleración, la duración y la presión intersticial.

Entonces, el potencial de licuefacción integra tanto a la susceptibilidad a la licuefacción del suelo como la severidad del evento sísmico, dándonos una evaluación más completa del riesgo de licuefacción en una zona específica (R. B. Seed et al., 2003).

Para evaluar cuantitativamente el potencial de licuefacción existen propuestas de los diferentes investigadores que están inmersos en el tema y que mostramos algunos a continuación.

2.2.11.1 Norma E.050 suelos y cimentaciones

La norma nos indica expresamente “en el caso que se encuentren suelos granulares saturados sumergidos de los tipos: arenas, limos no plásticos o gravas contenidas en una matriz de estos materiales, el Estudio de Mecánica Suelos deberá evaluar el potencial de licuefacción de suelos”, para que suelos granulares, sean potencialmente licuable durante un sismo, debe presentar simultáneamente las siguientes condiciones:

“Debe estar constituido por arena fina, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores”.

“Debe de estar sumergido (saturado)”.



“Evento sísmico probable”.

En tal caso deberá realizar la evaluación del potencial de licuación con la metodología planteada por Seed e Idriss. Este método semi empírico fue desarrollado a través de pruebas in-situ en depósitos de arenas durante sismos que ocurrieron en el pasado. “El procedimiento involucra el uso de la resistencia a la penetración estándar N (Número de golpes del ensayo SPT). El valor de N obtenido en el campo deberá corregirse por: energía, diámetro de la perforación, longitud de las barras para calcular a partir de ese valor el potencial de licuación de las arenas”(Norma Técnica E.050 *Suelos y Cimentaciones*, 2018).

2.2.11.2 Seed e Idriss (1971)

Este enfoque clásico para evaluar el potencial de licuefacción utiliza relación de resistencia cíclica (CRR) y la relación de tensión cíclica (CSR). El CRR se obtiene a partir de pruebas de campo como el ensayo de penetración estándar (SPT) y el ensayo de penetración cónica (CPT), así como pruebas de laboratorio de corte cíclico. Por otro lado, el CSR se calcula en función de la aceleración del terreno, la profundidad del suelo y el peso unitario del suelo. La relación entre el CRR y el CSR permite calcular si un suelo es susceptible a licuefacción bajo un evento sísmico dado (H. B. Seed & Idriss, 1971). A este método se le hicieron algunos ajustes posteriormente, para cuando la profundidad de estudio es mayor o menor a los 9.15m (Youd et al., 2001).



2.2.11.3 Boulanger e Idriss (2014)

Este enfoque nos incorpora el parámetro de resistencia cíclica ajustado por la densidad del suelo y el contenido de finos. Según Boulanger e Idriss, la densidad del suelo es fundamental para comprender el comportamiento del suelo bajo cargas cíclicas. Su método también tiene en cuenta la relación de resistencia cíclica modificado (CRRM), que se adapta según la densidad del suelo y la presión de confinamiento efectiva. Este método es más preciso para suelos que tienen variabilidad en el contenido de finos y densidad, proporcionando una evaluación más detallada del potencial de licuefacción (Boulanger & Idriss, 2014).

2.2.11.4 Eurocódigo 8 (EN 1998-5:2004)

Esta norma del comité de estandarización europea se centra en la resistencia a la licuefacción a través de la determinación de la resistencia cíclica del suelo (CRR) y el ratio de carga cíclica (CSR), homológamente como el método de Seed e Idriss (1971). El Eurocódigo 8 utiliza principalmente los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT), ensayos de penetración cónica (CPT) y, en algunos casos, ensayos de velocidad de onda de corte (VS). Para evaluar el potencial de licuefacción, el Eurocódigo 8 proporciona tablas y gráficos que ayudan a los ingenieros a interpretar los resultados del SPT y el CPT, facilitando la evaluación del potencial de licuefacción. Este enfoque normativo permite un diseño estructural más seguro y adecuado para zonas sísmicas, asegurando que las estructuras sean menos propensas a los daños causados



por la licuefacción del suelo (European Committee for Standardization, 2004).

2.2.11.5 Andrus y Stokoe (2000)

Estos autores desarrollaron en su artículo científico un método basado principalmente en la velocidad de onda de corte (VS), el cual es un indicador de la rigidez del suelo. Su investigación mostró que la VS puede ser utilizada para calcular el índice de resistencia cíclica (CRR) sin necesidad de realizar pruebas destructivas. Este método es especialmente útil para suelos cohesivos y en situaciones donde las pruebas de penetración no son factibles o presentan limitaciones (Andrus & Stokoe, 2000).

2.2.12 Efectos de la licuefacción de suelos

La licuefacción de suelos es un fenómeno que ocurre durante eventos sísmicos, cuando suelos saturados, generalmente arenas y limos, pierden temporalmente su rigidez y resistencia, comportándose como un líquido debido al aumento de la presión de poros. Este proceso puede generar graves consecuencias en las estructuras construidas sobre estos suelos y en el terreno circundante. Los efectos de la licuefacción son variados y dependen de factores como el tipo de suelo, la magnitud del sismo y la profundidad de las capas licuables.

2.2.12.1 Fallas del Terreno (Asentamientos)

Uno de los efectos más comunes de la licuefacción es el asentamiento del terreno o hundimiento. Cuando el suelo pierde su

capacidad de soportar cargas, se producen hundimientos que pueden afectar gravemente tanto a infraestructuras como a edificaciones. Este fenómeno es especialmente peligroso en áreas urbanas, ya que incluso pequeños asentamientos pueden dañar las estructuras, provocando grietas o colapsos parciales. Las cimentaciones de los edificios se ven comprometidas debido a la pérdida de soporte efectivo del suelo. El asentamiento inducido por licuefacción puede ser significativo, especialmente en suelos granulares no cohesivos y saturados. La magnitud del asentamiento depende de factores como el espesor de la capa de suelo licuable y el grado de saturación (Tokimatsu & Seed, 1987).

Figura 29

Asentamiento un Riesgo para las Estructuras



Nota: extraído de (*Licueción de Suelos - Grado7*, 2019)

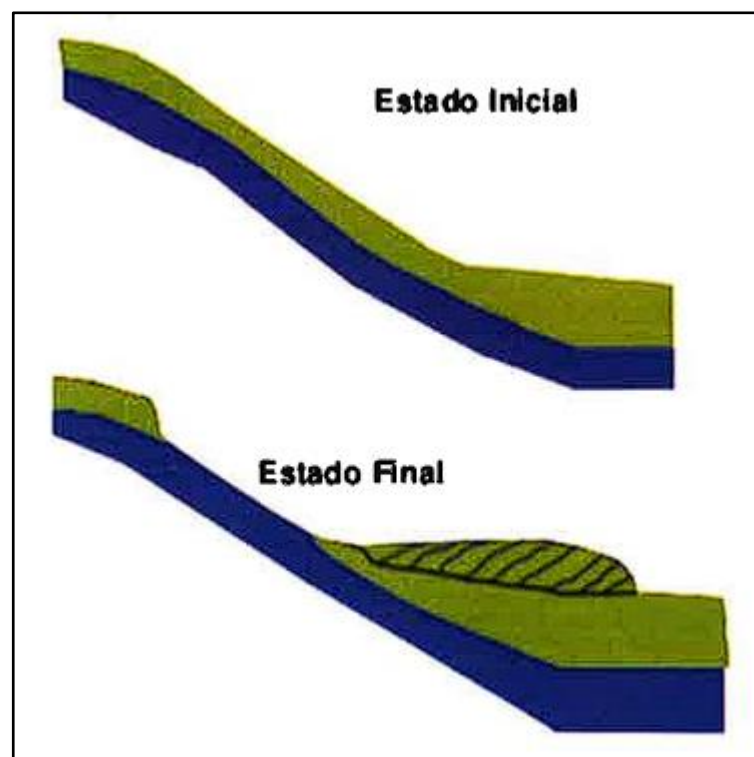
2.2.12.2 Desplazamientos Laterales

Son otro efecto característico de la licuefacción, en los que grandes masas de suelo se desplazan lateralmente debido a la pérdida de rigidez.

Las estructuras ubicadas sobre suelos susceptibles a licuefacción pueden ser desplazadas lateralmente, lo que resulta en deformaciones severas o colapsos; destaca también los desplazamientos laterales son más comunes en terrenos cercanos a ríos, lagos y costas, donde el gradiente topográfico contribuye al movimiento del suelo licuado (Ishihara, 1985).

Figura 30

Representación de la Falla Lateral de Flujo



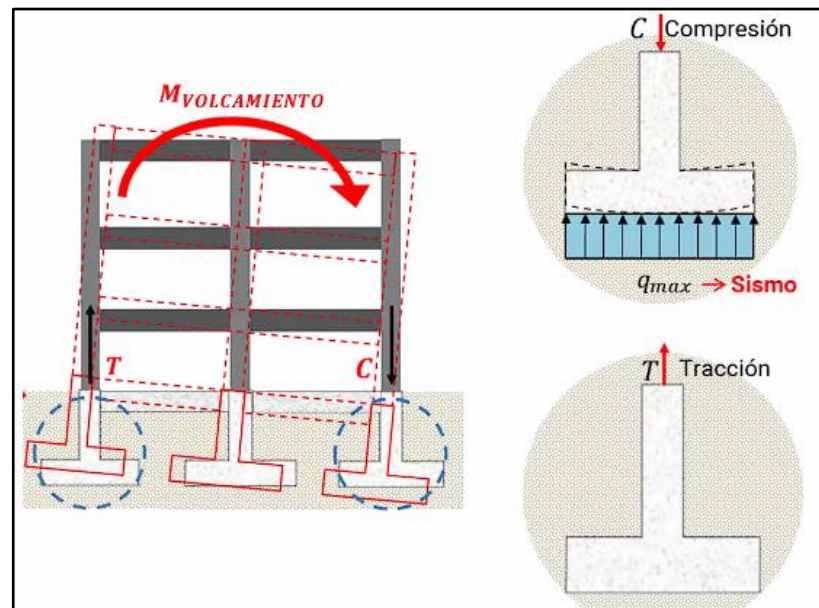
Nota: Extraído de (C. Vargas et al., 2016, p. 16)

2.2.12.3 Falla de Cimentaciones

La licuefacción también puede provocar fallas de cimentaciones debido a la pérdida de la capacidad portante del suelo. Los cimientos de edificios, puentes y otras estructuras pueden inclinarse o colapsar completamente.

Figura 31

Falla de Cimentación por Licuefacción



Nota: extraído de (www.iris.edu)

Esto es particularmente crítico en áreas con infraestructura esencial, como hospitales o instalaciones de emergencia, ya que la falla de estas estructuras durante un sismo puede tener consecuencias catastróficas. Investigadores mencionan que, durante la licuefacción, las cimentaciones tienden a hundirse o desplazarse lateralmente, lo que puede comprometer la estabilidad de las estructuras (Youd et al., 2001).

2.2.12.4 Afloramiento de Arena

También conocido como volcanes de arena. El afloramiento de arena es un fenómeno en el que el agua y los granos de arena son expulsados hacia la superficie a través de grietas en el suelo, generando pequeñas erupciones o volcanes de arena. Este fenómeno es una manifestación visual de la licuefacción, y aunque puede parecer

superficial, indica una pérdida significativa de la rigidez del suelo en capas subterráneas, explican que el afloramiento de arena ocurre cuando el exceso de presión de poros en las capas saturadas genera el flujo de material fino hacia la superficie (Sasaki & Tamura, 2001).

Figura 32

Volcanes de Arena, sismo en Niigata 1964



Nota: extraído de (Alva, 2020)

2.2.13 Mitigación de los efectos de la licuefacción

Dentro de la ingeniería geotécnica, ya que la licuefacción puede generar importantes daños a la infraestructura y al entorno construido. La implementación de técnicas adecuadas para reducir el riesgo asociado a este fenómeno se ha convertido en una prioridad en zonas susceptibles, especialmente aquellas con suelos granulares saturados. Las estrategias de mitigación abarcan desde la mejora

de las propiedades del suelo hasta el rediseño de las estructuras, y su selección depende de factores como el tipo de suelo, la importancia de la estructura y la magnitud del riesgo sísmico.

2.2.13.1 Mejora del Suelo

Una de las técnicas más utilizadas para mitigar los efectos de la licuefacción es la mejora de suelos, que consiste en modificar las propiedades físicas del suelo para aumentar su resistencia al fenómeno. Entre los métodos de mejora de suelos destacan la compactación dinámica, la vibroflotación, el preconsolidado y el uso de columnas de grava.

- **Compactación dinámica**

Implica la aplicación de energía mediante impactos repetidos en la superficie del suelo, lo que induce la compactación y mejora la densidad relativa. Este método es efectivo en suelos granulares con baja densidad y ayuda a reducir la susceptibilidad a la licuefacción (Boulangier & Idriss, 2004).

Peso del martillo o compactador: Pesos típicos en compactación dinámica suelen estar entre 10 y 20 toneladas. Un equipo más pesado tiende a ser más costoso tanto en arrendamiento como en operación.

Número y altura de caídas: La altura de caída del peso suele variar entre 10 y 30 metros, dependiendo del tipo de suelo y la profundidad de mejora deseada. A mayor altura de caída, se incrementa el costo debido al mayor desgaste del equipo y al aumento de la energía aplicada al suelo.

Área y profundidad de compactación: El área a compactar y la profundidad que se busca mejorar son fundamentales para calcular el costo. La compactación en áreas grandes con alta variabilidad de estratos puede requerir mayores insumos y tiempo de ejecución.

Características del suelo: Los suelos más cohesivos (como arcillas) pueden necesitar un mayor número de caídas y energía para alcanzar los niveles de compactación deseados, lo cual aumenta el costo.

- **Vibroflotación**

Utiliza un vibrador sumergible para compactar el suelo a grandes profundidades. Es particularmente eficaz en arenas saturadas, ya que reduce los vacíos entre las partículas del suelo y aumenta su resistencia al corte (Henríquez Pantaleon, 2007).

Profundidad de compactación: La vibroflotación suele aplicarse en profundidades que varían entre 10 y 30 metros. La profundidad influye significativamente en el costo, ya que a mayor profundidad se requiere más tiempo y mayor capacidad de los equipos.

Tipo de suelo y contenido de finos: La vibroflotación es más eficiente en suelos granulares limpios, como arenas y gravas, y suelos con bajo contenido de finos (generalmente menos del 15%). En suelos con mayor contenido de finos, el proceso puede requerir ajustes, como el uso de agua o agregados adicionales, lo cual incrementa el costo.

Área del proyecto: Los costos por metro cuadrado tienden a reducirse en proyectos de gran escala debido a la economía de escala. En



áreas pequeñas, el costo por metro cuadrado suele ser mayor debido a la movilización de maquinaria.

- **Vibrosustitución, columnas de grava**

Son columnas de material granular que se instalan en el suelo mediante vibración o compactación. Estas columnas actúan como elementos de drenaje y aumentan la capacidad portante del suelo, reduciendo el riesgo de licuefacción (Henríquez Pantaleon, 2007).

Profundidad y diámetro de las columnas: La profundidad y el diámetro de las columnas de grava suelen oscilar entre 6 y 30 metros de profundidad y entre 0.6 a 1 metro de diámetro. Columnas más profundas y de mayor diámetro requieren más materiales y maquinaria, lo que incrementa el costo.

Espaciamiento y densidad de columnas: El espaciamiento entre las columnas se determina en función de las cargas esperadas y el tipo de suelo. Un espaciamiento más cercano incrementa la cantidad de columnas, elevando el costo total del proyecto, aunque mejora significativamente la estabilidad del terreno.

Condiciones del suelo: Los suelos blandos y con alto contenido de finos tienden a requerir más columnas o columnas de mayor diámetro para alcanzar el refuerzo adecuado. Este tipo de suelo puede requerir el uso de equipos especializados, incrementando los costos



2.2.13.2 Drenaje del Suelos

El drenaje del suelo es otra estrategia clave para mitigar la licuefacción, ya que el aumento de la presión de poros es uno de los factores que desencadenan el fenómeno. Las técnicas de drenaje incluyen el uso de drenes verticales y horizontales para permitir la disipación rápida del exceso de presión de poros durante un sismo (R. B. Seed et al., 2003).

2.2.13.3 Reemplazo del Suelo

Implica la extracción de suelos susceptibles a la licuefacción y su sustitución por materiales más estables, como gravas o rocas. Este método es particularmente efectivo en sitios con alto riesgo de licuefacción y donde las técnicas de mejora del suelo no son factibles debido a limitaciones de espacio o costos. El suelo licuable es retirado hasta una cierta profundidad y reemplazado con gravas u otros materiales no susceptibles a la licuefacción. Este método es útil en áreas donde el nivel freático es alto y el riesgo de licuefacción es significativo (Youd et al., 2001).

2.2.13.4 Pilotes y Micropilotes

En algunos casos, puede ser más eficiente reforzar las estructuras en lugar de modificar el suelo. Esto incluye el rediseño de cimentaciones para distribuir de manera más efectiva las cargas y evitar asentamientos diferenciales en caso de licuefacción. Las cimentaciones profundas, como pilotes o zapatas, se extienden a través de las capas susceptibles y se apoyan en capas de suelo más estables o roca. Los pilotes penetran las



capas licuables y transmiten las cargas estructurales a estratos profundos y más resistentes, este método se utiliza en áreas donde la mejora de suelos es difícil o económicamente inviable (Boulanger & Idriss, 2004).

2.3 MARCO CONCEPTUAL

2.3.1 Análisis de la Susceptibilidad a la Licuefacción

Para poder evaluar si un suelo es susceptible a licuar tenemos que tomar en cuenta características y propiedades de los suelos que detallaremos a continuación, a través de todas estas características evaluaremos nuestra zona de estudio para definir si nuestro suelo es susceptible a licuar, este paso es crucial para poder pasar al siguiente paso que es evaluar el potencial de licuefacción.

2.3.1.1 Históricamente

Donde ocurrieron eventos sísmicos, terremotos, etc.; y se haya presentado el fenómeno de licuefacción existe una gran posibilidad de que el fenómeno se vuelva a repetir, esto sucede cuando las condiciones como nivel freático y otras características del suelo permanecen iguales después de ocurrido el fenómeno. Por lo general la licuefacción de suelos ocurre en la parte superior de la capa en dirección hacia el fondo de la misma capa y la compactación inversamente, nuestro autor nos indica que la licuefacción será repetitiva hasta que la compactación se haya completado (Youd et al., 2001).

“Licuefacción en el departamento de Puno, provincia de Carabaya y distrito de Ayapata 1747, intensidad VII (MM)”



2.3.1.2 Geológicamente: Origen del Suelo

Los suelos pueden formarse por procesos físicos, químicos y biológicos a lo largo de miles o millones de años, y su composición mineralógica, estructura y características mecánicas dependen de los materiales parentales y del entorno geológico donde se originan. En el contexto de la evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción, comprender el origen del suelo permite predecir su comportamiento bajo condiciones sísmicas y determinar su capacidad de resistir fenómenos de licuefacción; estos suelos pueden tener diferentes orígenes dependiendo de los procesos que han intervenido en su formación. Existen dos grandes categorías de suelos según su origen: suelos residuales y suelos transportados (Boulanger & Idriss, 2006).

Los suelos de origen **aluvial y costero**, debido a su naturaleza no cohesiva y su alta porosidad, son los más propensos a la licuefacción. Estos suelos, especialmente cuando están saturados, tienen una baja resistencia al corte y, bajo la acción de las ondas sísmicas, pueden experimentar un rápido incremento en la presión de poros, lo que disminuye su capacidad para soportar cargas y los convierte en suelos susceptibles a la licuefacción (Boulanger & Idriss, 2006).

Para la evaluación de nuestra susceptibilidad a la licuefacción según su origen del suelo, utilizaremos en siguiente cuadro elaborado por (Falcón & Ramirez, 2012):

Tabla 6

Valores de Susceptibilidad asignados al Origen del Suelo

Valores Asignados	Origen del Suelo
Alto (3)	“Depósitos sedimentarios, litorales actuales, fluviales activos, lacustres y de remoción en masa, rellenos antrópicos, depósitos eólicos y deltaicos”.
Medio (2)	“Depósitos coluviales y de remoción en masa”
Bajo (1)	“Depósitos de terrazas marinas, fluviales, lacustres y de remoción en masa, glaciofluviales, morrénicos y fluvioglaciares”.

Nota: datos extraídos de (Falcón & Ramirez, 2012), elaboración propia.

2.3.1.3 Geológicamente: Edad del Suelo

La edad geológica del suelo es un factor que determina el comportamiento mecánico y físico, así como su susceptibilidad a procesos como la licuefacción. La edad geológica se refiere al tiempo transcurrido desde la formación del suelo, y su evolución depende de procesos naturales como la meteorización, el transporte y la sedimentación. La clasificación geológica del suelo se basa en el tiempo de su formación y en los procesos que lo han afectado. Los suelos más jóvenes suelen ser más susceptibles a la licuefacción, mientras que los suelos más antiguos, que han experimentado procesos de consolidación y cementación a lo largo de millones de años, tienden a ser más estables y resistentes (Youd et al., 2001).

Tabla 7

Susceptibilidad a licuar para depósitos continentales, según su edad geológica.

Tipo de depósito	Edad geológica del depósito en años			
	Moderno	Holoceno	Pleistoceno	Pre Pleistoceno
	<500	<11 700	<1.6 mill.	>1.6 mill.
Canal de Río	Muy alta	Alta	Baja	Muy baja
Llanura de inundación	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Abanico	Alta	Baja	Baja	Muy baja
Terrazas marinas y llanuras	-	Baja	Muy baja	Muy baja
Deltas y deltas abanico	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Lacustre y playa	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Coluvial	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Talud	Baja	Baja	-	Muy baja
Dunas	Alta	Moderada	Baja	Muy baja
Loess	Alta	Alta	Alta	Muy baja
Till glaciario	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Tova	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Piroclasto	Alta	Alta	-	Muy baja
Sólidos residuales	Baja	Baja	Muy baja	Muy baja
Sebka	Alta	Moderada	Baja	Muy baja

Nota: datos extraídos de (Youd & Perkins, 1978), elaboración propia



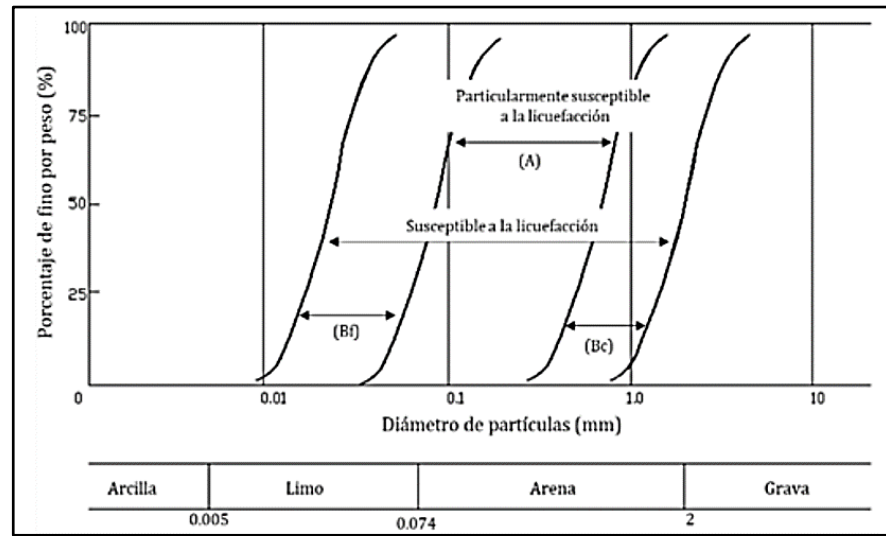
Los suelos, geológicamente hablando por su edad, son pre terciarios, terciarios y cuaternarios. Dentro los suelos cuaternarios son precisamente los actuales en esta época y en los que el fenómeno de licuefacción se da en mayor recurrencia, dentro de los suelos cuaternarios tenemos las edades del holoceno, pleistoceno y pre pleistoceno, siendo el Holoceno la edad actual.

2.3.1.4 Composición del Suelo: Granulometría

La forma de las partículas, su distribución, como interactúan entre ellas determina si el suelo licuará o no. La distribución de tamaños de grano es un factor de importancia para determinar la susceptibilidad de un suelo a la licuefacción. Los suelos formados principalmente por arenas mal graduadas y de tamaño medio o fino son los más susceptibles a la licuefacción durante un evento sísmico, especialmente si están saturados de agua, estos suelos permiten un aumento en la presión de poros cuando son sometidos a vibraciones, lo que provoca una pérdida temporal de resistencia y rigidez (Youd et al., 2001).

Figura 33

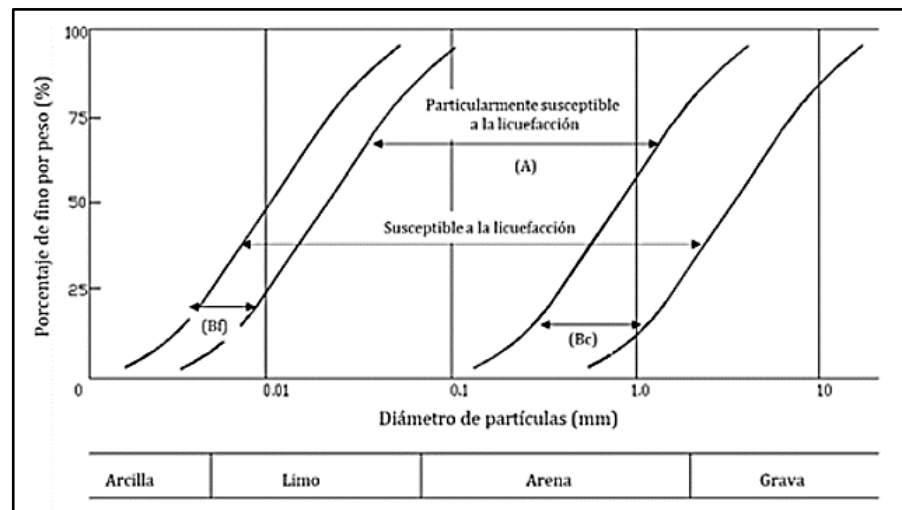
Rangos Granulométricos para Suelos mal Gradados



Nota: Extraído de (*Código de Cimentaciones de Costa Rica*, 1996, p. 162). La medida de gradación es el Coeficiente de Uniformidad C_u , mal gradado $C_u < 3.5$

Figura 34

Rangos Granulométricos para Suelos bien Gradados



Nota: Extraído de (*Código de Cimentaciones de Costa Rica*, 1996, p. 163). La medida de gradación es el Coeficiente de Uniformidad C_u , bien gradado $C_u > 3.5$.



La granulometría influye en la manera en que los poros entre las partículas permiten el paso del agua, y su capacidad para disipar la presión de poros acumulada durante un sismo. Por otro lado, los suelos más gruesos, como gravas bien graduadas, tienen una mayor capacidad de drenaje, lo que reduce significativamente el riesgo de licuefacción (R. B. Seed et al., 2003).

2.3.1.5 Composición del Suelo: Contenido de Finos

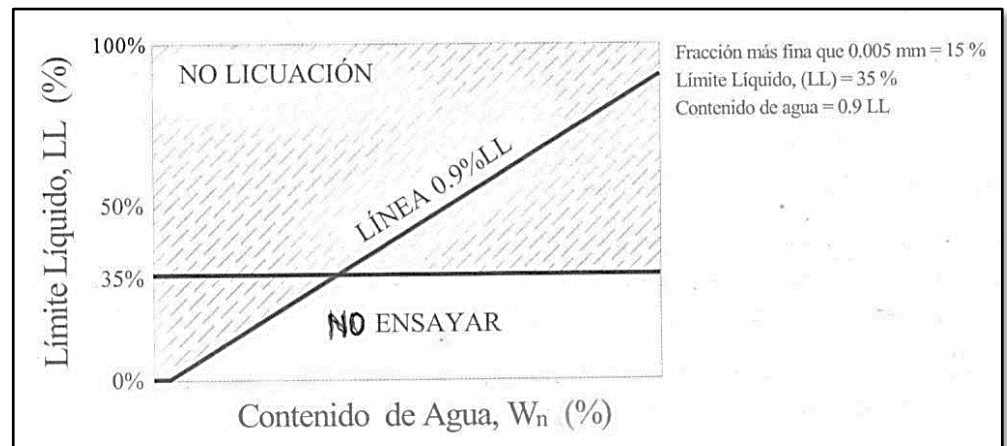
El contenido de finos en suelos es un parámetro geotécnico que describe la proporción de partículas pequeñas, como limos y arcillas, presentes en una muestra de suelo. Este contenido es fundamental para determinar el comportamiento mecánico del suelo, su capacidad de drenaje y su susceptibilidad a fenómenos como la licuefacción. Los finos se refieren a partículas con un diámetro inferior a 0.075 mm, y su presencia influye significativamente en las propiedades del suelo, como su plasticidad, cohesión y permeabilidad (Holtz et al., 2011).

El investigador (Wang, 1979), en su artículo “Some Findings in Soil Liquefaction” nos propone criterios a tomar en cuenta siempre y cuando el grado de saturación sea el del 100%, y estos son los siguientes:

- Arcillas, partículas menores a $0.005 \text{ mm} \leq 15\%$
- $L.L. \leq$ o igual al 35%
- Contenido de Humedad Natural $>$ o igual a 0.9 L.L.
- Índice de Liquidez $LI \leq 0.75$

Figura 35

Criterio Chino Modificado para Contenido de Finos



Nota: extraído de (Velazquez, 2018), imagen original de (Wang, 1979)

Claramente en la figura nos describe que se debería ensayar el potencial de licuefacción para la zona señalada.

Los estudiosos de (Andrews & Martin, 2000), nos propones que para determinar la susceptibilidad a la licuefacción existen ciertos parámetros, como son el contenido de finos, limite líquido, contenido de humedad, y el número de golpes N que nos brinda el ensayo del SPT; además nos propone la siguiente tabla como criterio de evaluación de susceptibilidad a la licuefacción.

Tabla 8

Susceptibilidad a Licuar en Suelos con presencia de Finos

Contenido	Límite líquido < 32	Límite líquido ≥ 32
Finos		
Fracción de arcilla < 10%	Susceptible	Pudiera ser susceptible (se recomienda ensayos adicionales)
Fracción de arcilla ≥ 10 %	Pudiera ser susceptible (se recomienda ensayos adicionales)	No susceptible

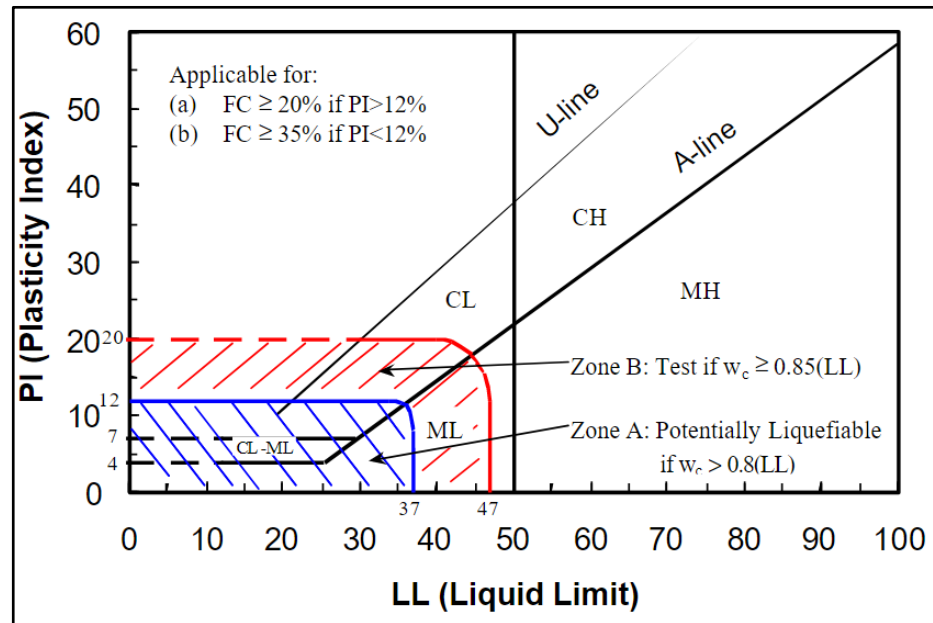
Nota: extraído de (Andrews & Martin, 2000), elaboración propia; tamaño de partícula de arcilla menor de 0.002mm, ensayo de Límites con la copa de Casagrande.

Finalmente, en últimas investigaciones realizadas por R. B. Seed et al. (2003), nos dicen que no se debería de usar el método del criterio Chino Modificado, con la justificación de que se han presentado casos de licuefacción de suelos donde el porcentaje de finos ha sido entre 10% y 15%..

A continuación, R. B. Seed et al. (2003) nos da conclusiones para suelos con importantes cantidades de contenido de finos, pero se puede aplicar si el contenido de finos $CF \geq 20\%$ entonces $IP > 12$ o $CF \geq 35\%$ entonces $IP < 12$:

Figura 36

Evaluación a la Susceptibilidad de licuar, suelos con Contenido de Finos (CF) significativos.



Nota: extraído de (R. B. Seed et al., 2003); PI : Índice de Plasticidad; LL: Límite Líquido; FC: Contenido de Finos; Wc: Contenido de Humedad.

- Zona A : Potencialmente Susceptible a la Licuefacción; siempre que el contenido de agua $W_c \geq 0.8$ Límite Líquido (LL).
- Zona B : Medianamente Susceptible; se deben de realizar ensayos con muestras inalteradas para confirmar $W_c \geq 0.85$ (LL).
- Zona C : No son Susceptibles a Licuar.

2.3.1.6 Profundidad del Nivel Freático

El nivel freático, o la profundidad a la que se encuentra el agua subterránea en un suelo, es un factor crucial en la evaluación de la



susceptibilidad a la licuefacción. La licuefacción es un fenómeno que ocurre principalmente en suelos saturados, por lo que la proximidad del nivel freático a la superficie del suelo puede aumentar significativamente el riesgo de licuefacción durante un sismo (S. L. Kramer, 1996).

González de Vallejo (2002), nos menciona que mundialmente en la mayoría de los casos que se han observado casos de licuefacción de suelos ocurrió lo siguiente:

- Nivel Freático < 3m, Susceptibilidad muy Alta
- Nivel Freático > 5m, Susceptibilidad muy baja

2.3.1.7 Profundidad del Estrato del Suelo

Las tensiones entre las partículas del suelo incrementan en una medida que la presión de recubrimiento será mayor (ósea a mayor profundidad); siendo mayor la tensión, menor será la susceptibilidad que ocurra licuefacción (Falcón & Ramirez, 2012).

- Profundidad >9m : Susceptibilidad Alta
- Profundidad <15m: Susceptibilidad muy baja

2.3.2 Análisis del Potencial de Licuefacción con SPT

Dentro de la ingeniería geotécnica, la determinación del potencial de licuefacción históricamente está basado en el ensayo de penetración estándar (SPT), primeramente, fue introducido por los investigadores (Terzaghi & Peck, 1948), el ensayo de penetración estándar históricamente es una de las herramientas más importantes en la identificación y evaluación de suelos susceptibles a la



licuefacción. Posteriormente otros investigadores desarrollaron aún más este enfoque ampliándolo a un método empírico basado en la resistencia a la penetración SPT para evaluar el potencial de licuefacción, correlacionando los valores de N del SPT con la resistencia cíclica del suelo, pero siempre para una magnitud de $M=7.5$ (Seed et al., 1983).

Investigaciones posteriores como las de S. Kramer & Stewart (2004), usan un factor de corrección que de acuerdo a sus investigaciones está diseñado para usarlos en magnitudes diferentes a la de $M = 7.5$, este factor lleva por nombre el termino MSF (Magnitud Scaling Factor), que se desarrollara en los siguientes puntos.

2.3.2.1 Relación de Esfuerzo Cíclico (CSR)

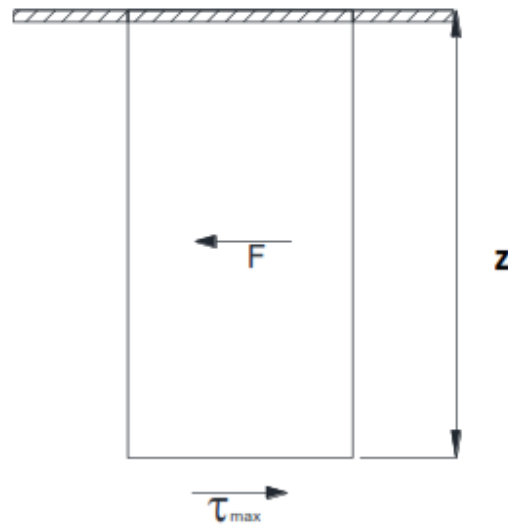
Para determinar el potencial de licuefacción se utilizará la metodología de esfuerzo cíclico cuando es causado por un terremoto o algún evento sísmico.

El CSR por sus siglas en inglés (Cyclic Stress Ratio), es la excitación de dinamismo que impone un movimiento sísmico, el cual afecta directamente al suelo o estrato de suelo, es fundamental determinar la amplitud, frecuencia y la duración del movimiento cíclico al que se somete (S. Kramer & Stewart, 2004).

Entonces el CSR que provoca un terremoto, tenemos que tener en cuenta algunos principios básicos, como una columna por unidad de ancho y longitud, esto no los explica (Day, 2012) lo podemos definir de la siguiente manera:

Figura 37

Escenario grafico para determinar el CSR.



Nota: extraído de (Day, 2012)

A partir de estas condiciones propuestas por H. B. Seed & Idriss (1971), nos dan la siguientes ecuación aproximada:

$$\text{CSR} = \frac{\tau_{\text{cyc}}}{\sigma'_{\text{vo}}} = 0.65 \frac{a_{\text{max}}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (11)$$

- CSR** : Relación de los Esfuerzos Cíclicos
- a_{max}** : Aceleración máxima en la superficie de terreno
- g** : Gravedad
- σ'_v, σ_v** : Presión efectiva y total del suelo
- r_d** : Factor de reducción de la aceleración, respecto a la profundidad

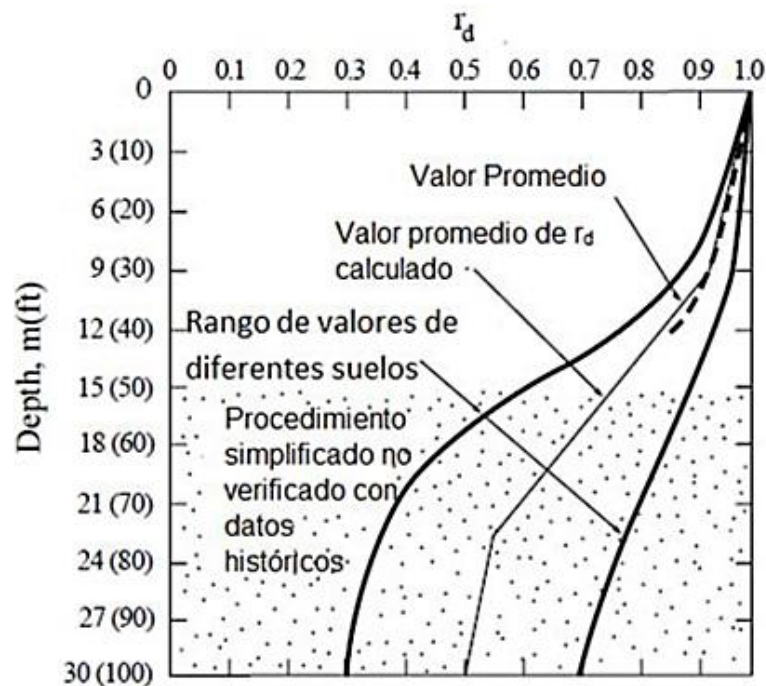
El **Factor de Reducción (r_d)** es utilizado en combinación con otros parámetros, como el número de golpes corregido del SPT (N_{60} , la densidad del suelo y el contenido de finos para estimar la resistencia a la

licuefacción de las capas de suelo durante un sismo. De esta manera, se ajusta las tensiones cíclicas a las que está sometido el suelo, permitiendo una evaluación más precisa del riesgo de licuefacción.

Con base en estudios empíricos, se ha encontrado que Factor de Reducción disminuye de manera no lineal conforme se incrementa la profundidad, alcanzando valores más bajos en profundidades mayores. Este factor suele tomar valores que varían entre 1 (en la superficie) hasta valores cercanos a 0.6 en profundidades mayores a 20 metros (S. Kramer & Stewart, 2004):

Figura 38

Variación del Factor de Reducción versus la profundidad.



Nota: extraído de (S. Kramer & Stewart, 2004), traducción en español propia.

Podemos sacar conclusiones rápidas del gráfico, teniendo en consideración que mientras más es la profundidad del estrato propenso a

licuar, el valor de CSR disminuye y esto nos indica que mientras a más profundidad menos susceptible a licuar.

Tabla 9

Capacidad portante de suelos cohesivos

Factor de Reducción, r_d	Profundidad del Estrato (m)
1.000-0.00765*z	≤ 9.15
1.174-0.02670*z	$9.15 < z \leq 23$
0.744-0.00800*z	$23 < z \leq 30$
0.500*z	$z > 30$

Fuente: Extraído de (Youd et al., 2001), de elaboración propia

Youd et al. (2001) nos propone una ecuación matemática, que consideran muy importante para poner en práctica en campos computacionales y matemáticos:

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (12)$$

Esta fórmula Youd en conjunto con otros investigadores nos dice que podremos hallar valores validos medios, pero que tienen mayor error en cuanto z sea más grande, se recomienda usar la ecuación en profundidades menores de 15 m.

2.3.2.2 Relación de Resistencia Cíclica (CRR)

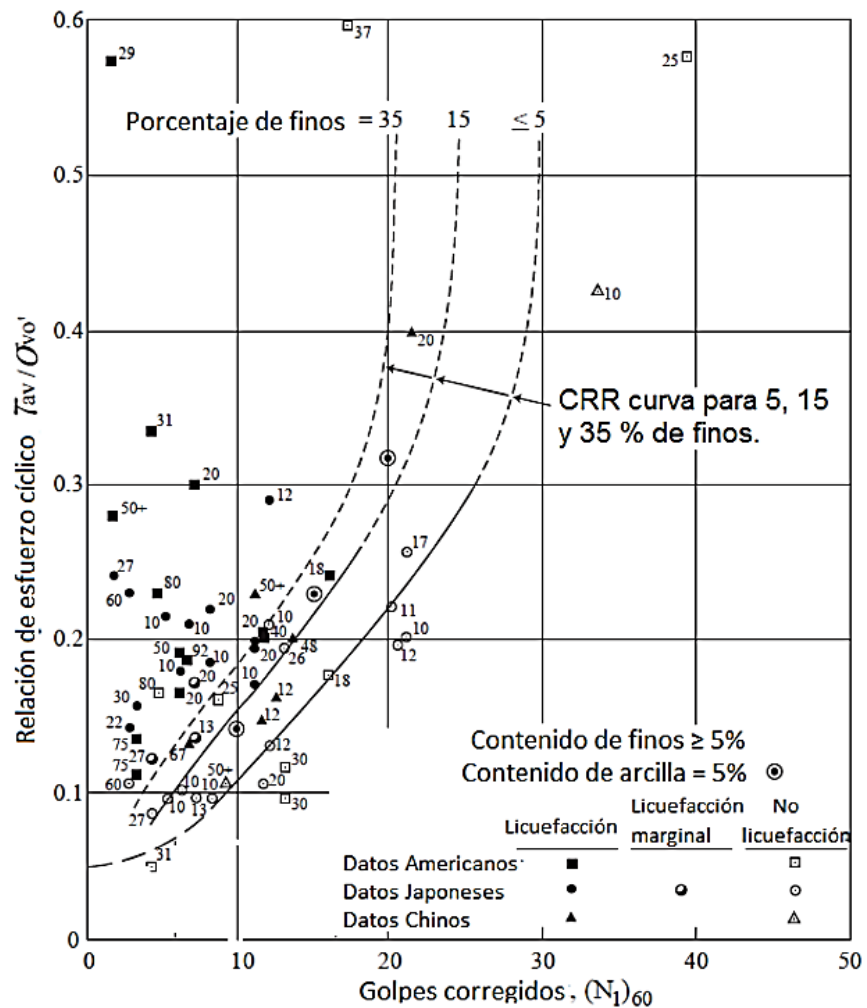
El termino CRR por definido así por sus siglas en inglés (Cyclic Resistance Ratio), para su determinación el método de H. B. Seed & Idriss (1971) es uno de los más utilizados para estimar el CRR en suelos basados

en los resultados del ensayo SPT. Los valores de $(N_1)_{60}$, que es el número de golpes corregido a una energía estándar, se correlacionan con el CRR mediante gráficas empíricas. En este método, se toma en cuenta la densidad relativa del suelo, la granulometría y el contenido de finos.

La densidad relativa del suelo, es tomada empíricamente de datos históricos, la granulometría y contenido de finos se pueden extraer de las muestras tomadas del ensayo SPT in situ.

Figura 39

CRR versus $(N_1)_{60}$, datos empíricos americanos, japoneses y chinos



Nota: extraído de (Youd et al., 2001).

Otros estudiosos como (S. Kramer & Stewart, 2004) desarrollaron una ecuación de la curva CRR para arenas limpias primeramente.

$$\text{CRR} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (13)$$

Donde:

CRR : Relación de Resistencia Cíclica

(N₁)₆₀ : N corregido del SPT

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el (N₁)₆₀, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (14)$$

donde:

(N₁)_{60cs} : N corregido, por la fracción de finos

α = 0 : CF ≤ 5%

α = e^[1.76-(190/CF²)] : 5% < CF < 35%

α = 5 : CF ≥ 35%

β = 1 : CF ≤ 5%

β = 0.99 + (FC^{1.5}/1000): 5% < CF < 35%

β = 1.25 : CF ≥ 35%

Finalmente, el CRR quedaría expresado generalmente como:

$$\text{CRR} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (15)$$

2.3.2.3 Correcciones al “N” numero de golpes del SPT

Respecto al Ensayo de Penetración Estándar (SPT), sus valores obtenidos a través del número de golpes N, deben de ser correctamente corregidos $(N_1)_{60}$, por haber sido afectado evidentemente por la presión efectiva de sobrecarga, y hacer demás correcciones de acuerdo a los equipos que se han utilizado.

En el libro de Ingeniería de Cimentación (B. Das, 2006), el autor cita a Skempton (1986), para proponernos la siguiente fórmula para corregir el N a través de coeficientes, numero del golpes del SPT:

$$(N_1)_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S * C_N \quad (16)$$

Donde:

- N** : Numero de golpes en campo del SPT
- C_E** : Corrección por energía
- C_B** : Corrección por diámetro de perforación
- C_R** : Corrección por longitud de varilla
- C_S** : Corrección por tipo de muestreador
- C_N** : Corrección por sobre carga

Donde todos los parámetros pueden ser tomando de la prueba in situ SPT, pero para el Factor de sobre carga corregido C_N , necesitaremos



aún más detalles de investigaciones, para esto citaremos a los investigadores Liao y Whitman (1986), que desarrolla la siguiente formula:

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_0}{Pa}} \quad (17)$$

Donde:

- σ'_0** : Presión efectiva
- Pa** : Presión atmosférica
- C_N** : Corrección por sobre carga

Para los coeficientes de factores de corrección (Youd et al., 2001), nos proponen los siguientes valores de acuerdo al tipo de equipo que se ha utilizado en el ensayo de SPT.

Tabla 10*Factores de corrección para los valores N del SPT*

Factor	Condicionante	Corrección
C_N	Presión efectiva	$(Pa/\sigma'_{v0})^{0.5}$
Presión de sobre carga		$2 > C_N$
C_E	Cilíndrico, Dona	0.5 – 1.0
Tipo de Martillo	Seguridad	0.7 – 1.2
	Automático cilíndrico	0.8 – 1.3
C_B	0.065m – 0.115m	1.00
Diámetro de Sondeo	0.150m	1.05
	0.200m	1.15
C_R	3m – 4m	0.75
	4m – 6m	0.85
Largo de Varilla	6m – 10m	0.95
	10m – 30m	1.00
	> 30m	< 1.00
C_S	Muestreador estándar	1.00
Tipo de Muestreador	Muestreador sin liners	1.10 – 1.30

Nota: Extraído de (Youd et al., 2001), de elaboración propia

Todos estos factores de corrección deben de ser asumidos de manera crítica por los investigadores, desarrolladores, innovadores que están inmersos en la materia, y ajustarse de acuerdo como desarrollaron su ensayo de SPT in situ.



2.3.2.4 Factor de Escala de la Magnitud del Sismo (MSF)

El MSF por sus siglas en inglés (Magnitud Scaling Factor) es un parámetro utilizado en la evaluación del potencial de licuefacción para ajustar el impacto que tiene la magnitud de un sismo en la resistencia de un suelo a la licuefacción. El MSF permite normalizar el esfuerzo cortante cíclico generado por un sismo con respecto a un evento sísmico de referencia de magnitud 7,5. Este ajuste es importante, ya que eventos sísmicos de diferentes magnitudes generan diferentes cantidades de ciclos de carga, afectando la probabilidad de que ocurra la licuefacción.

El MSF se emplea para corregir el CSR (Cyclic Stress Ratio), la cantidad de ciclos de carga que puede soportar un suelo varía dependiendo de la magnitud del evento sísmico. En términos entendibles a sismos más grandes (de mayor magnitud) inducen más ciclos de carga, lo que aumenta la posibilidad de que ocurra la licuefacción, mientras que sismos más pequeños generan menos ciclos (Youd et al., 2001).

Tabla 11*MSF para diferentes investigadores, según magnitud de sismo indicada*

M	Seed & Idriss (1982)	Ambraseys (1988)	NCEER (Seed et al., 2003)
5.5	1.43	2.86	2.21
6.0	1.32	2.20	1.77
6.5	1.19	1.69	1.44
7.0	1.08	1.30	1.19
7.5	1.00	1.00	1.00
8.0	0.94	0.67	0.84
8.5	0.89	0.44	0.73

Nota: elaboración propia, fuente indicada

Investigadores como S. Kramer & Stewart (2004), desarrollan propuestas matemáticas que se ajustan a resultados reales, esta expresión matemática se define como:

$$\mathbf{MSF} = (7.5/M)^n \quad (18)$$

Donde:

M : Magnitud del sismo**n** : Factor de magnitud;

si:

n=2.93 : $M \leq 7.5$ **n=2.56** : $M \geq 7.5$



Cabe resaltar que existen otras correlaciones para análisis con sobrecargas altas y para condiciones de terrenos en pendiente. Pero todas estas investigaciones han sido poco profundizadas y están latentes a la fecha; nuestra investigación no presenta ninguno de estos dos casos mencionados, debido a esto nos centraron al propósito de la investigación de esta tesis.

2.3.2.5 Factor de Seguridad del Potencial de Licuefacción

El Factor de Seguridad (FS) contra la licuefacción es un parámetro utilizado para evaluar el potencial de un suelo a la licuefacción. El FS se define como la relación entre la resistencia del suelo a la licuefacción y los esfuerzos generados por un sismo, y se usa para determinar si un suelo es susceptible a licuefacción bajo condiciones sísmicas específicas (H. B. Seed & Idriss, 1971). En términos de relaciones cíclicas sería:

$$FS = CRR/CSR \quad (19)$$

- La licuefacción tiene un inicio cuando el FS es menor que 1.0
- A mayor factor de seguridad, mayor es la resistencia a la licuefacción.
- Sin embargo, se han dado situaciones en que suelos han licuado con valores no muy mayor a 1. Para esto se considera seguro si el FS es mayor de 1.3.
- Por sentido común el FS va aumentando conforme el estrato de suelo este más profundo.

De acuerdo a (Martin et al., 1999), habrán consecuencias de acuerdo al factor de seguridad que se obtenga del estudio de potencial de licuefacción:

Tabla 12

Consecuencias en el suelo, relacionando el N corregido y el F.S.

Consecuencia	$(N_1)_{60}$	F.S.
Asentamientos	≤ 15	1.1
	≥ 30	1.0
Manifestación Superficial	≤ 15	1.2
	≥ 30	1.0
Deslizamiento Lateral	≤ 15	1.3
	≥ 30	1.0

Nota: elaboración propia, datos extraídos de (Martin et al., 1999, p. 25)

2.3.3 Métodos de mejora de terreno potencialmente licuable

Dentro de los métodos que se pueden desarrollar existen dos grandes grupos:

- Métodos que se aplicaran a obras nuevas, es decir métodos que se llevan a cabo antes del inicio de ejecución de un proyecto.
- Métodos que se pueden aplicar a obras existentes, en el cual se modificara las condiciones del terreno existente, en la estructura ya construida o en sus cimentaciones.

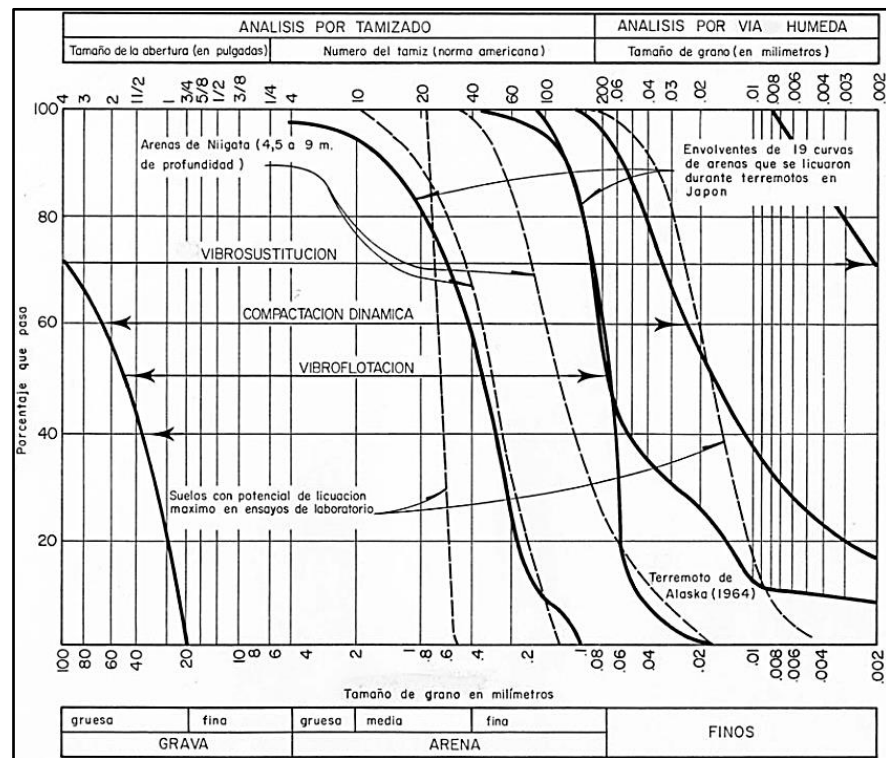
Para la presente investigación debido a que no tenemos estructuras previamente construidas en nuestra área de estudio, nos centraremos en desarrollar métodos de mejora de terreno orientados a obras nuevas.

2.3.3.1 Métodos de mejora de terreno orientados a obras nuevas

Trataremos 04 métodos principales de mejora del terreno vibroflotación, vibrosustitución, compactación dinámica clásica y reemplazo. Para lo cual se muestran a continuación rangos granulométricos de aplicación para cada uno de los métodos de mejora de terreno.

Figura 40

Curvas granulométricas para la aplicación de vibroflotación, vibrosustitución y compactación dinámica.



Nota: extraído de (Henríquez Pantaleon, 2007).

(a) **Vibroflotación**

Tiene como objetivo la mejora de la densidad del terreno en la cual un vibrador es introducido al terreno y lo penetra hasta la profundidad licuable o que se requiera, para penetrar usa su peso propio y las vibraciones (además si lo requiere es ayudado con agua a presión de 10 bares, lanzado por la punta del vibrador de hasta 30 litros por segundo). La vibración es transmitida al terreno principalmente horizontal y produce un reordenamiento de todas las partículas generando una estructura más densa.

El vibrador es alojado dentro de un tubo de 40 a 30 cm de diámetro, el cual cuelga de la grúa. Este vibrador es impulsado a vibrar por un motor excéntrico el cual rota a altas revoluciones por minuto, el cual puede estar accionado por energía eléctrica o energía hidráulica. Alcanza amplitudes de 5.0 a 40.0 mm y frecuencias de 18000 a 3000 rpm (Henríquez Pantaleon, 2007).

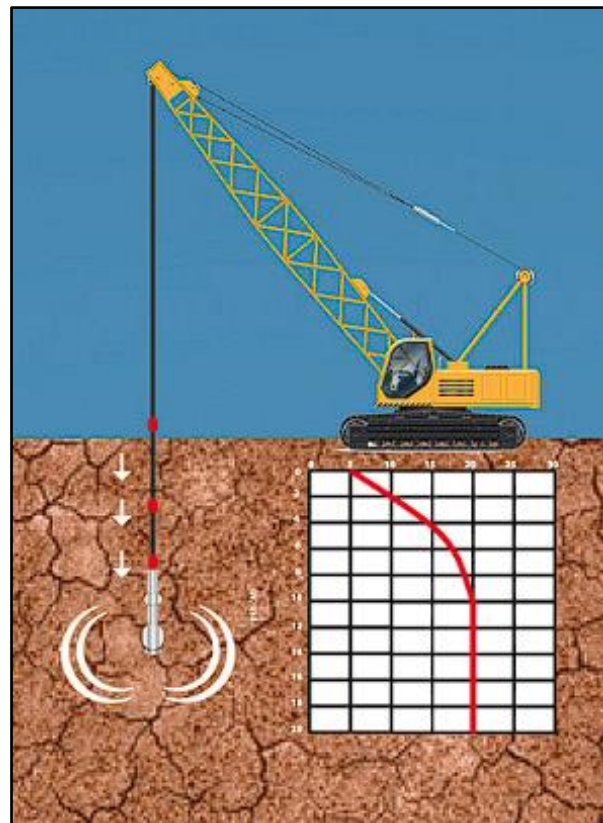
Este método es efectivo para suelos con un contenido de finos menor a 10% - 15% y la máxima profundidad para usar este tratamiento puede llegar a ser 20 metros (Henríquez Pantaleon, 2007).

La vibroflotación es una técnica de mejora de suelos que se utiliza principalmente en terrenos granulares y es recomendada para profundidades que oscilan entre 10 y 30 metros, dependiendo de las características del suelo y el tipo de proyecto. Esta técnica emplea un equipo conocido como vibroflotador, el cual genera vibraciones de alta frecuencia y baja amplitud para reordenar las partículas del suelo,

aumentando su densidad y mejorando sus propiedades de resistencia, lo que es particularmente útil en zonas con riesgo de licuefacción o asentamientos excesivos (Kirsch & Bell, 2012).

Figura 41

Compactación por vibroflotación



Nota: extraído de (Soilsolution, 2024).

(b) Vibrosustitución, columnas de grava o arena

Este es un método de mejora de la densidad del suelo y reforzamiento del terreno, su proceso constructivo es parecido a la vibroflotación, pero a diferencia del caso anterior, es usado y recomendado en suelos limo-arcillosos, areno-limosos o areno-arcillosos con un contenido de finos mayor al 15%, este tipo de suelos no responden



favorablemente a la vibroflotación y este método recurre a la construcción de columnas de grava o arena para su mejora, dando lugar a una sustitución en los puntos definidos para su tratamiento.

El vibrador penetra hasta la profundidad deseada y el hueco se rellena de material granular sin finos, este tiene q ser compactado; el proceso puede ser manejado “húmedo” con expulsión de agua de la punta del vibrador que eliminará los finos o también de manera “seca” con la ayuda de aire comprimido, en ambas situaciones la alimentación del material granular puede ser aportado desde la superficie o desde el fondo (Henríquez Pantaleon, 2007).

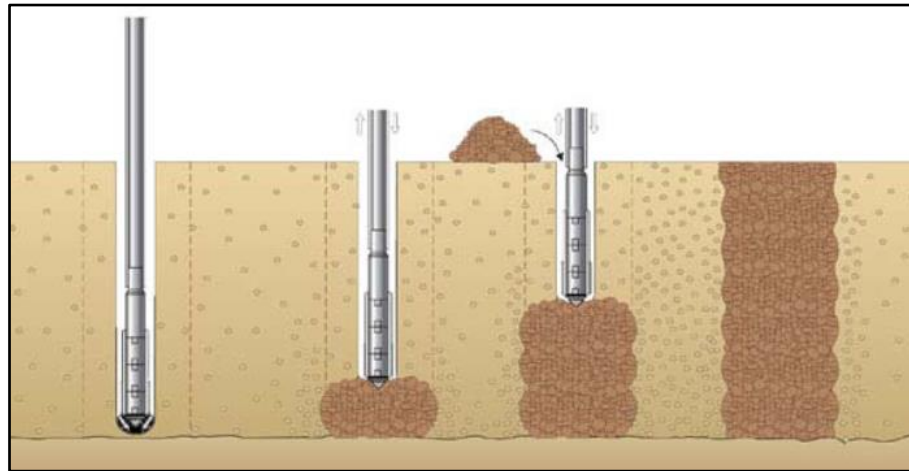
Este tipo de mejoramiento tiene como ventaja que además de mejorar la densidad y reforzar el terreno, mejora las condiciones de drenaje del estrato a mejorar. Se aplica en los vértices de una malla, que normalmente es triangular.

La vibrosustitución es más adecuada para profundidades que oscilan entre 10 y 25 metros, dependiendo de las condiciones del terreno y los requerimientos del proyecto (Kirsch & Bell, 2012).

La profundidad máxima a la que se recomienda usar este método es de 30 metros, pero teniendo en cuenta el propósito de esta tesis, la licuefacción no se produce por debajo de los 20 metros de profundidad.

Figura 42

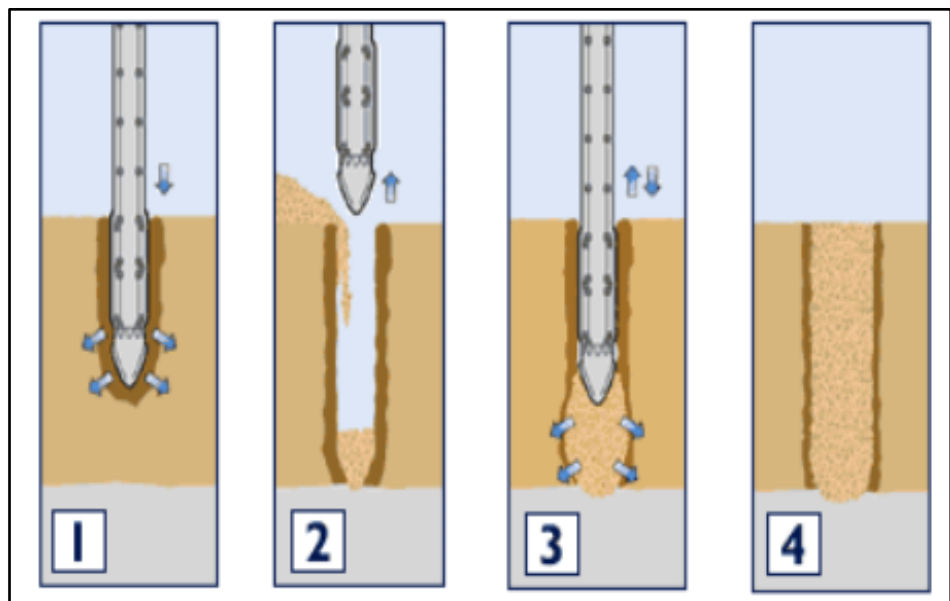
Esquema del tratamiento de vibrosustitución



Nota: extraído de (Henríquez Pantaleon, 2007)

Figura 43

Pasos para el tratamiento de vibrosustitución



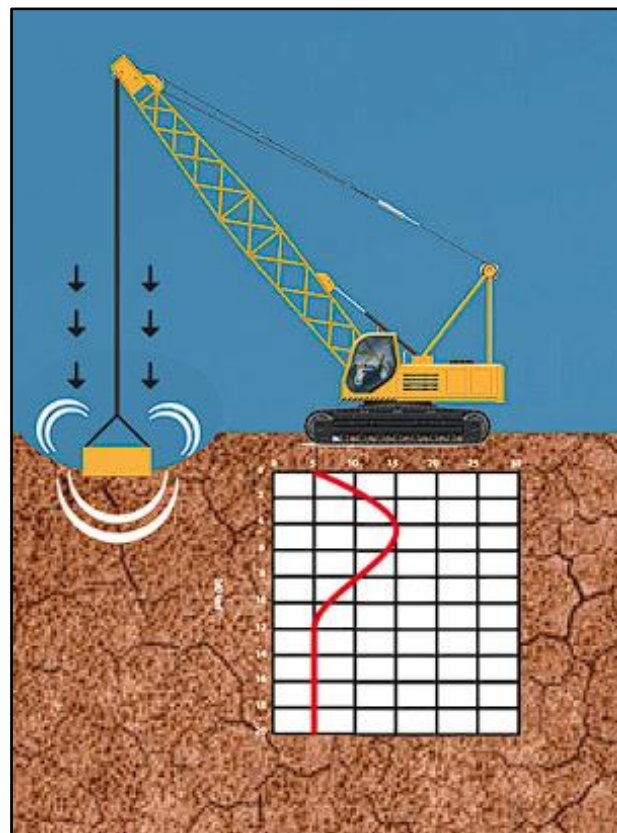
Nota: 1) El vibrador penetra debido a su peso, vibraciones y de acuerdo al requerimiento ayudado con agua a chorros o aire comprimido. 2) Se le abastece de material granular definido. 3) Se compacta el material mediante vibración (metiendo y sacando el vibrador). 4) Se muestra la columna de grava o arena completa. Extraído de (Henríquez Pantaleon, 2007).

(c) Compactación dinámica clásica

Con este método se logra una mejor densificación del terreno, esto es provocado por una aplicación repetitiva de impactos de gran energía en los puntos convenientemente espaciados en la superficie.

Figura 44

Compactación dinámica

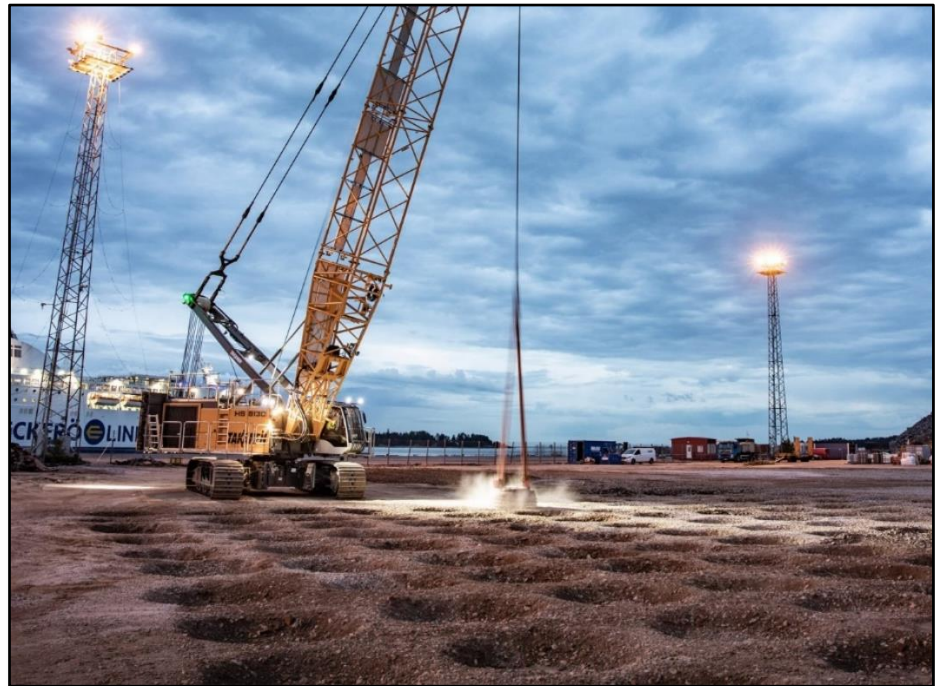


Nota: extraído de (Soilsolution, 2024)

Básicamente lo que se hace repetitivamente es dejar caer grandes pesos (de 10 a 20 toneladas) de alturas elevadas (de 15 a 30 metros) hasta compactar el terreno, luego de observar que ya no hay más variaciones de volumen en el terreno; se detiene el trabajo hasta que se disipe la presión intersticial y se procede a dar una nueva pasada.

Figura 45

Cráteres formados por la compactación dinámica



Nota: extraído de (*Compactación dinámica de suelos*, 2024)

Antes de comenzar con este método es de importancia prever la mejora que se quiere lograr y en función a esto, se debe de definir un programa de ejecución en aspectos como son: asiento instantáneo, energía de saturación, número de fases de energía de saturación, separación de puntos de impacto en el terreno, número de impactos por punto y en cada fase, también es importante el periodo de disipación de presiones intersticiales.

Este método pierde su eficacia en suelos semisaturados o saturados cuyo contenido de finos sean mayores a un 15% a 20% y no es recomendable debido a que su proceso se vuelva muy lento. De datos que se obtuvieron en 06 casos reales (Armijo Palacio, 1995) y estudios



realizados por investigadores (Mayne et al., 1984), la profundidad en la que puede lograr influir (D) la compactación dinámica vendría a estar establecida por:

$$D = n\sqrt{W \cdot H} \quad (20)$$

Donde:

- D : La profundidad a la que puede llegar a influir la compactación dinámica.
- n : Coeficiente que varía entre 0.6 (gravas y arenas limpias) y 0.35 (arenas limosas y limos con IP <10%) aprox.
- W : 20 toneladas normalmente, capacidad de las grúas actualmente disponibles en el mercado.
- H : 30 metros normalmente, capacidad de las grúas actualmente disponibles en el mercado.

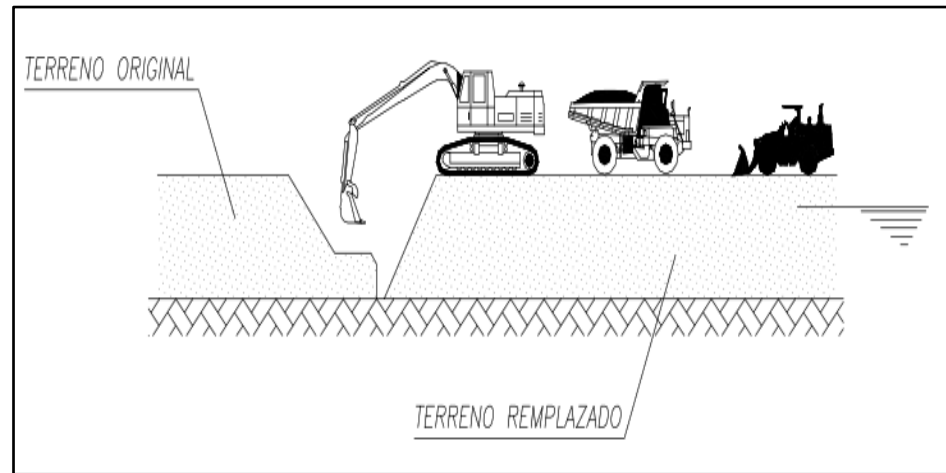
Se concluye que para hacer uso de la compactación dinámica es recomendable que el o los estratos a compactar estén entre una profundidad de 7 a 12 metros como máximo.

(d) Reemplazo

El reemplazo como su nombre propiamente lo indica, consiste en minimizar el riesgo de licuación mediante la excavación del estrato susceptible a licuar y reemplazarlo por otro material que no sea potencialmente licuable y fácilmente compactable.

Figura 46

Método de reemplazo



Nota: extraído de (Henríquez Pantaleon, 2007)

El método de reemplazo de terreno es una técnica de mejora de suelos utilizada principalmente en terrenos muy blandos, inestables o con alto contenido de materia orgánica, donde otros métodos de compactación o estabilización no son eficaces. Este procedimiento consiste en retirar el suelo débil y reemplazarlo por un material de mejor calidad, como grava, arena compactada, o materiales estabilizados con cemento o cal. Este método se aplica cuando las capas superficiales del terreno son incapaces de soportar cargas estructurales o cuando hay un alto riesgo de asentamientos excesivos (B. M. Das & Sobhan, 2014).

El reemplazo de terreno es más adecuado para profundidades superficiales, típicamente de 1 a 5 metros, ya que el costo y la logística del proceso aumentan significativamente con la profundidad. En casos excepcionales, como en proyectos de infraestructura crítica, puede extenderse hasta los 10 metros, pero suele ser menos viable



económicamente en comparación con técnicas como la vibrosustitución o el uso de pilotes (B. M. Das & Sobhan, 2014).

Además, en áreas cercanas a cuerpos de agua, como el lago Titicaca, es crucial garantizar que el material de reemplazo no afecte la calidad del agua ni interfiera con las normativas ambientales locales.

2.3.4 Ensayo de Penetración Estándar (NTP 339.133)

La Norma Técnica Peruana NTP 339.133, elaborada por el Comité Técnico Permanente de Geotecnia, establece el procedimiento para el ensayo de penetración estándar (SPT) en suelos. Este documento, que se originó entre abril de 1996 y enero de 1998, se basa en la norma ASTM D 1586-84 y fue oficializado el 14 de mayo de 1999.

El método que nos indica la norma consiste en hincar un muestreador de caña partida en el suelo para obtener una muestra representativa y medir la resistencia del suelo a la penetración. Este método es ampliamente utilizado en proyectos de exploración geotécnica y permite la obtención de datos correlacionados con el comportamiento de estructuras de tierra y cimentaciones.

- Principios del Método:

El SPT se realiza mediante la caída libre de un martillo de 140 lb (63,5 kg) desde una altura de 30 pulgadas (76 cm) sobre un cabezal conectado al penetrómetro o caña partida. La resistencia a la penetración se mide a través del número de golpes N necesarios para penetrar 12 pulgadas (30 cm), los primeros 15 cm son de asiento y no se toman en cuenta. La prueba nos proporciona y es importante para obtener los siguientes datos:

- Ubicación y espesor de los estratos
- Nivel freático
- Obtención de muestras alteradas
- Resistencia a la penetración, son los más importantes entre otros.

Figura 47

Sondeo SPT-01 de la presente investigación



Nota: fotografía propia.

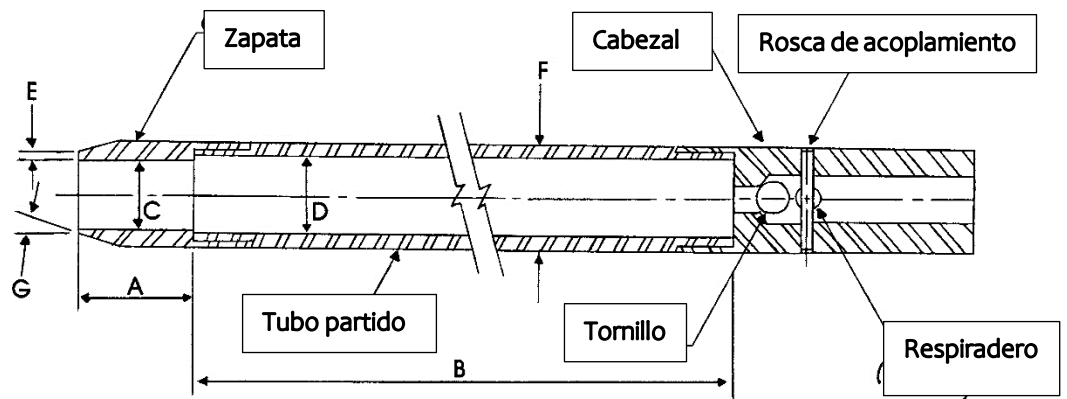
- **Equipos:**

Equipos de Perforación: Se acepta cualquier equipo que garantice una cavidad limpia y estable para el muestreo. Se mencionan diferentes tipos de brocas y barrenos que pueden ser utilizados, especificando sus dimensiones y características. Para nuestro proyecto se utilizó:

- Martillo (mazo) de seguridad de peso 140 lb o 63.5 kg.
- Sistema de caída desde un trípode y polea.
- Soga de material animal.
- Malacate con motor de 100 RPM (mínimamente).
- Barras unidas con juntas, varillaje.
- Caña partida o cuchara SPT.
- Posteadora o barrena de mano de diámetro 0.10m.

Figura 48

Muestreador de Caña Partida, esquema



Nota: extraído de (ASTM International, 2014), traducción propia.

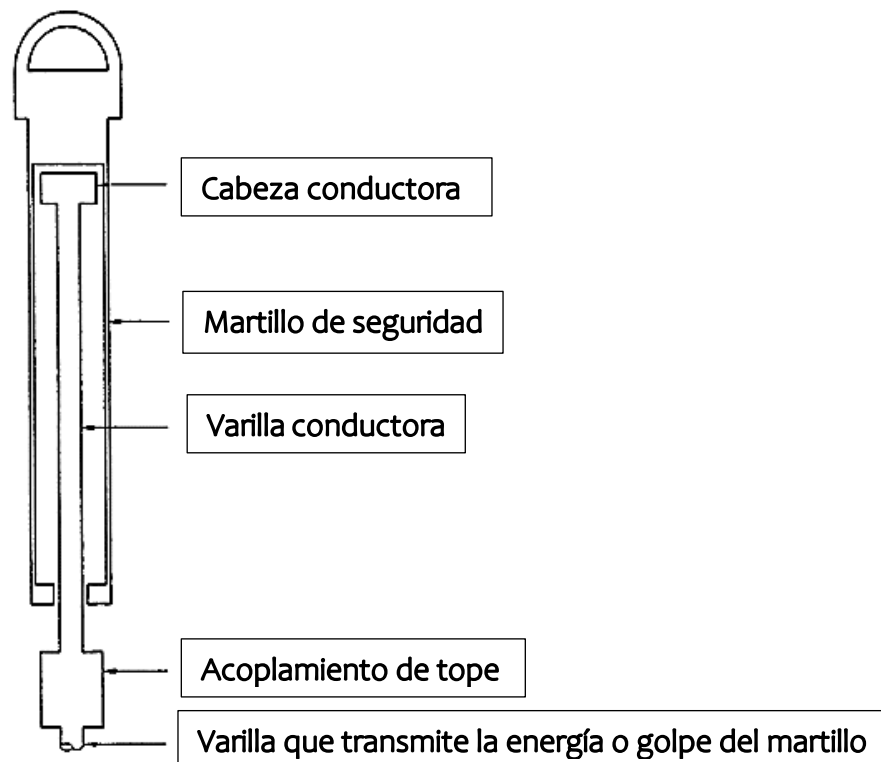
donde:

- A = 1.0" a 2.0" (25 a 50 mm)
B = 18.0" a 30.0" (0.457 a 0.762 m)
C = 1.375" ± 0.005" (34.93 ± 0.13 mm)

- D = $1.50'' \pm (0.05'' \text{ a } 0.00'')$ o ($38.1 \pm 1.3 \text{ a } 0.0 \text{ mm}$)
- E = $0.10'' \pm 0.02''$ ($2.54 \pm 0.25 \text{ mm}$)
- F = $2.00'' \pm (0.05'' \text{ a } 0.00'')$ o ($50.8 \pm 1.3 \text{ a } 0.0 \text{ mm}$)
- G = $16.0^\circ \text{ a } 23.0^\circ$ (Angulo de inclinación)

Figura 49

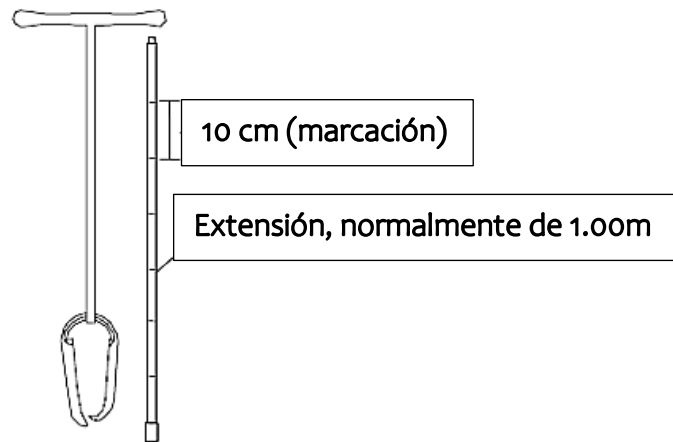
Esquema del Martillo de Seguridad



Nota: extraído de (ASTM International, 2014), traducción propia.

Figura 50

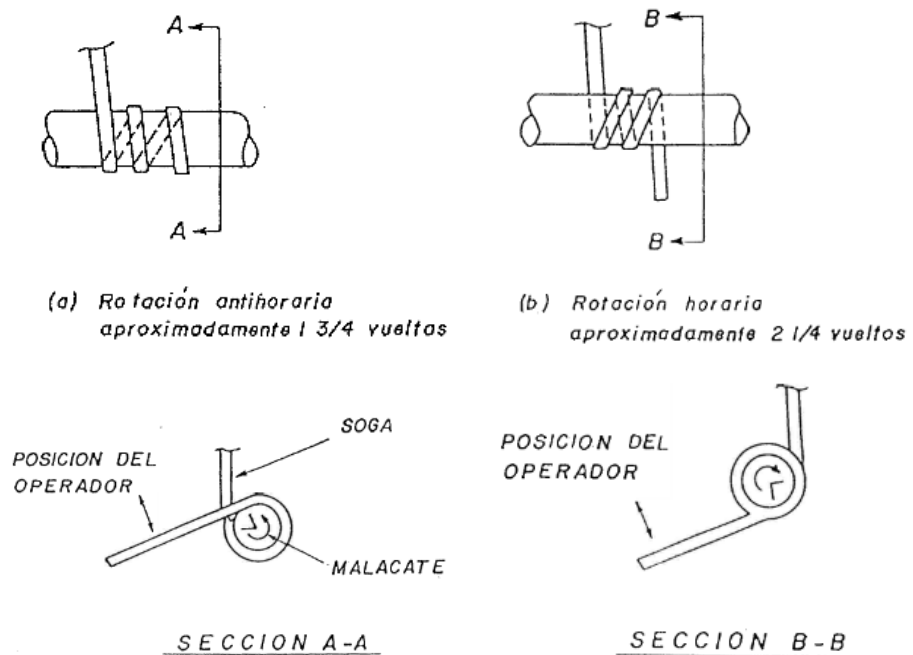
Posteadora usada para el ensayo SPT, esquema



Nota: extraído de (ASTM International, 2014)

Figura 51

Numero de vueltas de la sogá en el malacate



Nota: extraído de (ASTM International, 2014). El malacate estará esencialmente libre de óxido, aceite o grasas y tener un diámetro en el rango de 6 a 10 pulgadas.

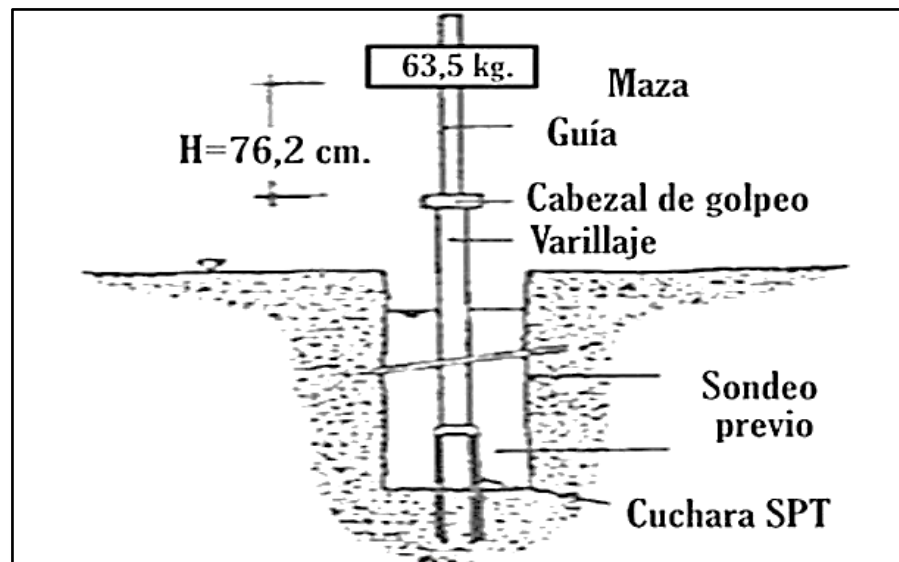
Procedimiento de Perforación: El sondaje debe avanzar en incrementos estratégicos que proponga el especialista, permitiendo un

muestreo continuo o intermitente, los intervalos típicos son de 5 pies (0.15 m). Se deben evitar métodos que puedan alterar el suelo, como el uso de brocas de descarga de fondo.

- En la presente investigación se hizo uso de una posteadora (ver Figura 50), con extensiones de acoplamiento cada 1.00m, y marcados cada 0.10m.

Figura 52

Esquema de la Mecánica del ensayo SPT



Nota: extraído de (ASTM International, 2014)

- **Ensayo:**

Una vez alcanzada la profundidad de muestreo, se debe asegurar el muestreador a las varillas y aplicar golpes de martillo para hincarlo. Se registran los golpes necesarios para cada incremento de 6 pulgadas (0.15 m), y la suma de los golpes de los segundos y terceros incrementos se considera el "valor de N", registrarlos correctamente.



El ensayo concluye cuando ocurran uno de los siguientes casos:

- Se han aplicado un total de 50 golpes en cualquiera de los 03 tramos de 0.15 m (0.5 pies) y no penetró un tramo completo.
- Luego de 100 golpes, no se avanzó los 03 tramos.
- Si no hay avance o el avance es nulo, luego de aplicar 10 golpes sucesivos.

- **Muestreo:**

Este paso es para poder recuperar la muestra extraída en la caña partida del equipo SPT, para esto realizaremos los siguientes pasos:

- Lleve el muestreador a la superficie y ábralo. Registre el porcentaje de recuperación al 1 % más cercano o la longitud de la muestra recuperado con una precisión de 30 mm (0,1 pies) más cercana.
- Coloque una o más porciones representativas de la muestra en recipientes herméticos. Evitar la evaporación del contenido de humedad de la muestra.
- Colocar etiquetas.

Figura 53

Obtención de muestras herméticas, sondeo SPT-03



Nota: fotografía propia

- **Correlaciones del número de golpes N del SPT:**

Angulo de fricción (φ): Dentro de las correlaciones a partir de los numero de golpes del SPT, tenemos la propuesta hecha por los investigadores Peck et al. (1974) para suelos granulares:

$$\varphi = 27.1 + 0.3*N_1 - 0.00054*(N_1)^2 \quad (21)$$

Donde:

φ : Angulo de fricción pico en grados

N_1 : $C_N * N$

C_N : Corrección por sobrecarga



N : Numero de golpes de campo

Densidad Relativa (Dr): En el libro de B. M. Das & Sobhan (2014) nos muestran las correlaciones aproximadas del N del SPT con la densidad relativa del suelo, esta aplicado recomendablemente en arenas.

Tabla 13

Relación de N del SPT y la Densidad Relativa (Dr) en arenas.

Numero de golpes corregido, N_1	Aproximación de la Densidad Relativa (%)
0-5	0-5
5-10	5-30
10-30	30-60
30-50	60-95

Nota: elaboración propia, fuente (B. M. Das & Sobhan, 2014)

Donde:

N_1 : $C_N * N$

C_N : Corrección por sobrecarga

N : Numero de golpes de campo

Consistencia en Arcillas: Aun que en la actualidad este criterio es cuestionado, a continuación, se presenta la tabla que relaciona en N del SPT con la resistencia a compresión simple de una arcilla.

Tabla 14

Relación de N del SPT con la Consistencia de Arcillas y q_u

N	Consistencia	Compresión Simple (q_u) (kN/m²)
0-2	Muy blanda	0-25
2-5	Blanda	25-50
5-10	Rigidez media	50-100
10-20	Firme	100-200
20-30	Muy Firme	200-400
>30	Dura	>400

Nota: elaboración propia, fuente (B. M. Das & Sobhan, 2014)

N : Numero de golpes de campo

q_u : Capacidad portante ultima

2.3.5 Ensayo Limite Líquido (NTP 339.129)

El límite líquido es el contenido de humedad a partir del cual un suelo pasa de un estado plástico a un estado semilíquido. En otras palabras, es el contenido de humedad en el cual el suelo comienza a fluir como un líquido cuando se le aplica una pequeña fuerza.

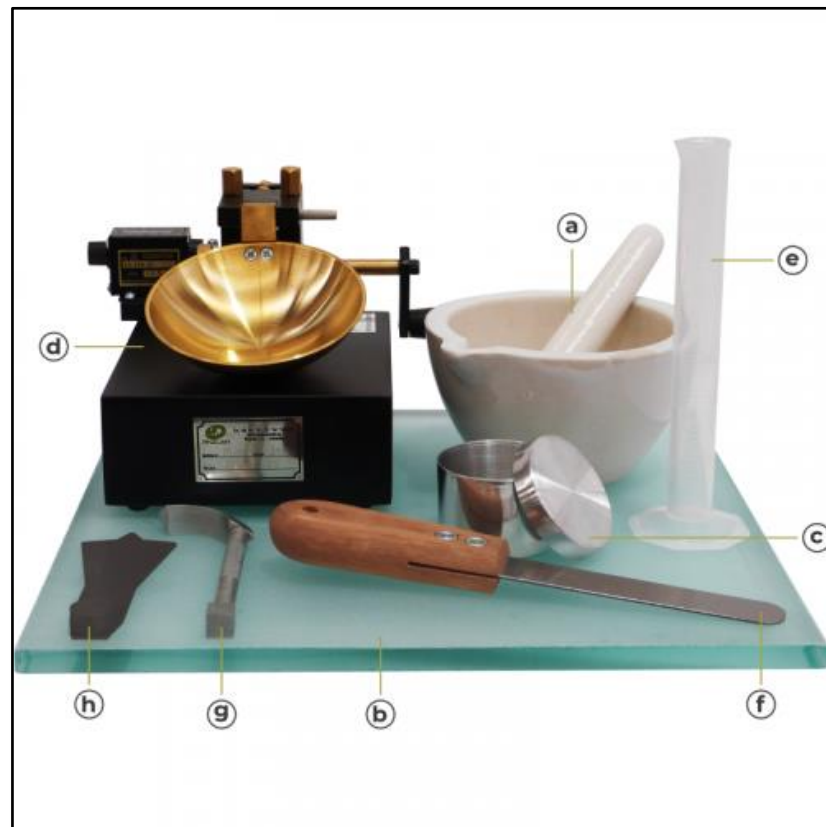
2.3.5.1 Equipos e Instrumentos:

- Recipiente para contener la muestra de suelo
- Espátula para homogenizar el suelo
- Copa de Casagrande y su acanalador
- Recipiente hermético para almacenar las muestras antes de meterlas al horno.

- Balanza de precisión 0.01g
- Horno a temperatura de 110 +/- 5 grados Celsius.

Figura 54

Equipos para determinar el Limite Liquido



Nota: Extraído de (*Conjunto para determinar el límite líquido*, 2020). Donde **a)** Mortero o recipiente para mezclar el suelo, **b)** Placa de vidrio, **c)** Recipiente para conservar la humedad, **d)** Copa Casagrande, **e)** Probeta de plástico, **f)** Espátula flexible de 1", **g)** Acanalador metálico de media luna, **h)** Acanalador plano

2.3.5.2 Procedimiento Multipunto:

- Tómese una muestra de suelo entre 150gr y 200gr que pase el tamiz N° 40 y colocarla en un recipiente.
- Homogenizar el suelo con una espátula y agua destilada.



- Colocar suficiente cantidad en la copa de Casagrande, que tiene una base de latón con una cuchilla metálica, de tal manera que se nivele la superficie, cuando la copa esta en contacto con la base.
- Al suelo colocado dentro de la copa se le realiza una ranura en su parte central utilizando una herramienta estándar, llamado ranurador.
- La copa se deja caer repetidamente desde una altura de 10 mm hasta que la ranura se cierre a lo largo de una longitud de 12.7 mm (0.5 pulgadas) tras un número determinado de golpes.
- La velocidad de los golpes es de 2 golpes/segundo
- El número de golpes se registra, y el contenido de humedad en el momento en que la ranura se cierra se considera el límite líquido.
- El ensayo se realiza varias veces (mínimo 03 veces), y los resultados se grafican en función del número de golpes para obtener el límite líquido correspondiente a 25 golpes.
- El rango de golpes recomendados es para el primero de 25 a 35, segundo de 20 a 30 y el ultimo de 15 a 25.
- Determinar el contenido de humedad de las 3 pruebas realizadas.

2.3.5.3 Cálculos:

- Realizar una gráfica de contenido de humedad “W” vs número de golpes N, en una escala semilogarítmica, donde el W es la



ordenada en escala aritmética y N abscisa en escala logarítmica. Realizar la mejor línea posible que pase por los 3 puntos (03 pruebas que se realizaron).

- El contenido de humedad W que corresponde a la abscisa de 25 N, es el límite líquido de la muestra de suelo.
- El rango de variación aceptable de dos resultados de Límite Líquido es de 2.4%.

2.3.6 Ensayo Limite Plástico (NTP 339.129)

El límite plástico es el contenido de humedad bajo el cual un suelo pasa de un estado plástico a uno sólido quebradizo. Para determinar este parámetro, el suelo debe poder ser moldeado en un cilindro de 3.2 mm (1/8 de pulgada) de diámetro antes de romperse.

2.3.6.1 Equipos e Instrumentos:

- Recipiente para contener la muestra de suelo
- Espátula para homogenizar el suelo
- Placa de vidrio
- Recipiente hermético para almacenar las muestras antes de meterlas al horno.
- Balanza de precisión 0.01g
- Horno a temperatura de 110 +/- 5 grados Celsius.

2.3.6.2 Procedimiento:

- Preparar una porción de 20gr. de muestra de suelo del material preparado para el ensayo de limite líquido.

- Homogenizar el suelo con una espátula y agua destilada.
- Colocar tomar porciones de 2.0gr y formar rollos con el espécimen sobre la placa de vidrio.
- El rollo o hilo debe de ser máximo de un diámetro de 3.2mm antes de romperse (en no más de 2 minutos, tomando en cuenta que son 80 o 90 pasadas de palma de mano por minuto).
- La presión de la palma de la mano varía de acuerdo al tipo de suelo y la pericia del operador.
- Para una muestra la suma de rollos o hilos debe ser como mínimo 6gr.
- Al menos se debe de tener dos muestras de 6gr mínimamente.

Figura 55

Ensayo de Límite Plástico



Nota: Fotografía propia



2.3.6.3 Cálculos:

- El promedio del contenido de humedad W de las 2 muestras tomadas, es el límite plástico de la muestra de suelo.
- El rango de variación aceptable de dos resultados de Límite Plástico es de 2.6%.
- El Índice de Plasticidad; $IP = LL - LP$.

2.3.7 Ensayo Análisis Granulométrico (NTP 339.128)

El ensayo de análisis granulométrico por tamizado (para partículas mayores a 75 μ m), es un procedimiento que permite analizar la distribución de tamaños de partículas de un suelo. Esta información es fundamental para clasificar los suelos y predecir su comportamiento frente a diferentes condiciones de carga, compactación, drenaje y estabilidad. La norma técnica peruana ha sido referenciada con la norma ASTM D-422, (*NORMA TÉCNICA PERUANA NTP 339.128*, 1999).

El objetivo del ensayo es determinar la proporción de las diferentes fracciones de partículas en una muestra de arena o de muestras con partículas más finas (el cual es el propósito de nuestra investigación), permitiendo obtener una curva granulométrica que refleje la distribución de tamaños de las partículas en el suelo. Esta curva nos permite la clasificación del suelo, su compactación y su estabilidad frente a cargas mecánicas.



2.3.7.1 Equipos e Instrumentos:

- Balanza de precisión a 0.01gr. para pasante la malla N°10 y para los retenidos en la malla N°10 con sensibilidad a 0.1% del peso de la muestra.
- Juego de tamices de malla cuadrada de acuerdo a la ASTM

Tabla 15

Tamices y sus aberturas para el ensayo de granulometría

Tamiz	Abertura	Tipo de suelo
ASTM	(mm)	
3"	76,12	
2"	50,80	
1"	38,10	GRAVA
3/4"	25,40	
3/8"	19,05	
N°4	9,52	ARENA GRUESA
N°10	4,76	
N°20	2,00	ARENA MEDIA
N°40	0,84	
N°60	0,42	
N°140	0,25	ARENA FINA
N°200	0,105	

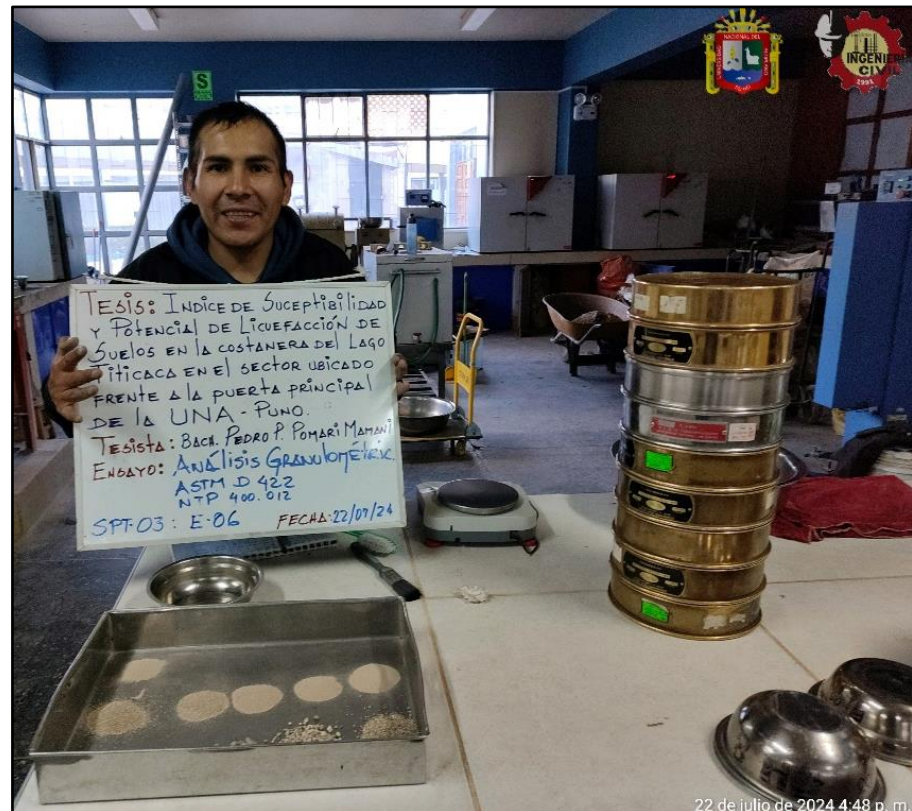
Nota: elaboración propia, fuente (*NORMA TÉCNICA PERUANA NTP 339.128, 1999*)

- Cepillo de alambre y brochas

- Agua destilada
- Recipientes
- Horno a temperatura de 110 ± 5 grados Celsius.

Figura 56

Herramientas y aparatos usados en el ensayo de granulometría



Nota: Fotografía propia.

2.3.7.2 Procedimiento:

- Secar la muestra de suelo en el horno a temperatura de 110 ± 5 grados Celsius.
- Elija una cantidad de muestra de suelo según la siguiente tabla y pésela.

Tabla 16

Muestra a utilizar en función a Tamaño Máximo Nominal (TMN)

TMN en mm	Mínimo en gramos
4.75	300
9.50	1000
19.00	2500
37.50	5000

Nota: elaboración propia, fuente (*NORMA TÉCNICA PERUANA NTP 339.128, 1999*)

- Lavar la muestra de suelo sobre la malla N°200.
- Montar la malla N°16 sobre la malla N°200 y vaciar el agua de lavado que contiene solidos suspendidos y disueltos sobre los tamices montados. Repetir hasta tener un agua clara.
- Secar la muestra de suelo lavado en el horno a temperatura de 110 +/- 5 grados Celsius.
- Determine el nuevo peso seco con una precisión del 0.01gr.
- Superponer las mallas en orden ascendente hasta la malla número N°4, es decir: Fondo, N°200, N°140, N° 60, N°40, N°20, N° 10 y finalmente N°4.
- Colocar la última muestra seca y pesada en la malla N°4
- Tamizar cada número de malla por separado, cuidadosamente o por métodos mecánicos.
- Si luego de tamizar 1 minuto no logra pasar el 1% en peso de la muestra, se continua con la siguiente malla.
- Registrar los pesos que quedan retenidos en cada malla y en el fondo en una tabla de resultados



- El % de error de la prueba en peso no debe de ser mayor al 2% o se debería repetir la prueba:

$$[\text{Peso}(\text{inicial}) - \text{P}(\text{final})] / \text{Peso}(\text{inicial}) < 0.02 \text{ o } 2\%$$

2.3.7.3 Cálculos:

- Coeficiente de Uniformidad definido como:

$$C_u = D_{60} / D_{10} \quad (22)$$

Donde:

C_u : Coeficiente de uniformidad

D₆₀ : es el diámetro en mm del 60% que pasa

D₁₀ : es el diámetro en mm del 10% que pasa

- Coeficiente de Curvatura está dada por:

$$C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} * D_{60}) \quad (23)$$

Donde:

C_c : Coeficiente de curvatura

D₆₀ : es el diámetro en mm del 60% que pasa

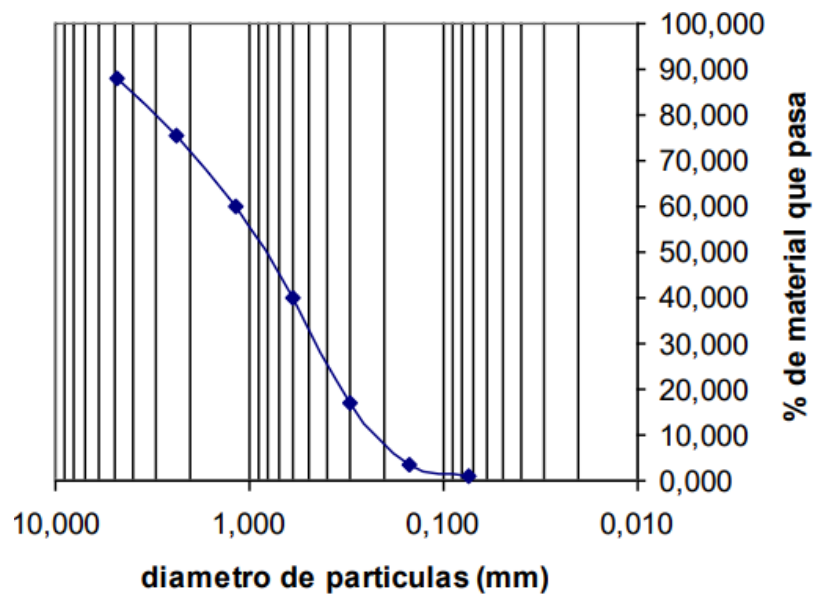
D₁₀ : es el diámetro en mm del 10% que pasa

D₃₀ : es el diámetro en mm del 30% que pasa

- Graficar en una escala semilogarítmica donde las abscisas son las aberturas en mm de las mallas y las ordenadas el % que pasa en peso.

Figura 57

Ejemplo de la curva granulométrica.



Nota: elaboración propia.

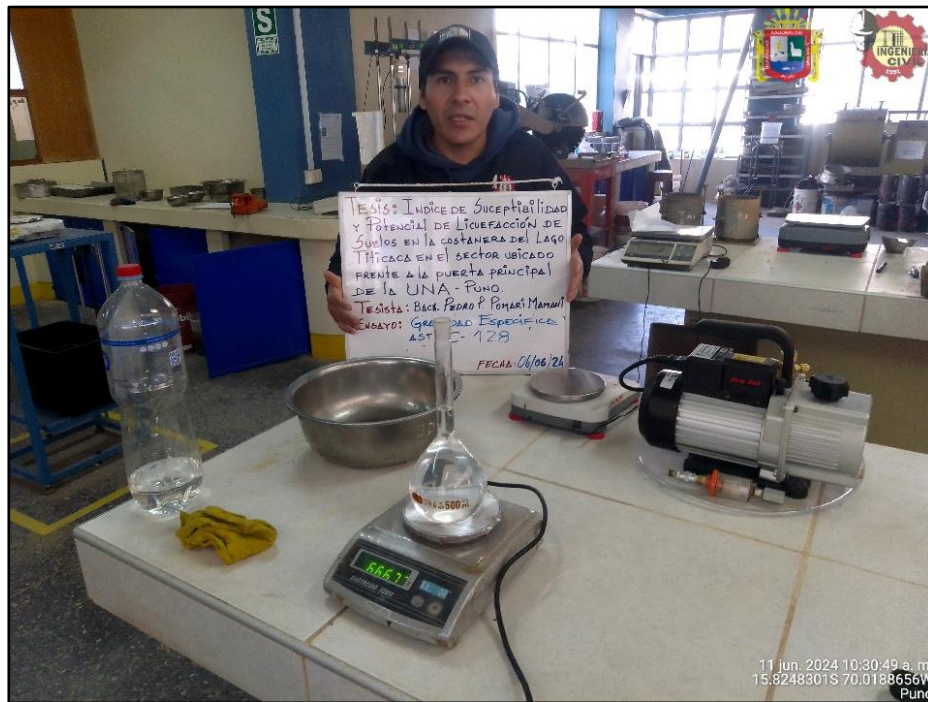
2.3.8 Gravedad Especifica de los Sólidos (NTP 339.131)

Basado en la norma ASTM D-854 -14, esta norma establece una metodología para poder determinar la gravedad específica de los sólidos de un suelo que pasa el tamiz de abertura 4.75 mm (N°4), el equipo principal es un picnómetro de agua. La norma nos proporciona dos métodos para determinar la gravedad específica, una con muestras húmedas y otra para muestras secas.

Para la presente investigación se vio por conveniente usar muestras secas, debido a que estamos desarrollando el tema de licuefacción, y esto hace inmerso a las arenas. La importancia de este parámetro nos permite calcular la relación de vacíos y el grado de saturación del suelo. También podemos hallar la densidad de los sólidos, multiplicando la gravedad específica por densidad del agua (a una temperatura adecuada).

Figura 58

Ensayo de Gravedad Especifica



Nota: Fotografía propia. Instrumentos usados en el ensayo de laboratorio, entre otros.

2.3.8.1 Aparatos:

- Picnómetro, o balón aforado de 500ml.
- Balanza de precisión a 0.01gr.
- Matraz o algún frasco volumétrico
- Agua destilada
- Horno a temperatura de 110 +/- 5 grados Celsius
- Estufa o cocina
- Bomba de vacío, presión absoluta de 100 mm de Hg
- Muestra de material (50gr.)
- Termómetro con precisión a 0.1C° y margen de error de 0.5C°



- Desecador de laboratorio
- Embudo
- Equipo diverso, computadora, recipientes, entre otros

2.3.8.2 Reactivos:

- El único reactivo es el agua destilada, que desde ahora se le llamara simplemente agua.

2.3.8.3 Calibración del Picnómetro:

- Hallamos la masa del picnómetro seco y limpio, con una precisión de 0.01gr.
- Llenar el picnómetro con agua por debajo de la marca de calibración y añadir agua o quitarla en su defecto para llegar a la marca de calibración.
- Para retirar las burbujas de aire que se encuentran atrapadas, usar bomba de vacío o mediante ebullición o ambos.
- Dejar que el picnómetro llegue a su temperatura de ambiente promedio durante 3 horas mínimamente.
- Para retirar agua, utilice el tubo de succión y para añadirla use la pipeta, siempre usando el agua a temperatura calibrada.
- Registrar la temperatura del agua con una precisión de 0.1°C
- Vuelva a reajustar el nivel de agua en el picnómetro.
- Usando estos datos calcular el volumen del picnómetro usando la formula y la tabla en el Anexo 7.

$$V_p = (M_{pw, c} - M_p) / \rho_{w, c} \quad (24)$$

V_p : Volumen calibrado del picnómetro



- $M_{pw, c}$: Masa del picnómetro y agua a una T° .
- M_p : Masa promedio del picnómetro seco en calibración
- $\rho_{w, c}$: Densidad del agua en g/ml, a la T° medida (anexo X)

2.3.8.4 Procedimiento para muestras secas:

- Tomar una masa recomendada según la siguiente tabla para la muestra de prueba:

Tabla 17

Muestra a utilizar en gramos, según tipo de suelo y picnómetro.

Tipo de Suelo	Picnómetro de 250	Picnómetro de 500
	ml	ml
SP, SP-SM	60 ± 10	100 ± 10
SP-SC, SM, SC	45 ± 10	75 ± 10
Limo o Arcilla	35 ± 10	50 ± 10

Nota: elaboración propia, fuente (ASTM D 854-14, 2014)

- Ratificar la masa del picnómetro calibrado.
- Secas la muestra de suelo al horno, triturar los terrones con ayuda de un mortero.
- Con ayuda del embudo vierta la muestra de suelo en el picnómetro y enjuague las paredes del embudo cuidadosamente.
- Llegue el picnómetro a un tercio o mitad con agua y forme una lechada con la muestra de suelo.
- Elimine el aire atrapado usando bomba de vacíos o ebullición.



- Llene con agua el picnómetro hasta la medida de calibración. Si se uso el metro de ebullición dejar enfriar a temperatura de ambiente.
- Registrar el peso del picnómetro, con agua y muestra de suelo
- Mida y registre la temperatura del picnómetro que contiene agua y muestra de suelo.
- Sacar la muestra de suelo y secarla al horno. Registrar el peso de la muestra de suelo.

a) **Cálculos:**

Masa del picnómetro y el agua a temperatura:

$$M_{\rho_{w,t}} = M_p + (V_p * \rho_{w,t}) \quad (25)$$

$M_{\rho_{w,t}}$: Masa del picnómetro y agua a una T°

M_p : Masa calibrada del picnómetro

V_p : Volumen calibrado del picnómetro

$\rho_{w,t}$: Densidad del agua a temperatura T°

(Anexo 7)

Finalmente, calculemos la la **gravedad específica** de los sólidos del suelo a la temperatura del ensayo (G_t), y es como sigue:

$$G_t = (\rho_s / \rho_{w,t}) = M_s / (M_{\rho_{w,t}} - (M_{\rho_{ws,t}} - M_s)) \quad (26)$$

ρ_s : Densidad de los sólidos en g/cm^3

$\rho_{w,t}$: Densidad del agua a T° según (Anexo 7)
en g/cm^3



- $M_{\rho_{ws}, t}$: Masa del picnómetro, agua y suelo a una T°
en (g).
- $M_{\rho_w, t}$: Masa del picnómetro y agua a una T° (g).
- M_s : Masa secada al horno en (g)



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MATERIALES

En el desarrollo de la presente investigación sobre la susceptibilidad y potencial de licuefacción de suelos en la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno en 2024, se utilizaron los siguientes materiales y equipos:

3.1.1 Muestras extraídas de los sondeos SPT

Las muestras de suelo fueron recolectadas de distintos puntos ubicado en la costanera del lago Titicaca y frente a la puerta principal de la UNA - Puno, esto se realizó empleando el ensayo de penetración estándar (SPT) conforme a la norma NTP 339.133 (1999) y la ASTM D-1586. Cabe resaltar que nuestras muestras son extraídas de la caña partida del SPT, por lo tanto, son muestras alteradas, todos los procedimientos fueron realizados teniendo en cuenta esta consideración.

Las muestras fueron extraídas y trasladadas conforme a la norma NTP 339.151 (2001) que refiere a las prácticas estándar para la preservación y transporte de muestras de suelo.

Las muestras se extrajeron cada 0.50m hasta una profundidad de 7m para los sondeos SPT-01, SPT02 y 8m para el SPT 03.

Figura 59

Extracción de muestras SPT-02, hasta 7.00 m de profundidad



Nota: Las muestras fueron extraídas y trasladadas herméticamente como muestra la figura y siguiendo lineamientos de la Norma Técnica Peruana 339.151. Fotografía propia

3.2 EQUIPOS

En el desarrollo de la presente tesis, los equipos fueron suministrados por el laboratorio de mecánica de suelos de la Escuela Profesional Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano, debidamente calibrados.

3.2.1 Equipo SPT

Se utilizó un equipo completo y calibrado para el ensayo de penetración estándar (SPT) que fue suministrado por el laboratorio de mecánica de suelos y materiales de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad



Nacional del Altiplano. Este equipo nos permite determinar la resistencia del suelo mediante el conteo de golpes “N” necesarios para alcanzar una determinada penetración y es un dato muy importante dentro de toda la presente investigación. A continuación, se presentan las herramientas manuales de mayor importancia usadas en el ensayo de campo SPT.

3.2.1.1 Herramientas manuales:

a) Llave Stilson:

En algunos casos, se requiere ajustar y desajustar las barras de perforación, y para ello se utiliza una llave de torsión manual. Esta herramienta permite acoplar o separar las barras de perforación de manera eficiente, garantizando un ensamble firme y adecuado para las operaciones subsecuentes. El uso correcto de esta herramienta asegura que las conexiones entre las barras sean suficientemente sólidas para soportar el peso y los impactos durante el ensayo.

b) Flexómetro:

Esta herramienta manual es esencial para medir las profundidades alcanzadas durante el SPT. La precisión en la medición de la profundidad freática es muy importante, ya que se deben correlacionar los datos de resistencia a la penetración con la estratigrafía del suelo. La cinta usada es de material acerado y resistente para soportar las condiciones de campo y garantizar mediciones exactas.

c) Pala y pico:



En la fase inicial de la excavación, para despejar el área de trabajo y realizar las primeras perforaciones superficiales, se emplean herramientas manuales como la pala y el pico. Estas permiten preparar el terreno antes de que se utilice el equipo de perforación mecánica y el martillo SPT.

d) Cepillos:

Durante la extracción de las muestras, se emplea cepillos manuales para limpiar la superficie del muestreador antes de retirar la muestra, también nos sirve para limpiar los traslapes del varillaje. Esta limpieza garantiza que el material extraído sea representativo del suelo en el que se está trabajando, sin contaminación de capas superiores o residuos de perforaciones anteriores.

3.2.2 Equipo para los límites de Atterberg

Se utilizó el equipo adecuado y calibrado correctamente (copa de Casagrande) para la prueba de límite líquido, y la placa de vidrio (Límite Plástico) siendo estos dos los elementos principales para desarrollar el ensayo de límites de Atterberg, siguiendo las normas correspondientes de la ASTM D-4218 y la NTP 339.129.

3.2.2.1 Herramientas manuales:

a) Espátula o cuchillo de metal:

Utilizado para mezclar y preparar el suelo, así como para cortar y moldear las muestras



b) Balanza de Precisión:

Para pesar las muestras de suelo con una exactitud adecuada, tanto en estado seco como húmedo

c) Recipientes herméticos

Para almacenar las muestras de suelo en condiciones de humedad controlada durante las fases del ensayo

d) Horno de secado

Se utilizó un horno de secado capaz de mantener una temperatura constante de 105°C a 110°C, necesario para secar las muestras de suelo y determinar el contenido de humedad, conforme a los procedimientos establecidos en la ASTM D-2216.

e) Rodillo manual:

Se usa para rodar el suelo sobre la placa de vidrio o una superficie lisa en el ensayo de límite plástico, reduciendo el diámetro de la muestra hasta que se agriete.

3.2.3 Equipo para la Granulometría

a) Tamices estandarizados

Para realizar el análisis granulométrico de las muestras de suelo, se emplearon tamices normalizados de diferentes diámetros, de acuerdo a la norma ASTM D-422 y la NTP 339.128. La serie de tamices abarcó desde



los 4.75 mm (malla N° 4) hasta los 0.075 mm (malla N° 200), permitiendo obtener la distribución granulométrica.

b) Horno de secado

Se utilizó un horno de secado capaz de mantener una temperatura constante de 105°C a 110°C, necesario para secar las muestras de suelo y determinar el contenido de humedad, conforme a los procedimientos establecidos en la ASTM D-2216.

3.2.4 Picnómetro para Gravedad Específica

Para determinar la gravedad específica de los suelos, se utilizó un picnómetro de vidrio, con una capacidad de aproximadamente 500 ml, de acuerdo a las indicaciones de la ASTM D-854.

3.2.5 Equipos de seguridad

Los equipos de seguridad garantizan la protección del personal involucrado en la ejecución del ensayo SPT y en otras actividades de campo y laboratorio.

- Casco de seguridad
- Guantes de protección
- Zapatos de seguridad
- Protección auditiva
- Chalecos reflectantes
- Cinta de seguridad

Figura 60

Elementos de seguridad usados en el sondeo SPT-03



Nota: Se muestra el cerco con cinta de seguridad, casco, chaleco, zapatos entre otros elementos de seguridad usados por el operador. Fotografía propia

3.2.6 Otros equipos

- **GPS de precisión:** Utilizado para georreferenciar los puntos exactos donde se realizan los sondeos y ensayos en campo. Es esencial para cartografiar la información obtenida y generar perfiles estratigráficos precisos.
- **Cámara fotográfica:** La documentación visual es clave en proyectos de geotecnia. Las fotografías del terreno, el equipo y los procedimientos durante el ensayo SPT sirven para complementar la documentación y los informes.
- **Computadora de escritorio y laptop:** Se utilizan para procesar datos de campo y laboratorio, realizar cálculos y elaborar reportes en software tipo



Office y otros que son más complejos (Matlab, Plaxis, Cad y otros). La capacidad de procesamiento depende del tipo de software utilizado, pero en general utilizo equipos con al menos 8 GB de RAM y procesador de alto rendimiento Ryzen 5 para manejar grandes volúmenes de datos geotécnicos.

3.3 DISEÑO DE LA METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.3.1 Enfoque de investigación: Descriptivo y Semi empírico

Este estudio sigue un enfoque descriptivo y semi empírico, cuyo propósito es observar, caracterizar y documentar las propiedades geotécnicas del suelo en el área de estudio sin intervenir en sus condiciones naturales. Se busca describir de manera detallada la susceptibilidad y el potencial de licuefacción de los suelos mediante la obtención de datos en campo y análisis de laboratorio. Este enfoque permite recopilar y analizar información sobre el comportamiento y características de los suelos de la costanera del Lago Titicaca, frente a la puerta principal de la UNA - Puno, de manera sistemática.

3.3.2 Tipo de la investigación: Descriptiva

La investigación es descriptiva porque se enfoca en observar y documentar las propiedades del suelo en su estado natural, sin manipular variables ni alterar el ambiente. Este tipo de investigación permite detallar aspectos como la granulometría, límites de consistencia, contenido de humedad, perfil estratigráfico y el nivel freático de los suelos en estudio. A partir de los datos obtenidos en campo y laboratorio, describiremos cómo estos parámetros influyen en la susceptibilidad y el potencial de licuefacción del suelo, sin alterar el entorno o modificar variables controladas. La investigación descriptiva, según Hernández

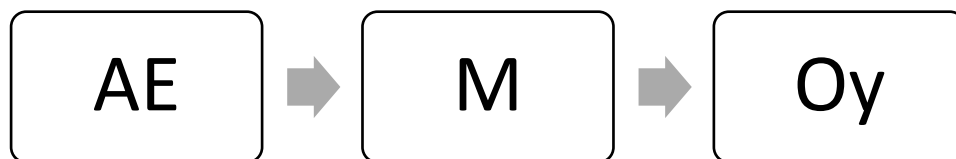
Sampieri et al. (2014), se centra en estudiar fenómenos tal como se presentan, proporcionando datos específicos y confiables para futuras investigaciones.

3.3.3 Diseño de investigación: No experimental

Hernández & Fernández-Collado (2014) explican que el diseño de investigación no es una elección sin de método sin tomar en cuenta factores muy importantes, sino una estrategia que se debe tomar con especial importancia y adaptarla al problema planteado. El diseño es la estructura de recolección y análisis de datos, o sea, el como para obtener información relevante y la ruta para abordar el problema. Según los autores, esta investigación es de diseño no experimental, ya que se realiza no se realizará la manipulación de variables y solo se observan los fenómenos en su ambiente natural para después analizarlos. Estos estudios pueden ser transversales cuando se recolectan datos en un solo momento o longitudinales cuando se recolectan más 2 oportunidades Hernández & Fernandez-Collado (2014, p. 185).

Figura 61

Diseño de la investigación de la presente tesis



Nota: Elaboración propia. AE: Área de Estudio; M: Muestra; Oy: Medición de la Muestra; x: Variable independiente – N del SPT, características geotécnicas, nivel freático, aceleración máxima para el AE; y: Variable dependiente – Licuefacción.



3.3.4 Población y muestra

3.3.4.1 Ubicación

La El área de estudio en esta investigación está ubicada al frente de la puerta principal de la Universidad Nacional del Altiplano en el distrito de Puno, provincia de Puno y departamento de Puno.

Dentro de nuestra área de estudio la población universitaria principalmente hace uso del área para hacer deporte (Cutipa, 2023), también está cerca de los rieles del tren en actividad y de un área perteneciente a la laguna de oxidación según el Catastro de Puno (2018), ver Figura 62.

El área de estudio se encuentra en la jurisdicción del Autoridad Nacional del Agua, por estar dentro de la delimitación de la faja marginal del lago Titicaca (ver Anexo 1).

Figura 62

Área de exploración y estudio



Nota: Plano extraído de (Catastro de Puno, 2018). Las áreas en color verde muestran nuestra área en estudio, siendo 400 m² el área representativa de afectación para cada sondeo SPT. Elaboración propia.

3.3.4.2 Clima

El clima en nuestra área de estudio generalmente corresponde a un ámbito semiseco y frío. En el transcurso del año las estaciones climáticas son dos:

Una que se caracteriza por las lluvias (precipitaciones pluviales), que abarca de noviembre a marzo, la cual se recomienda para la



construcción y también en la cual la población acostumbra construir sus edificaciones de concreto.

La segunda es una época seca que comprende de abril a octubre y sus mayores características son la ausencia de lluvias y temperaturas bajo cero en las noches.

Según (SENAMHI, 2015), Puno tiene un clima de tipo semiárido frío, con temperaturas que oscilan entre los $-2\text{ }^{\circ}\text{C}$ en las noches más frías y hasta los $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ durante el día en las estaciones más cálidas.

Además, el periodo de lluvias se concentra entre los meses de diciembre y marzo, cuando se registran precipitaciones de moderadas a intensas que oscilan entre 600 y 700 mm anuales, mientras que los meses de mayo a septiembre corresponden a la estación seca, con lluvias escasas o nulas (Málaga, 2010).

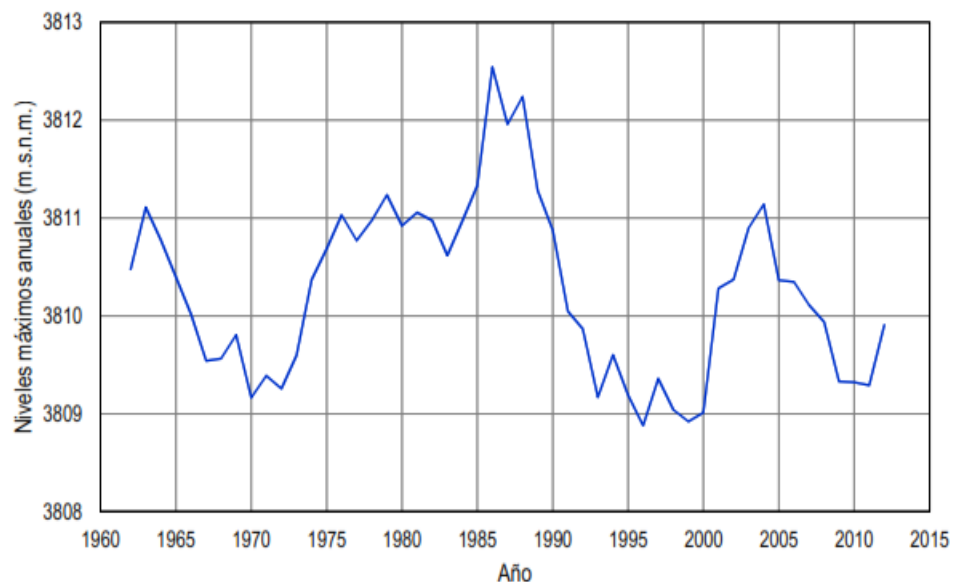
3.3.4.3 Niveles del Lago Titicaca

Según un informe del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI, 2021), el nivel del Lago Titicaca varía de acuerdo con las estaciones del año. Durante la temporada de lluvias, entre los meses de diciembre y marzo, el nivel del lago tiende a incrementarse debido al aporte hídrico de los ríos y las precipitaciones directas sobre el cuerpo de agua. En esta época, el nivel del lago puede aumentar hasta 0.80 metros por encima del promedio. En cambio, durante la temporada seca, de mayo a septiembre, el lago sufre una considerable reducción en su volumen, con descensos que pueden alcanzar hasta 1

metro por debajo de su nivel promedio anual, debido a la alta evaporación y la falta de lluvias.

Figura 63

Niveles máximos anuales del lago Titicaca



Nota: fuente SENAMHI citado por (Laura, 2016)

3.3.4.4 Geología, geomorfología y litología

(a) Geología

La geología de la región del Lago Titicaca está dominada por formaciones sedimentarias y vulcanoclásticas que se han depositado a lo largo de millones de años, principalmente durante el Cenozoico. La cuenca del Lago Titicaca es una depresión estructural creada por los movimientos tectónicos asociados a la convergencia de las placas de Nazca y Sudamericana.

En el área de estudio, se encuentran depósitos cuaternarios, principalmente fluvio-lacustres, que cubren grandes extensiones. Estos



depósitos están compuestos por sedimentos finos, como limos y arcillas, intercalados con capas de arenas y gravas, resultado de procesos de erosión y transporte desde las áreas montañosas cercanas. Adicionalmente, se observan formaciones de origen volcánico más antiguo, como las ignimbritas y tobas que fueron depositadas durante eventos volcánicos en los últimos millones de años, contribuyendo a la diversidad geológica de la región (Martínez et al., 2014).

(b) Geomorfología

La geomorfología de la zona está marcada por las características típicas del Altiplano Andino, con terrenos relativamente planos y amplias áreas de depresión donde se sitúa el Lago Titicaca. La costa del lago presenta una geomorfología de tipo deposicional, con terrazas lacustres formadas por las fluctuaciones históricas del nivel del agua. En el sector de la costanera de Puno, las terrazas aluviales son prominentes, con ligeras ondulaciones y pendientes suaves hacia el lago (Ordoñez & Quispe, 2017).

(c) Litología

La presencia de capas de gravas y arenas sugiere la posibilidad de interacción de sistemas fluviales pasados que desembocaban en el lago, mientras que los horizontes superiores están dominados por depósitos más finos, lo que es consistente con la sedimentación en un ambiente lacustre de baja energía. Los materiales en estas capas superiores son típicamente blandos y presentan alta susceptibilidad a procesos de licuefacción bajo



condiciones sísmicas, lo que es un aspecto relevante en el estudio geotécnico de la zona (Quispe & Mamani, 2019).

Dentro de las rocas sedimentarias, estas se dividen en formaciones geológicas sedimentarias dentro de las cuales está el Grupo Puno y es el que interviene en nuestra área de investigación.

(d) Grupo Puno:

Ubicado en el límite del Altiplano y la Cordillera Occidental en la región de Puno, data del Eoceno y está compuesto por secuencias sedimentarias de areniscas, lutitas y conglomerados, que varían en disposición y características litológicas según el área específica de estudio.

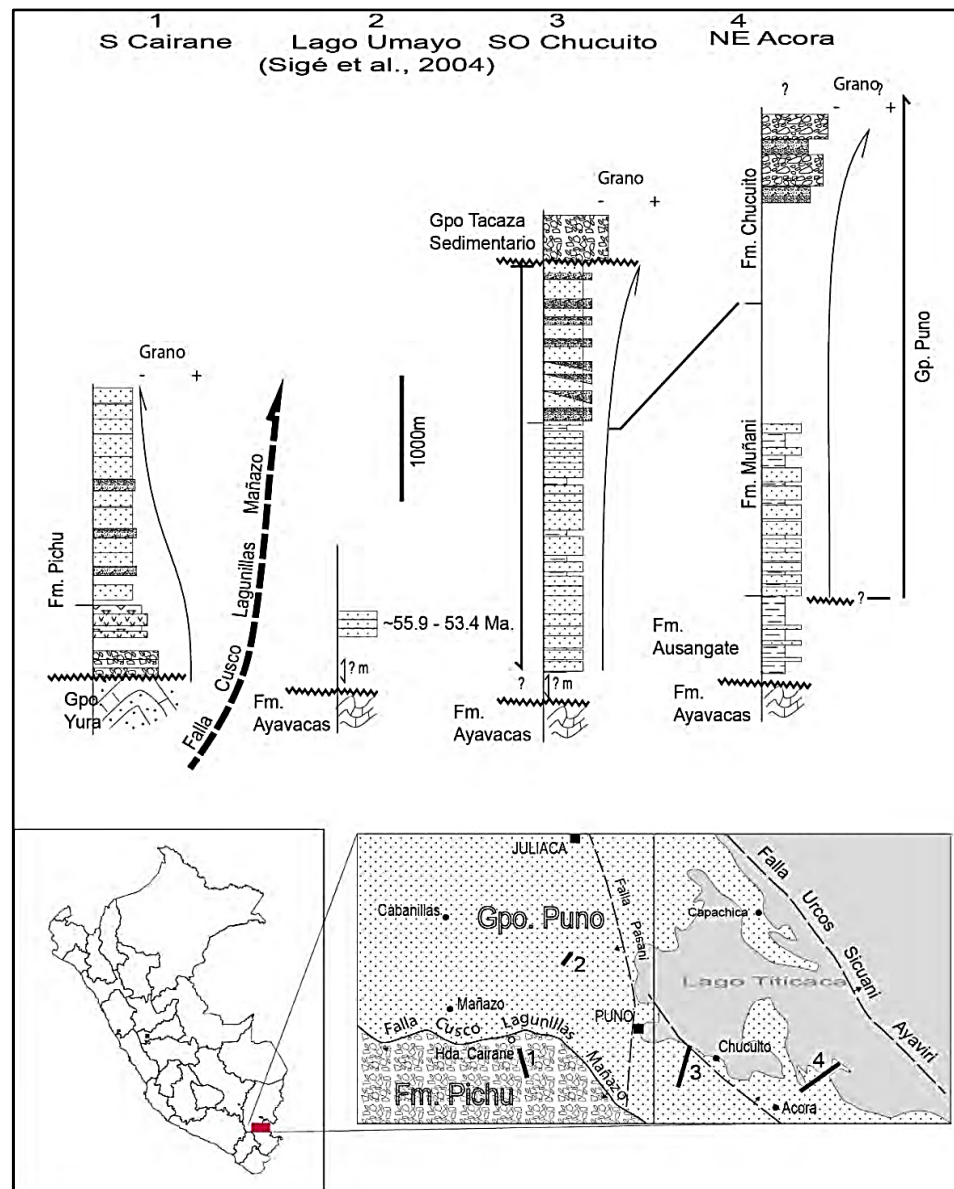
En el noreste de Ácora, sobre la Formación Ayavacas del Cretáceo, se encuentran lutitas rojas y areniscas asignadas a la Formación Ausangate. La base de la secuencia del Grupo Puno está compuesta por lutitas con intercalaciones de areniscas, y hacia el techo predominan las areniscas con lentes de conglomerado. Estos conglomerados contienen clastos subredondeados de origen volcánico y sedimentario, envueltos en una matriz arenosa. La sucesión estratigráfica refleja una transición de un ambiente de ríos distales hacia abanicos aluviales proximales, conforme avanza el depósito de conglomerados (Rodríguez et al., 2015).

En el sector de Chucuito, la secuencia se inicia con areniscas feldespáticas gruesas, con laminaciones de corriente, y en la parte superior se observan conglomerados con clastos volcánicos. La litología muestra la progradación de ríos distales hacia un ambiente más proximal, con la

desaparición de las lutitas y el predominio de conglomerados (Rodríguez et al., 2015).

Figura 64

Niveles Estratigrafía litográfica del Grupo Puno y formación Picchu



Nota: extraído de (Rodríguez et al., 2015).

3.3.5 Elección de los puntos de sondeo SPT

Teniendo en consideración los motivos ya planteados para definir nuestra área de la presente tesis, los puntos de sondeo SPT se definieron estratégicamente tomando los siguientes criterios:

- En las zonas donde no existe relleno compactado, área en la cual no nos brinde resultados confiables.
- Puntos de mayor concurrencia universitaria, donde se arman redes de voleibol para ser alquiladas a estudiantes universitarios principalmente.
- Puntos más críticos (alejadas de las orillas del lago Titicaca) en los cuales estructuras de obras civiles puedan ser cimentadas.

3.3.6 Ubicación geográfica de la población

Los puntos de sondeos SPT fueron georreferenciado mediante un equipo GPS de precisión, determinando así sus coordenadas UTM respectivas para los puntos SPT-01; SPT-02 y SPT-03, que serán puntos de donde obtendremos todas nuestras muestras y es como se detalla en la Tabla 18 y la Figura 57

Tabla 18

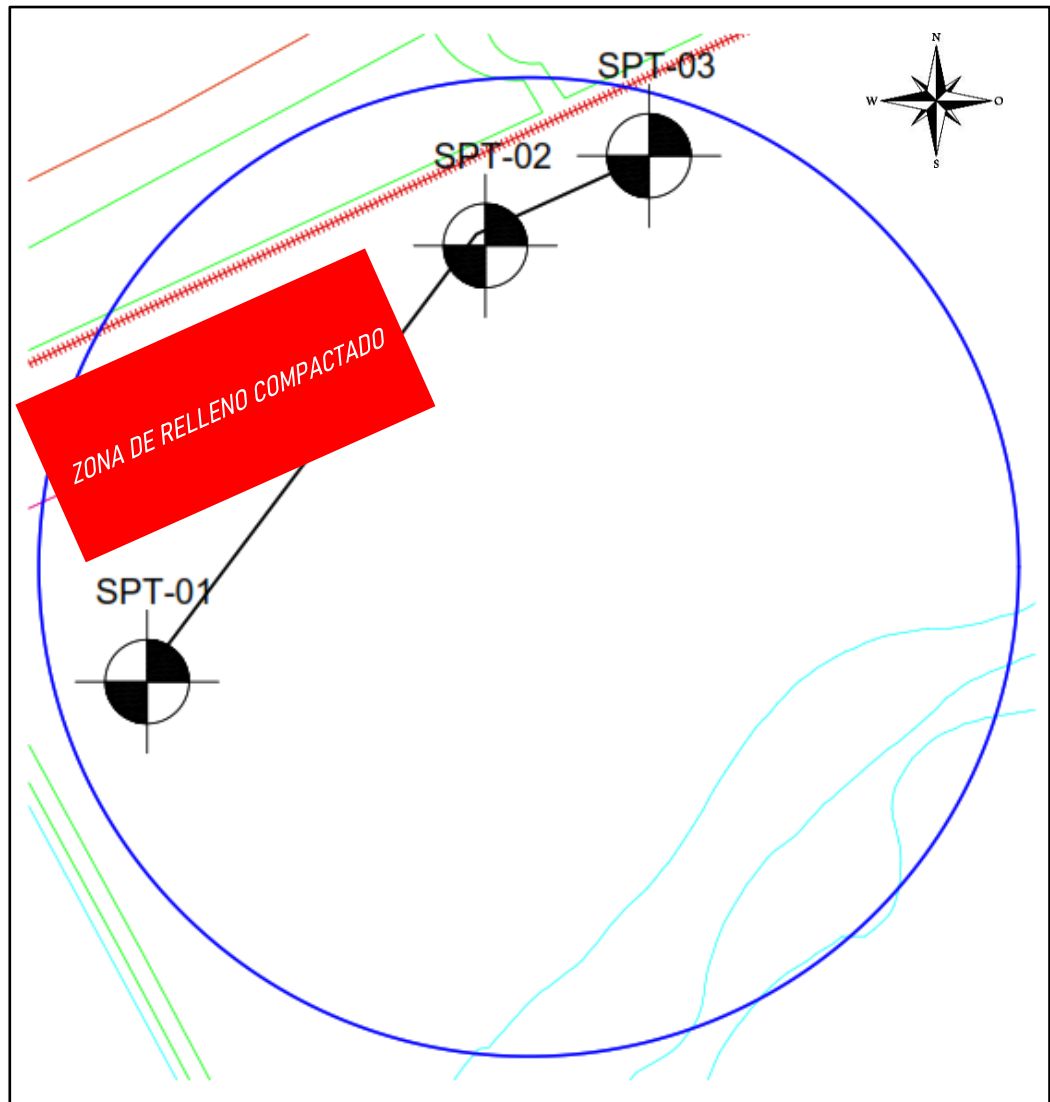
Ubicación geográfica de los puntos de sondeo SPT

Sondeo	Este (m)	Norte (m)	Altitud m.s.n.m.
SPT-01	391 222.77	8 249 699.81	3 821.90
SPT-02	391 298.98	8 249 824.48	3 823.04
SPT-03	391 349.08	8 249 844.22	3 823.22

Fuente: elaboración propia.

Figura 65

Puntos donde se realizaron los sondeos SPT



Nota: Plano extraído de (Catastro de Puno, 2018). Elaboración propia.

3.3.7 Número de sondeos SPT y muestras extraídas de suelo

Para nuestro programa de sondeos SPT y extracción de muestras se tomó en cuenta la siguiente normatividad actual vigente, tanto nacional como internacional.



3.3.7.1 Norma Técnica E.050 de Suelos y Cimentaciones en el Perú

La cantidad de sondeos debe ser proporcional a las características del suelo y al tipo de proyecto. La norma peruana toma en cuenta los siguientes criterios:

(a) **Tipo de proyecto:**

- **Proyectos de menor envergadura (edificaciones pequeñas o viviendas unifamiliares):** Para proyectos de baja altura o carga, la norma permite realizar una exploración mínima que sea representativa, dado que las cargas transmitidas al suelo son menores. En estos casos, una cantidad de 2 a 3 sondeos SPT es generalmente aceptada.
- **Proyectos de mayor envergadura (edificaciones de varios pisos o estructuras de gran tamaño):** Para edificios de varios niveles, estructuras industriales o de infraestructura pesada, se requiere una mayor cantidad de sondeos distribuidos en el área de estudio. Esto es para asegurar una caracterización completa del subsuelo y la estabilidad estructural. En tales casos, la cantidad de sondeos se aumenta en función de la extensión y carga de la estructura.

(b) **Área de Estudio y Distribución:**

- **Áreas pequeñas (<500 m²) y homogéneas:** En terrenos donde las condiciones del suelo son uniformes (homogéneas) y el área de construcción es pequeña, se permite una cantidad menor de



sondeos (1 a 2 sondeos SPT) para representar adecuadamente el perfil geotécnico. Esto es porque las condiciones del subsuelo no varían significativamente y, por lo tanto, se puede obtener una buena representación con menos sondeos.

- **Áreas medianas (500 - 1000 m²):** En áreas medianas con variabilidad en el subsuelo, la norma recomienda un mayor número de sondeos, distribuidos de manera que se pueda identificar cualquier variación geotécnica relevante. En este contexto, es común que se realicen entre 1 y 2 sondeos por cada 400 m² a 1000 m² en áreas de tamaño medio y en terrenos heterogéneo.
- **Áreas grandes (>1000 m²) y heterogéneas:** En terrenos extensos o con alta variabilidad en sus características geológicas, la norma sugiere realizar un mayor número de sondeos (1 sondeo cada 250 m² a 500 m², dependiendo de la homogeneidad). Esta distribución permite identificar zonas con diferentes estratos y propiedades geotécnicas, asegurando que las variaciones del subsuelo sean tomadas en cuenta en el diseño.

3.3.7.2 Japanese Geotechnical Society Standard (Japón)

Esta norma japonesa nos sugiere, que para terrenos donde se busca evaluar la licuefacción potencial en suelos granulares, es adecuado realizar entre dos y cuatro sondeos en áreas con características homogéneas, como lo es la costanera estudiada en esta investigación. Esta cantidad permite



obtener datos representativos y evaluar la seguridad del suelo sin incurrir en redundancia de mediciones, optimizando los recursos técnicos («Japanese Geotechnical Society», 2009).

3.3.7.3 Eurocódigo 7 (Europa)

Establece que, para edificaciones sencillas en áreas con suelos homogéneos, pueden bastar 3 a 4 sondeos. Para terrenos extensos o de alta variabilidad, se recomienda que el espaciamiento entre sondeos sea de 20 a 50 metros en áreas de construcción estándar, lo que equivale aproximadamente a 1 sondeo por cada 400 m² a 2500 m² dependiendo de la homogeneidad del terreno y la complejidad del proyecto (European Committee for Standardization, 1997).

Finalmente se determinó **realizar 03 sondeos SPT** basándonos en los siguientes aspectos:

Tipo de proyecto: Dentro de la faja marginal del lago Titicaca no se puede construir proyectos de gran envergadura debido a la naturaleza del terreno de una faja marginal según el Texto Único de Procedimientos Administrativos - AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA - ANA (2023). En estos casos se utilizan de 02 a 03 sondeos SPT.

Área de estudio y distribución: Nuestra área de estudio en cada sondeo SPT es menor a 500 m² y se deduce que tiene una homogeneidad en la composición de sus estratos de suelo, debido a que todos estos están ubicados en una faja marginal del lago Titicaca. En estos casos se usan de 01 a 02 sondeos SPT.



A continuación, se detalla la cantidad de muestras extraídas en cada sondeo SPT realizado.

Tabla 19

Número de muestras extraídas en cada sondeo SPT

Sondeo	Numero de muestras
SPT-01	14 especímenes
SPT-02	14 especímenes
SPT-03	16 especímenes

Nota: elaboración propia (ver Anexo 6)

3.3.7.4 Ensayos realizados a los especímenes de suelo

(a) Exploración Geotécnica

Los sondeos SPT-01 y SPT-02 se realizó a una profundidad de hasta 7.00 metros, mientras que el SPT-03 a una profundidad de 8.00 metros, todos los sondeos se realizaron hasta que ya no se vio cambio de estrato de material granular, que es donde existe la mayor probabilidad de licuefacción. Los ensayos SPT fueron realizados de forma continua y se extrajeron especímenes cada 0.50 metros, con el objeto de tener mayor exactitud en el espesor de los estratos.

(b) Ensayos de Laboratorio

Todos los especímenes (22 en total) fueron sometidos a los siguientes ensayos:

- Limite Líquido (NTP 339.129)



- Limite Plástico (NTP 339.129)
- Análisis Granulométrico (NTP 339.128)
- Gravedad Especifica de los Solidos (NTP 339.131)
- Contenido de Humedad (NTP 339.127)

La ubicación geográfica en donde se realizaron todos los ensayos, fue en el laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales perteneciente a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, para mayor referencia ver la Tabla 20.

Tabla 20

Ubicación del laboratorio donde se realizaron los ensayos

Localización	Coordenadas UTM
Dirección : Av. Floral N °1153	Norte : 8'250,267.00 m
Distrito : Puno	Este : 390,945.00 m
Provincia : Puno	Altitud 3,837.00 m.s.n.m.
Región : Puno	

Nota: elaboración propia

3.4 TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Permisos: Esta etapa se ejecutó en el transcurso de 02 meses (febrero y marzo del 2024) teniendo en cuenta que el área de investigación está en la jurisdicción de la Autoridad Nacional del Agua (ANA). Ver permisos en el Anexo 1.

Exploración Geotécnica: Esta etapa se ejecutó en el transcurso de 03 meses desde 03 mayo al 03 de julio del 2024. En coordinación, con el jefe de laboratorio y con los permisos correspondientes obtenidos del Autoridad Nacional del Agua (ver Anexo 1) para ejecutar la presente investigación.



Ensayos de Laboratorio: Esta etapa se ejecutó en el transcurso de 03 meses desde 23 mayo al 22 de julio del 2024. En coordinación, con el jefe de laboratorio y teniendo en cuenta el tratamiento de especímenes según en la Norma Técnica Peruana.

Cálculos y redacción: Esta etapa se ejecutó en el transcurso de 02 meses desde 25 julio al 30 de setiembre del 2024.

La investigación tiene una duración de 09 meses desde su inicio.

3.5 DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN

3.5.1 Factor histórico: susceptibilidad moderada

Para la determinación del índice de susceptibilidad a la licuefacción históricamente el estudio realizado por Alva Hurtado (2021), nos muestra “la actualización cronológica de los terremotos que causaron licuefacción en el territorio peruano, la mayoría fue basado en el estudio de Silgado (1978)” y presenta ahí mismo que hubo:

- Licuefacción en el departamento de Puno, provincia de Carabaya y distrito de Ayapata 1747, intensidad VII (MM)

Se determina una **susceptibilidad moderada**, en consideración de que el distrito de Ayapata se encuentra no muy alejado de nuestra zona de estudio, a unos 200 km aproximadamente y en caso de eventos sísmicos en retorno, estos pueden tener repercusión en nuestra zona de estudio.



3.5.2 Factor geológico: susceptibilidad alta-moderada

3.5.2.1 Origen del suelo: susceptibilidad alta

Citando a los investigadores Falcón & Ramírez (2012), que nos brindan la Tabla 6, con valores asignados de bajo (1), medio (2) y alto (3) a la susceptibilidad de licuación.

Se determina una susceptibilidad **alta**. Tomando en cuenta que nuestra zona de estudio es considerada un **depósito sedimentario y lacustre** principalmente (Martínez et al., 2014).

3.5.2.2 Edad del suelo: susceptibilidad moderada

En los estudios realizados por Youd & Perkins (1978), nos dicen que "los suelos más jóvenes suelen ser más susceptibles a la licuefacción, mientras que los suelos más antiguos, que han experimentado procesos de consolidación y cementación a lo largo de millones de años, tienden a ser más estables y resistentes" a la vez desarrollan la susceptibilidad a licuar depósitos continentales según su edad. (Tabla 7).

Nuestra zona de investigación tiene características siguientes (Martínez et al., 2014):

- Formación durante el periodo **Cuaternario** y dentro de este periodo en el **Holoceno y Pleistoceno**.
- Estas características indican que los suelos del área de estudio tienen una edad geológica relativamente reciente, datando de unos **10,000 a 2,000 años** en algunos estratos superficiales.



Haciendo uso de la Tabla 6, se determina una **susceptibilidad moderada**.

3.5.3 Factor de composición del suelo: susceptibilidad alta

3.5.3.1 Granulometría y contenido de finos: susceptibilidad alta

Granulometría: Para los rangos granulométricos que son susceptibles o no a la licuefacción se usaran la Figura 32 (suelos mal gradados) y Figura 33 (suelos bien gradados), según sea el caso. Que tiene como referencia el código de cimentaciones de costa rica (*Código de Cimentaciones de Costa Rica*, 1996). Este código está basado en el código Japones.

Usaremos la Figura 32 para suelos mal gradados: debido a que en su totalidad todos nuestros estratos de suelo están mal gradados. Ahora compararemos las curvas granulométricas de nuestros estratos en estudio (las curvas granulométricas se muestran en el Anexo3, Anexo 4 y Anexo 5 para el sondeo SPT-01, SPT-02 y SPT-03 respectivamente), con la curva de referencia para determinar si es particularmente susceptible (alta), susceptible (media), no es susceptible a la licuefacción (baja); aclaremos que particularmente susceptible nos indica que se necesitan pruebas extras para un análisis más detallado.

Contenido de finos: Los finos se refieren a partículas con un diámetro inferior a 0.075 mm, y su presencia influye significativamente en las propiedades del suelo, como su plasticidad, cohesión y permeabilidad (Holtz et al., 2011).

Para este propósito aplicaremos el criterio de R. B. Seed et al., (2003), que es una de las investigación más actualizadas y aceptadas. (Ver Figura 35). La figura en referencia será comparada con los resultados de laboratorio realizados en la presente investigación. El autor (R. B. Seed et al., 2003), nos señala que finalmente se debe definir su susceptibilidad con el siguiente criterio:

- Altamente susceptible; siempre que el contenido de agua $W_c \geq 0.8$ Limite Liquido (LL).
- Medianamente susceptible; se deben de realizar ensayos con muestras inalteradas para confirmar, $W_c \geq 0.85$ (LL).
- Baja, no son susceptibles a licuar

En resumen, de acuerdo a su composición del suelo se muestra lo siguiente:

Tabla 21

Estratos susceptibles a la licuefacción de acuerdo a su composición.

Estrato	Clasificación SUCS	Susceptibilidad Granulométrica	Susceptibilidad Contenido Finos
<i>SPT-01</i>			
M1-02	SC	Media	Media
M1-06	SM	Alta	Alta
<i>SPT-02</i>			
M2-02	SC	Media	Media
M2-06	SM	Alta	Alta



SPT-03

M3-02	SP-SM	Muy Alta	Muy Alta
M3-06	SM	Alta	Alta

Nota: elaboración propia, todos los parámetros para definir la susceptibilidad por granulometría y contenido de finos, fueron extraídos de los ensayos de laboratorio realizados y que están anexos a la presente tesis.

Se determina una **susceptibilidad alta**, para los estratos detallados en la Tabla 21 según su distribución granulométrica y el contenido de finos.

3.5.4 Profundidad del nivel freático: susceptibilidad muy alta

González de Vallejo (2002), nos menciona que mundialmente en la mayoría de los casos que se han observado casos de licuefacción de suelos ocurrió lo siguiente.

- Nivel Freático < 3m, Susceptibilidad muy Alta
- Nivel Freático > 5m, Susceptibilidad muy baja

Se determina una **susceptibilidad muy alta**, debido que el nivel freático en todos los sondeos SPT está a menos de 1 metro.

3.5.5 Profundidad del estrato de suelo: susceptibilidad muy alta

Las tensiones entre las partículas del suelo incrementan en una medida que la presión de recubrimiento será mayor (ósea a mayor profundidad); siendo mayor la tensión, menor será la susceptibilidad que ocurra licuefacción (Falcón & Ramirez, 2012).

- Profundidad >9m : Susceptibilidad muy alta
- Profundidad <15m: Susceptibilidad muy baja

Se determina una **susceptibilidad muy alta**, debido a que en todos los sondeos realizados el nivel freático estuvo a menos de 1m de profundidad.

3.5.6 Resumen

Teniendo en cuenta todos los factores que afectan la determinación de susceptibilidad a la licuefacción de suelos. Se presenta una tabla resumen a continuación.

Tabla 22

Resumen de la susceptibilidad a licuar de la presente investigación

Factor	Susceptibilidad	Estratos
Histórico	Media	Todos
Geológico	Media - Alta	Todos
Composición del suelo	Alta	M1-02; M1-06; M2-02; M2-06; M3-02; M3-06
Nivel Freático	Muy Alto	Todos
Profundidad del estrato	Muy Alto	Todos

Nota: elaboración propia.

Entonces, finalmente los estratos susceptibles a licuar están ubicados en el sondeo SPT-01 (estratos M1-02 y M1-06); SPT-02 (estratos M2-02 y M2-06) y SPT 03 (estratos M3-02 y M3-06).

Estos estratos susceptibles a la licuefacción necesitan un estudio más detallado, consiguientemente analizaremos y determinaremos su potencial de licuefacción, propósito de esta tesis.

3.6 DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

Para determinar y dar solución al potencial de licuefacción a través del SPT, seguiremos una metodología secuencial basada principalmente en las investigaciones de H. B. Seed & Idriss (1971), pero también citaremos otros investigadores que veamos más acordes a nuestro tipo y zona de estudio y así dar la mejor solución a esta investigación.

Una vez determinados los estratos susceptibles a licuar SPT-01 (M1-02; M1-06); SPT-02 (M2-02; M2-06) y SPT 03 (M3-02; M3-06) en el punto 3.5, procederemos a dar solución a cada uno de los estratos de suelo. Todos los datos serán obtenidos de los ensayos in situ y ensayos de laboratorio realizados para la presente investigación. Ver Anexo 3, Anexo 4, Anexo 5 (pruebas de laboratorio) y Anexo 6 Ensayo SPT y estratigrafía).

La secuencia será la siguiente:

3.6.1 Solución al sondeo SPT-01

En este sondeo se determinará el potencial de licuefacción a los estratos **M1-02** y **M1-06** que son los susceptibles a la licuar.

Para estos primero brindaremos los datos necesarios de los estratos del sondeo SPT-01, los cuales son extraídos de las pruebas de laboratorio e in situ.

Tabla 23

Parámetros extraídos de los ensayos realizados al sondeo SPT-01

	Espesor del	Contenido	Densidad	Densidad
ESTRATO	estrato	Humedad	Solidos	del Estrato
	(cm)	(%) /100	$\gamma(\text{gr/cm}^3)$	$\gamma(\text{gr/cm}^3)$



M1-OR	40.00	0.13	2.52	2.85
M1-01s	12.00	0.10	2.69	2.96
<i>Nivel freático a 52.00 cm</i>				
M1-01	57.00	0.15	2.69	3.09
M1-02	161.00	0.16	2.61	3.02
M1-03	90.00	0.15	2.61	3.00
M1-04	70.00	0.34	2.64	3.53
M1-05	180.00	0.15	2.76	3.17
M1-06	90.00	0.16	2.63	3.06

Nota: elaboración propia, extraído de las pruebas de laboratorio e in situ

3.6.1.1 Estrato M1-02

Se calculará para su profundidad máxima que es 2.70m

(a) PRIMERO: Calculo del CSR

Calcularemos la licitación por sismo CSR (relación de esfuerzo cíclico) por el método de (Day, 2012) que está basado principalmente en el método de los investigadores (H. B. Seed & Idriss, 1971), dada por la ecuación:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (27)$$

$$a_{\max} \quad : \quad 0.357$$



$$g : 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\sigma_v : \text{Presión vertical total a 2.70m}$$

$$\sigma_v = \gamma z \quad (28)$$

cuando tenemos diferentes estratos:

$$\sigma_v = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2 + \dots + \gamma_n z_n \quad (29)$$

$$\gamma_n : \text{Densidad del estrato "n" (Tabla 23)}$$

$$z_n : \text{Altura del estrato "n" (Tabla 23)}$$

Entonces de la Tabla 23 obtenemos la presión total a 2.70m es:

$$\sigma_v = 0.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_v : \text{Presión efectiva vertical total a 2.70m}$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (30)$$

$$u : \text{Presión de poro}$$

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{nf}) = 0.22 \text{ kg/cm}^2 \quad (31)$$

$$\gamma_w : \text{Densidad del agua (1g/cm}^3\text{)}$$

$$z : 270 \text{ cm (altura de estudio)}$$

$$z_{nf} : 52 \text{ cm (altura del nivel freático)}$$

$$\sigma'_v = 0.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Gamma_d : \text{Factor de reducción de la aceleración}$$



Utilizaremos el factor de desaceleración propuesto por el investigador (Youd et al., 2001). Valido para profundidades menores a 15 metros Z tiene que estar en metros.

$$r_d = \frac{1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5}}{1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2} \quad (32)$$

$$r_d = 0.9816$$

Finalmente calculamos el CSR, para concluir con el primer paso:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d \quad (33)$$

$$CSR = 0.31$$

(b) SEGUNDO: Calculo del CRR

Para continuar con es el calcular del CRR estudiosos como (S. Kramer & Stewart, 2004) desarrollaron una ecuación de la curva CRR para arenas limpias primeramente.

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

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

CRR : Relación de Resistencia Cíclica

$(N_1)_{60}$: N corregido del SPT

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (35)$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$:	N corregido, por la fracción de finos
$\alpha = 0$:	$CF \leq 5\%$
$\alpha = e^{[1.76 - (190/CF^2)]}$:	$5\% < CF < 35\%$
$\alpha = 5$:	$CF \geq 35\%$
$\beta = 1$:	$CF \leq 5\%$
$\beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000)$:	$5\% < CF < 35\%$
$\beta = 1.25$:	$CF \geq 35\%$

Finalmente, el CRR quedaría expresado generalmente como:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60CS}} + \frac{(N_1)_{60CS}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60CS} + 45]^2} - \frac{1}{200} \quad (36)$$

Para nuestro estrato que no es una arena limpia tenemos que corregir por contenido de finos el $(N_1)_{60}$, tiene un $CF = 38.24\%$ ver Anexo 3, entonces $\alpha = 5$ y $\beta = 1.25$.

Calculemos el $(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S * C_N \quad (37)$$

donde:

N	:	Numero de golpes en campo del SPT
C_E	:	Corrección por energía



C_B	:	Corrección por diámetro de perforación
C_R	:	Corrección por longitud de varilla
C_S	:	Corrección por tipo de muestreador
C_N	:	Corrección por sobre carga

Tabla 24

Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 2.70m. Ver tabla 10

Parámetros	Fuente	Valor
N	Del Ensayo SPT (número de golpes) Liao y Whitman (1986)	3.00
C_N	$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'}{Pa}}$	1.27
C_E	(Youd et al., 2001) Martillo de Seguridad	0.70
C_B	(Youd et al., 2001), Diámetro de Sondeo = 0.10m	1.00
C_R	(Youd et al., 2001), (Youd et al., 2001)	0.75
C_S	Tipo de muestreador: Estándar	1.00

Nota: Elaboración propia, fuentes indicadas

Entonces nuestro N corregido está dado por:

$$(N_1)_{60} = 2.00$$

Corrección del $(N_1)_{60}$ para un C.F = 38.24% (ver Anexo 3),
entonces $\alpha = 5$ y $\beta = 1.25$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad (38)$$

$$(N_1)_{60cs} = 7.50$$

Finalmente evaluaremos el CRR:

$$\text{CRR} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$
$$\text{CRR} = 0.59$$

(c) **TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado**

Se usa para determinar si un suelo es potencialmente licuable bajo condiciones sísmicas, nos indican que si $F.S < 1.30$ existe licuefacción (H. B. Seed & Idriss, 1971). En términos de relaciones cíclicas tenemos:

$$F.S. = \frac{\text{CRR}}{\text{CSR}} \quad (39)$$

$$F.S. = 1.90$$

Viendo que $1.95 > 1.30$ nuestro estrato de suelo **no licua**.

Importante aclarar es que, a partir de esta metodología y secuencia mostrada se trataran análogamente a todos los estratos susceptibles a la licuefacción, para evaluar su factor de seguridad de potencial de licuefacción.



3.6.1.2 Estrato M1-06

Se calculará para su profundidad máxima que es 7.00m.

(a) PRIMERO: Calculo del CSR

Calcularemos la licitación por sismo CSR (relación de esfuerzo cíclico) por el método de (Day, 2012) que está basado principalmente en el método de los investigadores (H. B. Seed & Idriss, 1971), dada por la ecuación:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d$$

- a_{max} : 0.357
- g : 9.81 m/s²
- σ_v : **Presión vertical total a 7.00m**

$$\sigma_v = \gamma z$$

cuando tenemos diferentes estratos:

$$\sigma_v = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2 + \dots + \gamma_n z_n$$

- γ_n : : Densidad del estrato “n” (Tabla 23)
- z_n : : Altura del estrato “n” (Tabla 23)

Entonces de la (Tabla 23) obtenemos la presión total a 7.00 m es:

$$\sigma_v = 2.17 \text{ kg/cm}^2$$

- σ'_v : **Presión efectiva vertical total a 7.00m**

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

- u : Presión de poro



$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{nf}) = 0.65 \text{ kg/cm}^2$$

- γ_w : Densidad del agua (1 gr/cm³)
- z : 7.00 m (altura de estudio)
- z_{nf} : 0.52 m (altura del nivel freático)

$$\sigma'_v = 1.53 \text{ kg/cm}^2$$

- r_d : Factor de reducción de la aceleración

Utilizaremos el factor de desaceleración propuesto por el investigador (Youd et al., 2001). Valido para profundidades menores a 15 metros Z tiene que estar en metros.

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

$$r_d = 0.95$$

Finalmente calculamos el CSR, para concluir con el primer paso:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d$$

$$CSR = 0.31$$

(b) SEGUNDO: Calculo del CRR

Para continuar con es el calcular del CRR estudiosos como (S. Kramer & Stewart, 2004) desarrollaron una ecuación de la curva CRR para arenas limpias primeramente.

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



Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

CRR : Relación de Resistencia Cíclica

$(N_1)_{60}$: N corregido del SPT

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$: N corregido, por la fracción de finos

$\alpha = 0$: $CF \leq 5\%$

$\alpha = e^{[1.76-(190/CF^2)]}$: $5\% < CF < 35\%$

$\alpha = 5$: $CF \geq 35\%$

$\beta = 1$: $CF \leq 5\%$

$\beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000)$: $5\% < CF < 35\%$

$\beta = 1.25$: $CF \geq 35\%$

Finalmente, el CRR quedaría expresado generalmente como:

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

Para nuestro estrato que no es una arena limpia tenemos que corregir por contenido de finos el $(N_1)_{60}$, tiene un $CF = 47.81\%$ ver Anexo 3, entonces $\alpha = 5$ y $\beta = 1.25$.

Calculemos el $(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S * C_N$$

Donde:

- N** : Numero de golpes en campo del SPT
- C_E** : Corrección por energía
- C_B** : Corrección por diámetro de perforación
- C_R** : Corrección por longitud de varilla
- C_S** : Corrección por tipo de muestreador
- C_N** : Corrección por sobre carga

Tabla 25

Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 7.00m. Ver Tabla 10

Parámetros	Fuente	Valor
N	Del ensayo SPT (número de golpes) Liao y Whitman (1986)	4.00
C_N	$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'}{P_a}}$	0.81
C_E	(Youd et al., 2001) Martillo de Seguridad	0.70

C_B	(Youd et al., 2001), Diámetro de Sondeo = 0.10m	1.00
C_R	(Youd et al., 2001), (Youd et al., 2001)	0.95
C_S	Tipo de muestreador: Estándar	1.00

Nota: elaboración propia. Fuentes indicadas

Entonces nuestro N corregido está dado por:

$$(N_1)_{60} = 2.15$$

Corrección del $(N_1)_{60}$ para un C.F = 47.81% (ver Anexo 3),
entonces $\alpha = 5$ y $\beta = 1.25$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$(N_1)_{60cs} = 7.69$$

Finalmente evaluaremos el CRR:

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

$$CRR = 0.61$$

(c) **TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado**

Se usa para determinar si un suelo es potencialmente licuable bajo condiciones sísmicas, nos indican que si $F.S < 1.30$ existe licuefacción (H. B. Seed & Idriss, 1971). En términos de relaciones cíclicas tenemos:

$$F.S. = \frac{CRR}{CSR}$$



F. S. =1.93

Viendo que $1.94 > 1.30$ nuestro estrato de suelo **no licua**.

3.6.2 Solución al sondeo SPT-02

En este sondeo se determinará el potencial de licuefacción a los estratos **M2-02 y M2-06** que son los susceptibles a la licuar.

Para estos primero brindaremos los datos necesarios de los estratos del sondeo SPT-03, los cuales son extraídos de las pruebas de laboratorio e in situ.

Tabla 26

Parámetros extraídos de los ensayos realizados al sondeo SPT-02

ESTRATO	Espesor del estrato (cm)	Contenido Humedad (%) /100	Densidad Solidos $\gamma(\text{gr/cm}^3)$	Densidad del Estrato $\gamma(\text{gr/cm}^3)$
M2-OR	50.00	0.12	2.52	2.84
M2-01s	13.00	0.13	2.72	3.07
<i>Nivel freático a 63 cm</i>				
M2-01	147.00	0.22	2.72	3.32
M2-02	60.00	0.15	2.73	3.13
M2-03	70.00	0.15	2.74	3.14
M2-04	130.00	0.17	2.77	3.24



M2-05	110.00	0.18	2.78	3.26
M2-06	120.00	0.14	2.63	3.00

Nota: elaboración propia, extraído de las pruebas de laboratorio e in situ

3.6.2.1 Estrato M2-02

Se calculará para su profundidad máxima que es 2.70m

(a) PRIMERO: Calculo del CSR

Calcularemos la licitación por sismo CSR (relación de esfuerzo cíclico) por el método de (Day, 2012) que está basado principalmente en el método de los investigadores (H. B. Seed & Idriss, 1971), dada por la ecuación:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

$$a_{max} : 0.357$$

$$g : 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$\sigma_v : \text{Presión vertical total a 2.70m}$$

$$\sigma_v = \gamma z$$

Cuando tenemos diferentes estratos:

$$\sigma_v = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2 \dots + \gamma_n z_n$$

$$\gamma_n : \text{Densidad del estrato "n" (Tabla 26)}$$

$$z_n : \text{Altura del estrato "n" (Tabla 26)}$$



Entonces de la (Tabla 26) obtenemos la presión total a 2.70m es:

$$\sigma_v = 0.83 \text{ kg/cm}^2$$

σ'_v : Presión efectiva vertical total a 2.70m

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

u : Presión de poro

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{nf}) = 0.21 \text{ kg/cm}^2$$

γ_w : Densidad del agua (1gr/cm³)

z : 270 cm (altura de estudio)

z_{nf} : 63 cm (altura del nivel freático)

$$\sigma'_v = 0.63 \text{ kg/cm}^2$$

r_d : Factor de reducción de la aceleración

Utilizaremos el factor de desaceleración propuesto por el investigador (Youd et al., 2001). Valido para profundidades menores a 15 metros Z tiene que estar en metros.

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

$$r_d = 0.98$$

Finalmente calculamos el CSR, para concluir con el primer paso:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

$$CSR = 0.30$$



(b) SEGUNDO: Calculo del CRR

Para continuar con es el calcular del CRR estudiosos como (S. Kramer & Stewart, 2004) desarrollaron una ecuación de la curva CRR para arenas limpias primeramente.

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

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

CRR : Relación de Resistencia Cíclica

$(N_1)_{60}$: N corregido del SPT

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$: N corregido, por la fracción de finos

$\alpha = 0$: $CF \leq 5\%$

$\alpha = e^{[1.76 - (190/CF^2)]}$: $5\% < CF < 35\%$

$\alpha = 5$: $CF \geq 35\%$

$\beta = 1$: $CF \leq 5\%$

$\beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000)$: $5\% < CF < 35\%$



$$\beta = 1.25 \quad : \quad CF \geq 35\%$$

Finalmente, el CRR quedaría expresado generalmente como:

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

Para nuestro estrato que no es una arena limpia tenemos que corregir por contenido de finos el $(N_1)_{60}$

Calculemos el $(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S * C_N$$

Donde:

- N** : Numero de golpes en campo del SPT
- C_E** : Corrección por energía
- C_B** : Corrección por diámetro de perforación
- C_R** : Corrección por longitud de varilla
- C_S** : Corrección por tipo de muestreador
- C_N** : Corrección por sobre carga

Tabla 27

Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 2.70m. Ver Tabla 10

Parámetros	Fuente	Valor
N	Del Ensayo SPT (número de golpes)	3.00



	Liao y Whitman (1986)	1.25
C_N	$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'}{Pa}}$	
C_E	(Youd et al., 2001) Martillo de Seguridad	0.70
C_B	(Youd et al., 2001), Diámetro de Sondeo = 0.10m	1.00
C_R	(Youd et al., 2001),	0.75
	(Youd et al., 2001)	1.00
C_S	Tipo de muestreador: Estándar	

Nota: Elaboración propia, fuentes indicadas

Entonces nuestro N corregido está dado por:

$$(N_1)_{60} = 1.96$$

Corrección del $(N_1)_{60}$ para un C.F. = 30.16% (ver Anexo 4),
entonces $\alpha = 4.72$ y $\beta = 1.16$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$(N_1)_{60cs} = 6.98$$

Finalmente evaluaremos el CRR:

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

$$CRR = 0.553$$



(c) **TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado**

Se usa para determinar si un suelo es potencialmente licuable bajo condiciones sísmicas, nos indican que si $F.S < 1.30$ existe licuefacción (H. B. Seed & Idriss, 1971). En términos de relaciones cíclicas tenemos:

$$F.S. = \frac{CRR}{CSR}$$

$$F.S. = 1.82$$

Viendo que $1.86 > 1.30$ nuestro estrato de suelo **no licua**.

3.6.2.2 Estrato M2-06

Se calculará para su profundidad máxima que es 7.00m

(a) **PRIMERO: Calculo del CSR**

Calcularemos la licitación por sismo CSR (relación de esfuerzo cíclico) por el método de (Day, 2012) que está basado principalmente en el método de los investigadores (H. B. Seed & Idriss, 1971), dada por la ecuación:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

a_{max} : 0.357

g : 9.81 m/s²

σ_v : **Presión vertical total a 7.00m**

$$\sigma_v = \gamma z$$

cuando tenemos diferentes estratos:

$$\sigma_v = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2 + \dots + \gamma_n z_n$$



γ_n : : Densidad del estrato “n” (Tabla 26)

z_n : : Altura del estrato “n” (Tabla 26)

Entonces de la (Tabla 26) obtenemos la presión total a 7.00m es:

$$\sigma_v = 2.19 \text{ kg/cm}^2$$

σ'_v : Presión efectiva vertical total a 7.00m

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

u : Presión de poro

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{nf}) = 0.64 \text{ kg/cm}^2$$

γ_w : Densidad del agua (1gr/cm³)

z : 700 cm (altura de estudio)

z_{nf} : 63 cm (altura del nivel freático)

$$\sigma'_v = 1.56 \text{ kg/cm}^2$$

r_d : Factor de reducción de la aceleración

Utilizaremos el factor de desaceleración propuesto por el investigador (Youd et al., 2001). Valido para profundidades menores a 15 metros Z tiene que estar en metros.

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

$$r_d = 0.95$$

Finalmente calculamos el CSR, para concluir con el primer paso:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d$$



$$\text{CSR} = 0.310$$

(b) SEGUNDO: Calculo del CRR

Para continuar con es el calcular del CRR estudiosos como (S. Kramer & Stewart, 2004) desarrollaron una ecuación de la curva CRR para arenas limpias primeramente.

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

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

CRR : Relación de Resistencia Cíclica

$(N_1)_{60}$: N corregido del SPT

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

donde:

$(N_1)_{60cs}$: N corregido, por la fracción de finos

$\alpha = 0$: $CF \leq 5\%$

$\alpha = e^{[1.76 - (190/CF^2)]}$: $5\% < CF < 35\%$

$\alpha = 5$: $CF \geq 35\%$

$\beta = 1$: $CF \leq 5\%$



$$\beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000) \quad : \quad 5\% < CF < 35\%$$

$$\beta = 1.25 \quad : \quad CF \geq 35\%$$

Finalmente, el CRR quedaría expresado generalmente como:

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

Para nuestro estrato que no es una arena limpia tenemos que corregir por contenido de finos el $(N_1)_{60}$.

Calculemos el $(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S * C_N$$

Donde:

- N** : Numero de golpes en campo del SPT
- C_E** : Corrección por energía
- C_B** : Corrección por diámetro de perforación
- C_R** : Corrección por longitud de varilla
- C_S** : Corrección por tipo de muestreador
- C_N** : Corrección por sobre carga

Tabla 28

Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 7.00m. Ver Tabla 10

Parámetros	Fuente	Valor
N	Del Ensayo SPT (número de golpes)	4.00



	Liao y Whitman (1986)	0.80
C_N	$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'}{Pa}}$	
C_E	(Youd et al., 2001) Martillo de Seguridad	0.70
C_B	(Youd et al., 2001), Diámetro de Sondeo = 0.10m	1.00
C_R	(Youd et al., 2001),	0.95
	(Youd et al., 2001)	1.00
C_S	Tipo de muestreador: Estándar	

Nota: Elaboración propia, fuentes indicadas

Entonces nuestro N corregido está dado por:

$$(N_1)_{60} = 2.12$$

Corrección del $(N_1)_{60}$ para un C.F. = 19.80% (ver Anexo 4),
entonces $\alpha = 3.58$ y $\beta = 1.08$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$(N_1)_{60cs} = 5.87$$

Finalmente evaluaremos el CRR:

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

$$CRR = 0.470$$

(c) **TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado**

Se usa para determinar si un suelo es potencialmente licuable bajo condiciones sísmicas, nos indican que si $F.S < 1.30$ existe licuefacción (H. B. Seed & Idriss, 1971). En términos de relaciones cíclicas tenemos:

$$F. S. = \frac{CRR}{CSR}$$

$$F. S. = 1.51$$

Viendo que $1.55 > 1.30$ nuestro estrato de suelo **no licua**. Pero está muy cercano a licuar.

3.6.3 Solución al sondeo SPT-03

En este sondeo se determinará el potencial de licuefacción a los estratos **M3-02** y **M3-06** que son los susceptibles a la licuar.

Para estos primero brindaremos los datos necesarios de los estratos del sondeo SPT-03, los cuales son extraídos de las pruebas de laboratorio e in situ.

Tabla 29

Parámetros extraídos de los ensayos realizados al sondeo SPT-03

ESTRATO	Espesor del estrato (cm)	Contenido Humedad (%) /100	Densidad Solidos $\gamma(\text{gr/cm}^3)$	Densidad del Estrato $\gamma(\text{gr/cm}^3)$
M3-OR	60.00	0.13	2.52	2.85
M3-01s	20.00	0.12	2.68	3.01



Nivel freático a 80 cm

M3-01	100.00	0.22	2.68	3.27
M3-02	50.00	0.20	2.64	3.16
M3-03	90.00	0.37	2.71	3.70
M3-04	150.00	0.19	2.73	3.23
M3-05	150.00	0.23	2.79	3.45
M3-06	120.00	0.22	2.63	3.19
M3-07	60.00	0.18	2.81	3.31

Nota: elaboración propia, extraído de las pruebas de laboratorio e in situ

3.6.3.1 Estrato M3-02

Se calculará para su profundidad máxima que es 2.30m

(a) PRIMERO: Calculo del CSR

Calcularemos la licitación por sismo CSR (relación de esfuerzo cíclico) por el método de (Day, 2012) que está basado principalmente en el método de los investigadores (H. B. Seed & Idriss, 1971), dada por la ecuación:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d$$

$$a_{\max} \quad : \quad 0.357$$

$$g \quad : \quad 9.81 \text{ m/s}^2$$



σ_v : **Presión vertical total a 2.30m**

$$\sigma_v = \gamma z$$

Cuando tenemos diferentes estratos:

$$\sigma_v = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2 + \dots + \gamma_n z_n$$

γ_n : : Densidad del estrato “n” (Tabla 29)

z_n : : Altura del estrato “n” (Tabla 29)

Entonces de la (Tabla 29) obtenemos la presión total a 2.30m es:

$$\sigma_v = 0.72 \text{ kg/cm}^2$$

σ'_v : **Presión efectiva vertical total a 2.30m**

$$\sigma'_v = \sigma_v - u$$

u : Presión de poro

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{nf}) = 0.15 \text{ kg/cm}^2$$

γ_w : Densidad del agua (1gr/cm³)

z : 230 cm (altura de estudio)

z_{nf} : 80 cm (altura del nivel freático)

$$\sigma'_v = 0.57 \text{ kg/cm}^2$$

r_d : **Factor de reducción de la aceleración**

Utilizaremos el factor de desaceleración propuesto por el investigador (Youd et al., 2001). Valido para profundidades menores a 15 metros Z tiene que estar en metros.



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

$$r_d = 0.9845$$

Finalmente calculamos el CSR, para concluir con el primer paso:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d$$

$$CSR = 0.289$$

(b) SEGUNDO: Calculo del CRR

Para continuar con es el calcular del CRR estudiosos como (S. Kramer & Stewart, 2004) desarrollaron una ecuación de la curva CRR para arenas limpias primeramente.

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

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

CRR : Relación de Resistencia Cíclica

$(N_1)_{60}$: N corregido del SPT

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.



$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

donde:

$(N_1)_{60cs}$:	N corregido, por la fracción de finos
$\alpha = 0$:	$CF \leq 5\%$
$\alpha = e^{[1.76-(190/CF^2)]}$:	$5\% < CF < 35\%$
$\alpha = 5$:	$CF \geq 35\%$
$\beta = 1$:	$CF \leq 5\%$
$\beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000)$:	$5\% < CF < 35\%$
$\beta = 1.25$:	$CF \geq 35\%$

Finalmente, el CRR quedaría expresado generalmente como:

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

Para nuestro estrato que no es una arena limpia tenemos que corregir por contenido de finos el $(N_1)_{60}$, tiene un $CF = 7.56\%$.

Calculemos el $(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S * C_N$$

Donde:

N	:	Numero de golpes en campo del SPT
C_E	:	Corrección por energía
C_B	:	Corrección por diámetro de perforación
C_R	:	Corrección por longitud de varilla



- C_S : Corrección por tipo de muestreador
- C_N : Corrección por sobre carga

Tabla 30

Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 2.30m. Ver Tabla 10

Parámetros	Fuente	Valor
N	Del Ensayo SPT (número de golpes) Liao y Whitman (1986)	3.00
C_N	$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'}{Pa}}$	1.27
C_E	(Youd et al., 2001) Martillo de Seguridad	0.70
C_B	(Youd et al., 2001), Diámetro de Sondeo = 0.10m	1.00
C_R	(Youd et al., 2001), (Youd et al., 2001)	0.75
C_S	Tipo de muestreador: Estándar	1.00

Nota: Elaboración propia, fuentes indicadas

Entonces nuestro N corregido está dado por:

$$(N_1)_{60} = 2.03$$

Corrección del $(N_1)_{60}$ para un C.F. = 7.56% (ver Anexo 5),
entonces $\alpha = 0.21$ y $\beta = 1.01$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$



$$(N_1)_{60cs} = 2.27$$

Finalmente evaluaremos el CRR:

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{13.5} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$
$$CRR = 0.21$$

(c) **TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado**

Se usa para determinar si un suelo es potencialmente licuable bajo condiciones sísmicas, nos indican que si $F.S < 1.30$ existe licuefacción (H. B. Seed & Idriss, 1971). En términos de relaciones cíclicas tenemos:

$$F.S. = \frac{CRR}{CSR}$$

$$F.S. = 0.71$$

Viendo que $0.72 < 1.30$ nuestro estrato de suelo **si licua**.

3.6.3.2 Estrato M3-06

Se calculará para su profundidad máxima que es 7.40m

(a) **PRIMERO: Calculo del CSR**

Calcularemos la licitación por sismo CSR (relación de esfuerzo cíclico) por el método de (Day, 2012) que está basado principalmente en el método de los investigadores (H. B. Seed & Idriss, 1971), dada por la ecuación:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d$$



- a_{\max} : 0.357
- g : 9.81 m/s²
- σ_v : **Presión vertical total a 7.40m**
- $\sigma_v = \gamma z$

Cuando tenemos diferentes estratos:

$$\sigma_v = \gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2 + \dots + \gamma_n z_n$$

- γ_n : Densidad del estrato “n” (Tabla 29)
- z_n : Altura del estrato “n” (Tabla 29)

Entonces de la (Tabla 29) obtenemos la presión total a 7.40m es:

$$\sigma_v = 2.44 \text{ kg/cm}^2$$

- σ'_v : **Presión efectiva vertical total a 7.40m**
- $\sigma'_v = \sigma_v - u$
- u : Presión de poro

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_{nf}) = 0.66 \text{ kg/cm}^2$$

- γ_w : Densidad del agua (1 gr/cm³)
- z : 740 cm (altura de estudio)
- z_{nf} : 80 cm (altura del nivel freático)

$$\sigma'_v = 1.78 \text{ kg/cm}^2$$

- r_d : **Factor de reducción de la aceleración**

Utilizaremos el factor de desaceleración propuesto por el investigador (Youd et al., 2001). Valido para profundidades menores a 15 metros Z tiene que estar en metros.

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

$$r_d = 0.94$$

Finalmente calculamos el CSR, para concluir con el primer paso:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{\max} \sigma_v}{g \sigma'_v} r_d$$

$$CSR = 0.301$$

(b) SEGUNDO: Calculo del CRR

Para continuar con es el calcular del CRR estudiosos como (S. Kramer & Stewart, 2004) desarrollaron una ecuación de la curva CRR para arenas limpias primeramente.

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

Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

CRR : Relación de Resistencia Cíclica

$(N_1)_{60}$: N corregido del SPT



Para las arenas limosas el autor nos menciona que se debe de corregir el $(N_1)_{60}$, y que este no puede ser mayor a 30, para poder utilizar la ecuación en arenas limosas.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

Donde:

$(N_1)_{60cs}$:	N corregido, por la fracción de finos
$\alpha = 0$:	$CF \leq 5\%$
$\alpha = e^{[1.76-(190/CF^2)]}$:	$5\% < CF < 35\%$
$\alpha = 5$:	$CF \geq 35\%$
$\beta = 1$:	$CF \leq 5\%$
$\beta = 0.99 + (FC^{1.5}/1000)$:	$5\% < CF < 35\%$
$\beta = 1.25$:	$CF \geq 35\%$

Finalmente, el CRR quedaría expresado generalmente como:

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

Para nuestro estrato que no es una arena limpia tenemos que corregir por contenido de finos el $(N_1)_{60}$.

Calculemos el $(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = N * C_E * C_B * C_R * C_S * C_N$$

Donde:

N : Numero de golpes en campo del SPT



C_E	:	Corrección por energía
C_B	:	Corrección por diámetro de perforación
C_R	:	Corrección por longitud de varilla
C_S	:	Corrección por tipo de muestreador
C_N	:	Corrección por sobre carga

Tabla 31

Parámetros para obtener el $(N_1)_{60}$ a 7.40m. Ver Tabla 10

Parámetros	Fuente	Valor
N	Del Ensayo SPT (número de golpes)	4.00
	Liao y Whitman (1986)	0.74
C_N	$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'}{Pa}}$	
C_E	(Youd et al., 2001) Martillo de Seguridad	0.70
C_B	(Youd et al., 2001), Diámetro de Sondeo = 0.10m	1.00
C_R	(Youd et al., 2001), (Youd et al., 2001)	0.95 1.00
C_S	Tipo de muestreador: Estándar	

Nota: Elaboración propia, fuentes indicadas.

Entonces nuestro N corregido está dado por:

$$(N_1)_{60} = 1.96$$

Corrección del $(N_1)_{60}$ para un C.F. = 29.70% (ver Anexo 5), entonces $\alpha = 4.69$ y $\beta = 1.15$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60}$$

$$(N_1)_{60cs} = 6.94$$

Finalmente evaluaremos el CRR:

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

$$CRR = 0.55$$

(c) **TERCERO: Factor de seguridad de licuefacción y resultado**

Se usa para determinar si un suelo es potencialmente licuable bajo condiciones sísmicas, nos indican que si $F.S < 1.30$ existe licuefacción (H. B. Seed & Idriss, 1971). En términos de relaciones cíclicas tenemos:

$$F. S. = \frac{CRR}{CSR}$$

$$F. S. = 1.83$$

Viendo que $1.87 > 1.30$ nuestro estrato de suelo **no licua**.

3.7 EVALUACIÓN DE MÉTODO PARA MEJORAR EL TERRENO LICUABLE

Para este apartado tomaremos en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los métodos evaluados estarán orientados a obras nuevas, es decir método que se llevan a cabo antes de la ejecución de un proyecto, esto debido a que en



nuestra área de estudio no se encuentran aún construidas estructuras de obras civiles.

- Los métodos serán orientados a prevenir el fenómeno de licuefacción, mas no a contrarrestas sus consecuencias ocasionadas por este fenómeno, debido a que a la fecha no existen registros de licuefacción en la zona.
- El tipo de obras civiles permitidas en nuestra área de estudio según el Autoridad Nacional del Agua, incluyen obras de protección contra inundaciones, sistemas de drenaje, y estructuras de infraestructura liviana que no alteren significativamente la topografía ni el ecosistema local (Autoridad Nacional del Agua, 2020).
- Nuestro único estrato licuable “M3-02” está localizado en el sondeo SPT-03 (ver Título 3.6.2), tiene un área representativa de 400 m² (ver Título 3.3.4) y tiene los siguientes parámetros definidos (ver Anexo 5 y Anexo 6):
 - Área representativa : 400 m²
 - Profundidad del estrato : 1.80m - 2.30m
 - Contenido de finos : 7.56%
 - Grava : 2.79%
 - Arena : 89.65%
 - SUCS : SP-SM
 - Límite Líquido : 18.5%
 - Límite Plástico : NP
 - Índice de Plasticidad : 18.5%
 - N del SPT en campo : 3.00



3.7.1 Compactación dinámica clásica

Existen condicionantes respaldadas por investigadores para hacer uso de este tipo de mejoramiento de terreno (ver Título 2.3.3.1):

1. Este método pierde su eficacia en suelos semisaturados o saturados cuyo contenido de finos sean mayores a un 15% a 20% y no es recomendable debido a que su proceso se vuelva muy lento.
2. De datos que se obtuvieron en 06 casos reales (Armijo Palacio, 1995) y estudios realizados por investigadores (Mayne et al., 1984), la profundidad en la que puede lograr influir (D) la compactación dinámica vendría a estar establecida por:

$$D = n\sqrt{W \cdot H} \quad (20)$$

Donde:

D: La profundidad a la que puede llegar a influir la compactación dinámica.

n: Coeficiente que varía entre 0.6 (gravas y arenas limpias) y 0.35 (arenas limosas y limos con IP <10%) aprox.

W: 20 toneladas normalmente, capacidad de las grúas actualmente disponibles en el mercado.

H: 30 metros normalmente, capacidad de las grúas actualmente disponibles en el mercado.

Este método perderá su eficacia y **no es recomendable** debido a que por encima de nuestro estrato licuable (M3-02) existe un estrato saturado parcialmente (M3-01) con un contenido de finos igual a 50.15% (ver anexo 5), este supera el 20% máximo recomendable y en consecuencia el proceso de compactación será muy lento y costoso.

Figura 66

Perfil estratigráfico hasta la profundidad del estrato licuable

Perfil Estratigráfico				
Prof. (m)	M	Simb.	Descripción y Clasificación SUCS	Observaciones
0.10 0.20 0.30 0.40 0.50 0.60 0.70 0.80 0.90	M3-OR		Material orgánico con presencia de raíces, color gris oscuro y algunas conchas de color blanco	
1.0 1.10 1.20 1.30 1.40 1.50 1.60 1.70 1.80 1.90	M3-01		Arcilla y limos de baja plasticidad color amarillo oscuro, presencia de arenas finas, muy pocas raíces CL - ML	Nivel freático encontrado a 0.80 m
2.0 2.10 2.20 2.30	M3-02		Arenas mal gradadas con presencia de limos de color gris oscuro SP - SM	

Nota: Elaboración propia, el estrato potencialmente licuable es el estrato M3-02 del SPT-03

No se recomienda este método debido a que su rango de influencia (D) esta recomendado esta entre los 7 y 12 metros de profundidad (Mayne et al., 1984) y nuestro estrato licuable se encuentra a 2.30 metros de profundidad, compactando estratos más profundos que no son licuables, esto conlleva a costos innecesarios y a evaluar otras alternativas.

Además, **no se recomienda**, debido a que cerca a nuestra área de estudio



se encuentran rieles de tren aun en actividad. Los grandes golpes de energía transmitidos al terreno afectarían la cimentación de dichos rieles de tren, produciendo asentamientos en su cimentación.

3.7.2 Vibroflotación

Para hacer uso de la vibroflotación debemos de tomar en cuentas las condicionantes para usar este tipo de mejoramiento de terreno (ver Título 2.3.3.1):

1. Este método es efectivo para suelos con un contenido de finos menor a 10% - 15% y la máxima profundidad para usar este tratamiento puede llegar a ser 20 metros (Henríquez Pantaleon, 2007).
2. La profundidad máxima que se recomienda usar este tratamiento es de 20 metros (Henríquez Pantaleon, 2007).
3. Usado en terrenos granulares y es recomendada para profundidades que oscilan entre 10 y 30 metros (Kirsch & Bell, 2012).

Teniendo un contenido de finos igual 7.56% en nuestro estrato licuable, se recomienda este método de mejora del estrato de suelo (Henríquez Pantaleon, 2007).

Por otro lado no se recomienda, debido a que nuestra profundidad de nuestro estrato licuable es de 2.30 metros, la cual no oscila en el rango recomendado de 10 a 30 metros, para su mejor aprovechamiento en cuanto a costo-beneficio (Kirsch & Bell, 2012).

Finalmente, **no recomendamos** este tipo de mejora de terreno debido a que este método está diseñado a ser usado en mayores profundidades. Al ser usado



en nuestro estrato licuable (a 2.30 metros), no se aprovecharía este tipo de mejora de terreno y los costos no estarían justificados.

3.7.3 Vibrosustitución, columnas de grava o arena

Para hacer uso de la vibrosustitución (columnas de grava o arena) debemos de tomar en cuentas las condicionantes propuestas por investigadores para usar este tipo de mejoramiento de terreno (ver Título 2.3.3.1):

1. Es usado y recomendado en suelos limo-arcillosos, areno-limosos o areno-arcillosos con un contenido de finos mayor al 15%, este tipo de suelos no responden favorablemente a la vibroflotación y este método recurre a la construcción de columnas de grava o arena para su mejora, dando lugar a una sustitución en los puntos definidos para su tratamiento (Henríquez Pantaleon, 2007).
2. La vibrosustitución es más adecuada para profundidades que oscilan entre 10 y 25 metros, dependiendo de las condiciones del terreno y los requerimientos del proyecto (Kirsch & Bell, 2012). Sin embargo, en condiciones especiales, puede extenderse hasta 30 metros con equipos especializados.

En cuanto a nuestros estratos a mejorar tendríamos tipos de suelos (ver Anexo 5): el estrato superior al licuable “M3-01” con clasificación SUCS CL-ML (limosos-arcilloso) y el estrato licuable “M3-02” con clasificación SUCS SP-SM (areno-limosos), ambos recomendados para este tipo de mejoramiento de terreno (Henríquez Pantaleon, 2007).



Sin embargo, análogamente como los métodos de mejoramiento anteriores de vibroflotación y compactación dinámica clásica, están destinados a ser mejor aprovechados en mayores profundidades (nuestro estrato licuable se encuentra a escasos 2.30 metros de profundidad). **No recomendamos** este método de mejoramiento de terreno debido a que está diseñado para profundidades que oscilan entre 10 y 25 metros de profundidad y ocasionarían costos elevados en su ejecución (Kirsch & Bell, 2012).

3.7.4 Reemplazo

El método de reemplazo de terreno es una técnica de mejora de suelos utilizada principalmente en:

1. Terrenos muy blandos, inestables o con alto contenido de materia orgánica. Este procedimiento consiste en retirar el suelo débil y reemplazarlo por un material de mejor calidad, como grava, arena compactada, o materiales estabilizados con cemento o cal (B. M. Das & Sobhan, 2014).
2. El reemplazo de terreno es más adecuado para profundidades superficiales, típicamente de 1 a 5 metros, ya que el costo y la logística del proceso aumentan significativamente con la profundidad (B. M. Das & Sobhan, 2014).

Además, en áreas cercanas a cuerpos de agua, como el lago Titicaca, es crucial garantizar que el material de reemplazo no afecte la calidad del agua ni interfiera con las normativas ambientales locales de la Autoridad Nacional del Agua.



Estamos frente a un estrato licuable muy blando donde el N del SPT es igual a 3 (ver Anexo 6) y donde es **recomendable** este tipo de mejoramiento de terreno (B. M. Das & Sobhan, 2014).

La profundidad del estrato licuable está a 2.30 metros, que se encuentra dentro de rango **recomendado** para poder reemplazarlo, el cual es de 1 a 5 metros (B. M. Das & Sobhan, 2014).

Este será el tipo de mejoramiento de terreno que recomendaremos por todo lo antes descrito en este apartado, además el costo es razonable si se cuenta con materiales adecuados cercanos al sitio de obra, el reemplazo puede ser más económico que otros métodos de mejoramiento del terreno.

3.7.5 Análisis Comparativo

El análisis de los métodos revela que la elección depende de múltiples factores, incluyendo:

1. Profundidad de mejora requerida: Mientras que la vibroflotación y la vibrosustitución son adecuadas para grandes profundidades, el reemplazo y la compactación dinámica son más eficaces en profundidades moderadas.
2. Condiciones del suelo: En suelos cohesivos saturados, la vibrosustitución y el reemplazo son más efectivos. Para suelos granulares, la vibroflotación es superior.
3. Costo y disponibilidad: El reemplazo es generalmente el método más económico y accesible localmente, especialmente en áreas con recursos limitados.



4. Impacto ambiental y social: Métodos como la compactación dinámica pueden generar molestias significativas en áreas urbanas, mientras que el reemplazo tiene menor impacto.



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Dentro de la presente investigación se realizó 3 sondeos SPT en lugares estratégicos de nuestra área de investigación para determinar si existen estratos granulares (es decir de arena o grava) saturados.

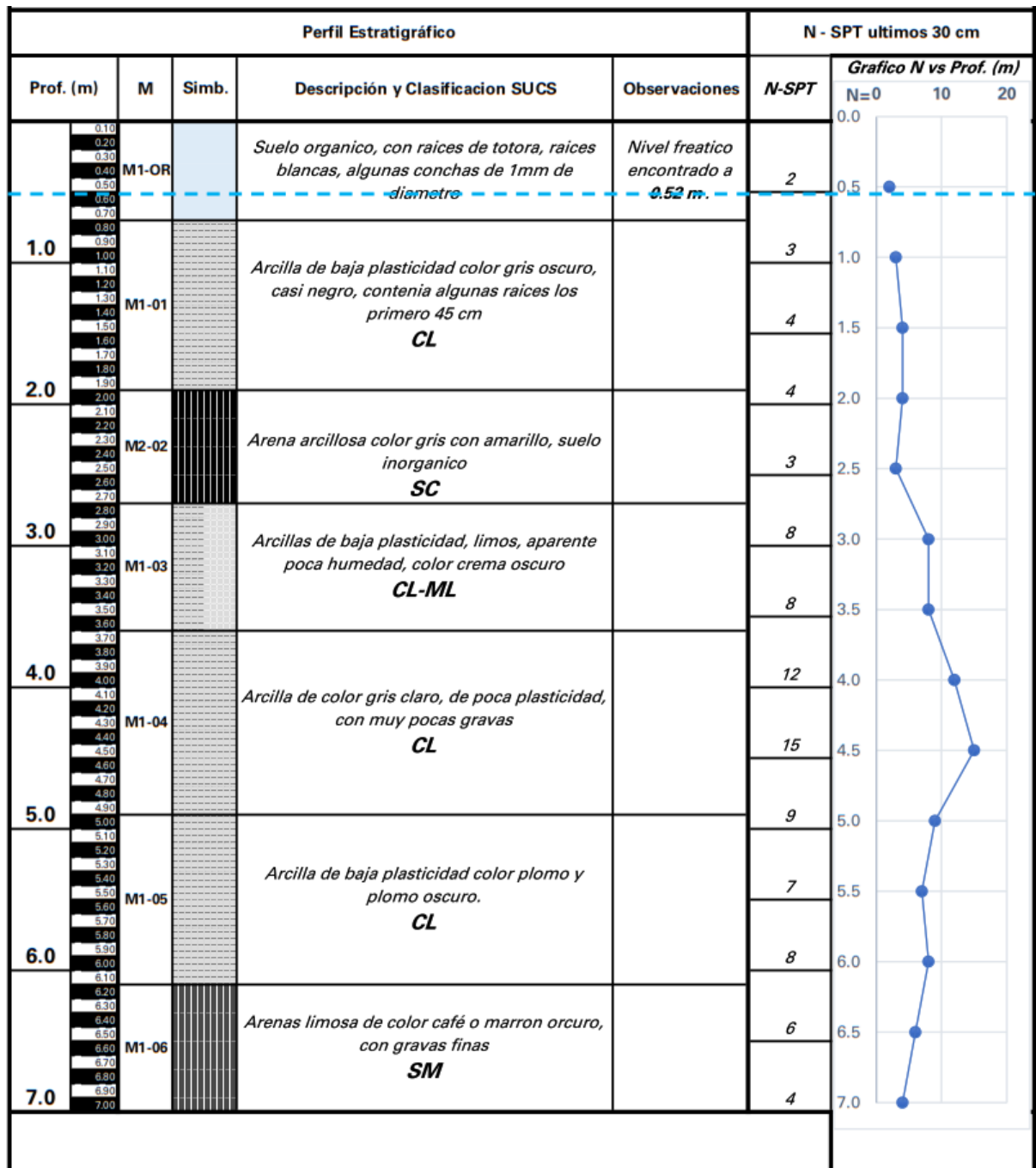
El sondeo SPT-01 y SPT-02 presentaron 07 estratos de suelo hasta una profundidad de 7.00m. El Sonde SPT-03 presento 08 estratos de suelo hasta una profundidad de 8.00m.

En cada uno de estos sondeos SPT coincidentemente se encontraron 02 estratos granulares arenas limos y arenas limosas mal gradadas (SM y SP-SM) en cada uno de ellos, la mayoría de estratos son arcillas de baja plasticidad (CL), arcillas limosas (CL-ML) y limos de baja plasticidad (ML)

Generalmente, la arcilla tiene un bajo potencial de licuefacción debido a su cohesión interna y capacidad de mantener resistencia bajo esfuerzos dinámicos. Según J. Wang et al. (2015), los suelos arcillosos suelen exhibir una mayor estabilidad estructural y resistencia a la pérdida de rigidez durante eventos sísmicos, debido a su cohesión natural y su bajo grado de permeabilidad, lo cual limita la acumulación de presiones de poros necesaria para que ocurra la licuefacción.

Figura 67

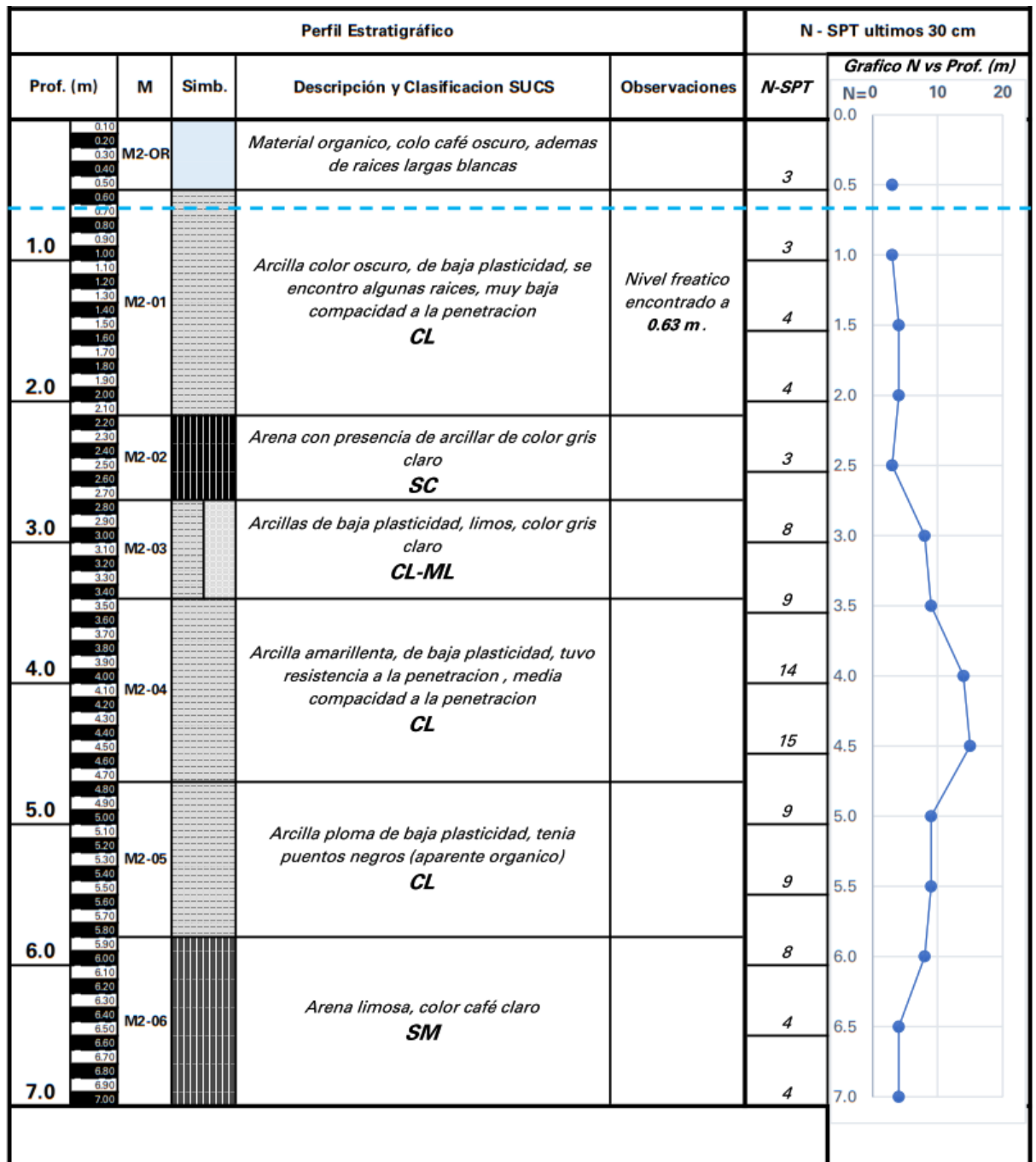
Perfil estratigráfico del sondeo SPT-01



Nota: Elaboración propia

Figura 68

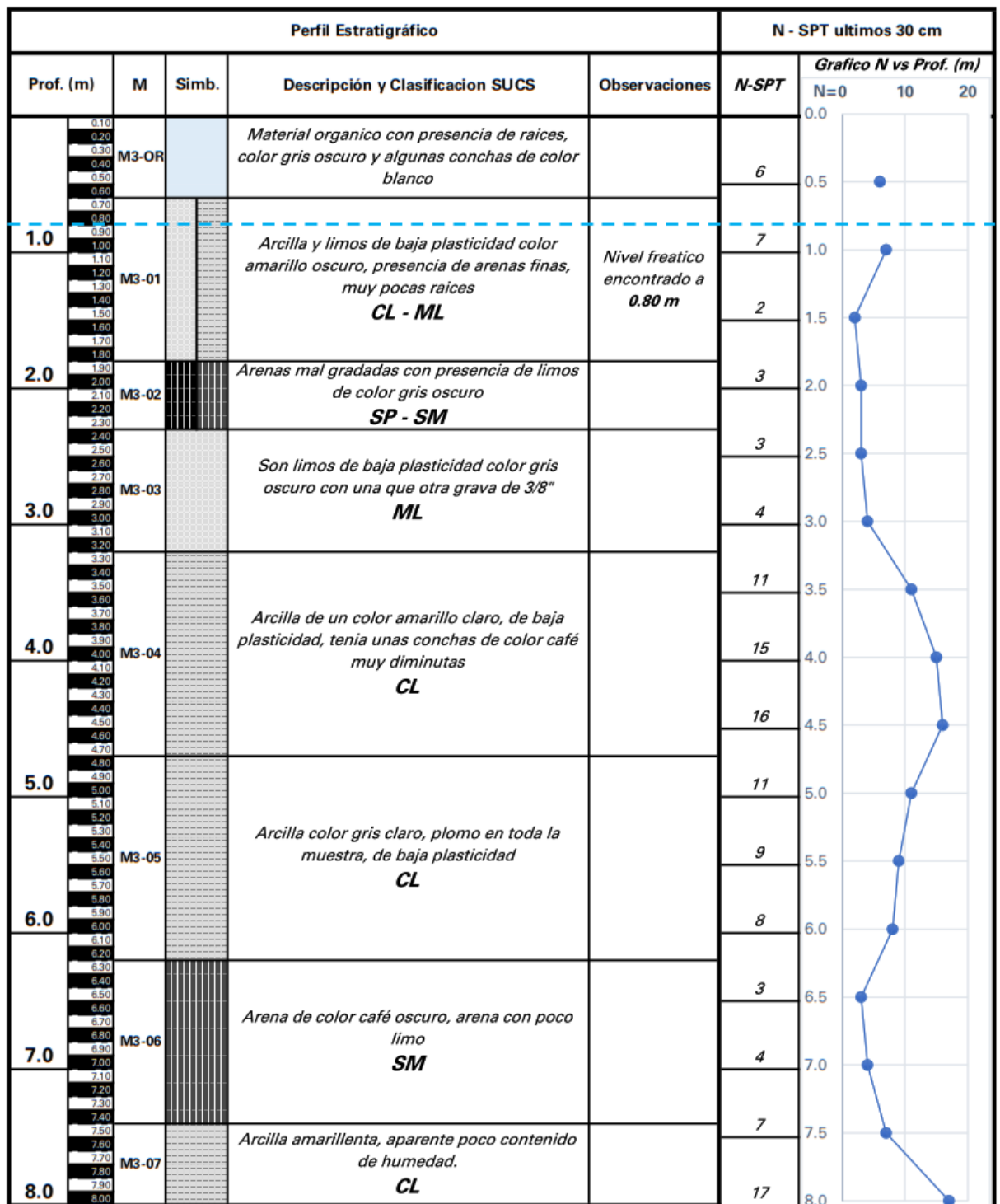
Perfil estratigráfico del sondeo SPT-02



Nota: Elaboración propia

Figura 69

Perfil estratigráfico del sondeo SPT-03



Nota: Elaboración propia

En estudios previos, Seed et al. (2003) concluyen que la susceptibilidad a la licuefacción de suelos finos se asocia con ciertos tipos de limos no plásticos o suelos con baja cohesión, ya que estos materiales pueden comportarse de manera similar a las arenas bajo carga cíclica. En el caso de los estratos identificados en el área de estudio, se observa que las capas de suelo fino poseen características de cohesión que las clasifican en su mayoría como arcillas, lo cual disminuye significativamente el riesgo de licuefacción bajo las condiciones sísmicas esperadas en la zona.

A continuación, se muestra la tabla resumen de los estratos arenosos encontrados durante la realización de los ensayos SPT.

Tabla 32

Resumen de estratos arenosos obtenidos de los ensayos SPT

Estrato	Clasificación SUCS	Espesor (metros)	Saturado
<i>SPT-01</i>			
M1-02	SC	0.80	Si
M1-06	SM	0.90	Si
<i>SPT-02</i>			
M2-02	SC	0.60	Si
M2-06	SM	1.20	Si
<i>SPT-03</i>			
M3-02	SP-SM	0.50	Si
M3-06	SM	1.20	Si

Nota: elaboración propia, datos extraídos del Anexo 6)



Todos estos tipos de suelo son los más propensos a presentar el fenómeno de licuefacción.

4.2 ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN

Para determinar la susceptibilidad a la licuefacción de suelos en estudio se tuvieron en cuenta factores como son histórico, geológico, composición, nivel freático y profundidad de estrato (se detallan en el título 3.5), se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 33

Resumen de los estratos susceptibles a licuar de la presente investigación

Factor	Susceptibilidad	Estratos	Referencia
Histórico	Media	Todos	Alva Hurtado (2021)
Geológico	Media - Alta	Todos	Falcón & Ramírez (2012), Youd & Perkins (1978)
Composición del suelo	Alta	M1-02; M1-06; M2-02; M2-06; M3-02; M3-06	(Código de Cimentaciones de Costa Rica, 1996).
Nivel Freático	Muy Alto	Todos	González de Vallejo (2002)



Profundidad del estrato	Muy Alto	Todos	(Falcón & Ramírez, 2012)
-------------------------	----------	-------	--------------------------

Nota: elaboración propia.

Estos son los estratos susceptibles a la licuefacción, teniendo en cuenta todos los factores evaluados y que se plantearon en la presente investigación:

- Del SPT-01 : Los estratos M1-02 y M1-06
- Del SPT-02 : Los estratos M2-02 y M2-06
- Del SPT-02 : Los estratos M3-02 y M3-06

4.3 POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN

Se determinó el potencial de licuefacción para cada uno de los estratos granulares (susceptibles a licuar) basándonos en la metodología semi empírica (H. B. Seed & Idriss, 1971), la cual nos señala que si el factor de seguridad es menor a 1.30 este suelo es potencialmente licuable. Entonces podemos presentar el siguiente resumen.

Tabla 34

Resumen del factor de seguridad del potencial de licuefacción

Sondeo	Estrato	Factor de seguridad	Presenta licuefacción
SPT-01	M1-02	1.90	No
SPT-01	M1-06	1.93	No
SPT-02	M2-02	1.82	No
SPT-02	M2-06	1.51	No



SPT-03	M3-02	0.71	Si
SPT-03	M3-06	1.83	No

Nota: elaboración propia.

El grado de severidad de los daños depende directamente del Factor de Seguridad (FS) del suelo (Idriss & Boulanger, 2008):

- a) **FS > 1.30:** El suelo tiene una baja susceptibilidad a la licuefacción. Los daños en la superficie, si ocurren, son menores o nulos.
- b) **1.0 < FS < 1.30:** El suelo moderadamente a licuable. Se podrían observar asentamientos menores y grietas superficiales, pero la licuefacción no será severa.
- c) **FS < 1.00:** En este rango, el suelo es altamente licuable. Los efectos como asentamientos diferenciales, grietas, desplazamientos laterales y expulsión de agua son considerables.

Finalmente, observamos que solo 01 estrato (M3-02) es potencialmente licuable por tener un factor de seguridad de $0.72 < 1.00$ y se presentarían asentamientos grietas, desplazamientos laterales y expulsión de agua.

4.4 MÉTODO RECOMENDADO PARA EL MEJORAMIENTO DEL TERRENO POTENCIALMENTE LICUABLE

El reemplazo de terreno se recomienda como el método final en este proyecto debido a su compatibilidad con las características del sitio de estudio (profundidad moderada de 2.3 m y suelos de baja capacidad portante) y su facilidad de implementación con recursos disponibles localmente. Además, permite un control preciso de la calidad



del material, asegurando un desempeño confiable a largo plazo para la infraestructura proyectada.).

- **Materiales recomendados para el reemplazo**

- Grava: Material granular, preferentemente de tamaño uniforme (de 20 a 40 mm), que permita una alta capacidad portante y buena compactación.
- Arena compactable: De granulometría controlada y libre de arcilla o limo en exceso, para garantizar estabilidad.
- Material granular estabilizado: Mezclas de grava y arena tratadas con cemento o cal para mejorar la rigidez y reducir la permeabilidad.
- Tierra estabilizada: Suelo local mejorado con cal o cemento, dependiendo de las propiedades requeridas.

Además, es muy importante tener en cuenta que, en áreas cercanas a cuerpos de agua, como el lago Titicaca, es crucial garantizar que el material de reemplazo no afecte la calidad del agua ni interfiera con las normativas ambientales locales de la Autoridad Nacional del Agua, así que de preferencia se recomienda utilizar material de reemplazo sin estabilizantes.

- **Procedimiento recomendado:**

- Excavación: Se remueve el material del terreno superficial hasta la profundidad necesaria, identificada en los estudios geotécnicos (2.30m de profundidad)



- Preparación de la base: La base del terreno excavado se nivela y, si es necesario, se compacta para proporcionar una superficie adecuada para la colocación del material de reemplazo.
- Se puede utilizar una capa de geotextil para separar el suelo original del material de reemplazo.
- Colocación del material: El material granular o estabilizado se coloca en capas de 20 a 30 cm de espesor.
- Compactación: Se utiliza equipo como rodillos vibratorios o placas compactadoras. Cada capa debe compactarse al 95% de la densidad máxima obtenida en el ensayo Proctor estándar o modificado.
- El proceso se verifica mediante ensayos de densidad in situ, como el ensayo de densidad por cono de arena o el método del nucleómetro.
- Control de calidad: Se realizan pruebas periódicas de granulometría, densidad seca y contenido de humedad en el material colocado. Se evalúan parámetros como el módulo de elasticidad o la capacidad portante mediante pruebas de carga estática o dinámica.
- Terminación: Una vez completado el reemplazo, se nivela la superficie final, que estará lista para recibir las cimentaciones u otras estructuras proyectadas.

4.5 DISCUSIÓN

Los resultados obtenidos mediante los sondeos SPT-01, SPT-02 y SPT-03 confirmaron la presencia de estratos granulares saturados en el área de estudio, validando la primera hipótesis. Como se muestra en los perfiles estratigráficos, se identificaron dos



estratos granulares en cada sondeo, clasificados como SC, SM, y SP-SM, todos ellos saturados, lo que los hace susceptibles a procesos de licuefacción.

En el estudio de mecánica de suelos “Verificación del estudio geotécnico con fines de cimentación para la construcción del complejo deportivo ciudad universitaria – UNA Puno”, solicitado por la institución universitaria, en dicho estudio se realizó 10 sondeos SPT, dentro de los cuales el sondeo SPT-9 que está ubicado en la tribuna sur del complejo deportivo, se ubica a uno 100 metros aproximadamente de nuestra zona de investigación. El perfil estratigráfico que muestra a una profundidad de: 0.50m – 1.60m es arena limosa, 1.60m – 2.90m arcillas inorgánicas color marrón grisáceo , 2.90m – 3.70m arcillas inorgánicas color marrón oscuro, 3.70m – 5.10m arenas limosas pobremente graduadas y arena limo, finalmente de 5.10m – 6.00m gravas arcillosas (Esquivel, 2013), este estudio avala nuestra estratigrafía planteada.

Estos resultados son consistentes con estudios previos que indican que los suelos granulares, en especial las arenas mal gradadas y limosas, tienden a licuar bajo la presencia de agua y cargas dinámicas. La presencia de estratos granulares saturados en toda el área de estudio corrobora la hipótesis que anticipaba este comportamiento geológico y geotécnico del suelo.

Respecto a los suelos finos, en estudios previos, Seed et al. (2003) concluyen que la susceptibilidad a la licuefacción de suelos finos se asocia con ciertos tipos de limos no plásticos o suelos con baja cohesión, ya que estos materiales pueden comportarse de manera similar a las arenas bajo carga cíclica.

Sin embargo, las arcillas de alta plasticidad y los suelos finos cohesivos con un índice de plasticidad superior a 10 suelen ser menos propensos a licuar (Boulanger &



Idriss, 2004). En el caso de los estratos identificados en el área de estudio, se observa que las capas de suelo fino poseen características de cohesión que las clasifican en su mayoría como arcillas, lo cual disminuye significativamente el riesgo de licuefacción bajo las condiciones sísmicas esperadas en la zona.

Respecto al índice de susceptibilidad a la licuefacción planteada en la presente tesis, se confirma su alta susceptibilidad, tomando en cuenta factores geológicos, históricos, y geotécnicos evaluados en esta investigación. De acuerdo con el análisis de susceptibilidad a la licuefacción, todos los estratos granulares identificados (M1-02, M1-06, M2-02, M2-06, M3-02, M3-06), presentan un índice de susceptibilidad alto (arenas), lo que coincide con la cercanía del nivel freático, que en todos los casos se encuentra a niveles casi superficiales. Factores como la composición del suelo y la profundidad de los estratos influyen directamente en la alta susceptibilidad detectada, lo cual es coherente con estudios como el de Seed & Idriss (1971), que señalan que los suelos mal gradados y saturados presentan una alta vulnerabilidad ante cargas sísmicas.

Potencial de licuefacción: aunque todos los estratos granulares fueron identificados como susceptibles a la licuefacción, solo uno de ellos, el estrato M3-02 en el sondeo SPT-03, mostró un factor de seguridad menor a 1.30, lo que lo clasifica como potencialmente licuable según el método empírico de Seed & Idriss (1971). Este estrato presenta un factor de seguridad de 0.72, lo que confirma su vulnerabilidad a la licuefacción en caso de un evento sísmico.

En cuanto a los métodos de mejora de terreno orientadas a obras nuevas, la vibroflotación es eficaz para suelos granulares como arenas y gravas, mejorando la densificación y reduciendo el potencial de licuefacción bajo condiciones sísmicas (Broms, 2007), es una técnica altamente eficiente para grandes profundidades (hasta 20-



30 metros), lo que la hace adecuada para proyectos masivos como terminales portuarias o fundaciones profundas. Sin embargo, su alto costo inicial y la necesidad de equipo especializado pueden limitar su aplicación en proyectos pequeños o medianos, especialmente en regiones donde no se cuenta con la tecnología necesaria (B. M. Das & Sobhan, 2014).

La vibrosustitución, combina la densificación del terreno con la creación de columnas de grava, lo que mejora tanto la capacidad portante como el drenaje del suelo. Es particularmente útil en suelos cohesivos y en condiciones de alta saturación, donde la vibroflotación por sí sola no sería eficaz (Kirsch & Bell, 2012). Aunque su rango de aplicación es versátil, puede no ser rentable para áreas pequeñas debido al costo de los materiales de relleno y la maquinaria requerida.

La compactación dinámica ofrece una solución eficiente y relativamente económica para mejorar suelos cohesivos y no cohesivos, su profundidad de influencia, generalmente entre 3 y 12 metros, es ideal para proyectos donde no se requieren profundidades extremas de mejoramiento, una de sus ventajas es la facilidad de implementación, pero presenta limitaciones en áreas urbanas debido a la vibración y el ruido que puede generar (Mayne et al., 1984). También es menos efectiva en suelos saturados, donde los métodos vibratorios son más adecuados.

El reemplazo de terreno destaca como un método versátil y práctico, especialmente para profundidades moderadas (1.5 a 3 metros) y áreas relativamente pequeñas, como en proyectos de viviendas o instalaciones industriales. La simplicidad del proceso, junto con la posibilidad de usar materiales locales, reduce los costos y facilita su implementación en regiones donde el acceso a tecnología avanzada es limitado (Terzaghi et al., 2021). Sin embargo, su efectividad depende de la adecuada selección y



compactación del material de relleno, así como del control de calidad durante la construcción.



V. CONCLUSIONES

PRIMERA: Los resultados obtenidos en esta investigación confirman que los suelos de la costanera del lago Titicaca, específicamente en el sector frente a la puerta principal de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno (UNA-Puno), presentan características geotécnicas que los hacen susceptibles a la licuefacción bajo condiciones sísmicas. A través de ensayos como el SPT y análisis de propiedades físicas como la granulometría, límites de consistencia, contenido de humedad y perfil estratigráfico, se identificó que varios estratos en la zona de estudio, particularmente aquellos compuestos por suelos granulares saturados, exhiben una alta susceptibilidad y potencial de licuefacción. En conclusión, la investigación ratifica que los suelos en el sector estudiado presentan una combinación de factores geotécnicos que los hace propensos a la licuefacción, respaldando el objetivo general de caracterizar y evaluar el potencial licuable de estos suelos en un entorno de alta sensibilidad sísmica.

SEGUNDA: Una vez determinado nuestro perfil estratigráfico y ponernos en ese contexto, observamos que existe presencia de estratos de suelos granulares saturados en nuestra área de estudio (SM y SP-SM).

Todos los estratos son en su mayoría arcillas (CL y CL-ML) y algunos estratos limosos (ML), el índice de plasticidad de los suelos arcillosos estudiados en esta investigación cumple con los criterios de resistencia a la licuefacción, como lo establece el “Manual de Ingeniería Geotécnica en suelos cohesivos” (Idriss & Boulanger, 2008), en el que se indica que



suelos con índices de plasticidad elevados presentan mayor resistencia a la licuefacción debido a su estructura interna

Es preciso también notar que tenemos un nivel freático alto y además que nos encontramos en una zona sísmica en el Perú igual a 3 (*Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*, 2019). Estas son características mínimas para que el fenómeno de licuefacción ocurra (H. B. Seed & Idriss, 1971).

TERCERA: Para determinar la susceptibilidad a la licuefacción tomamos en cuenta los factores históricos, geológicos, de composición del suelo, nivel freático y profundidad del estrato en estudio. Por el factor histórico, geológico, nivel freático y de profundidad del estrato, todos los suelos en el área de estudio son susceptibles a la licuefacción. Sin embargo, en el factor de composición de suelo, solo algunos estratos (arenas) son susceptibles a licuar (las cuales se evidencian en el perfil estratigráfico).

CUARTA: Se determinó eficientemente el potencial de licuefacción, teniendo datos fidedignos y de buena precisión. Los cuales nos indican que, de todos los estratos evaluados en nuestra área de estudio, solo 01 licua en caso de un evento sísmico y se encuentra en el sondeo SPT-03 a una profundidad de -2.30m, con un factor de seguridad bajo de 0.72 las consecuencias pueden acarrear asentamientos, desplazamientos laterales y el suelo perderá considerablemente su resistencia.

QUINTA: El análisis comparativo de los métodos de mejoramiento de terreno, como la vibroflotación, vibrosustitución, compactación dinámica y reemplazo de terreno, ha permitido establecer que cada uno de estos métodos posee



características técnicas y operativas que lo hacen adecuado para diferentes tipos de suelos y condiciones geotécnicas.

Vibroflotación: Es un método altamente efectivo para suelos granulares y arenosos a profundidades de 10 a 30 metros, siendo especialmente útil en zonas sísmicamente activas debido a su capacidad para reducir el riesgo de licuefacción. Sin embargo, su costo elevado y la necesidad de maquinaria especializada pueden limitar su aplicación en proyectos pequeños y medianos (Broms, 2007). Además, su efectividad en suelos cohesivos es limitada.

Vibrosustitución: Combinando la densificación con la creación de columnas de grava, este método ofrece una mejora significativa tanto en la capacidad portante como en la permeabilidad de los suelos. Es adecuado para áreas con alta saturación o suelos cohesivos. A pesar de su versatilidad, puede resultar costoso debido a los materiales de relleno y la maquinaria requerida, lo que hace que su aplicación sea más adecuada para proyectos de mayor envergadura (Kirsch & Kirsch, 2010).

Compactación Dinámica: La compactación dinámica se destaca por su bajo costo relativo y su capacidad para mejorar la densidad del suelo en profundidades de hasta 12 metros, siendo especialmente útil en suelos no cohesivos. Aunque es menos costosa que la vibroflotación, su eficacia disminuye en suelos saturados o altamente plásticos. Este método es más adecuado para proyectos con limitaciones presupuestarias y donde las vibraciones y el ruido no sean un problema crítico (Mayne et al., 2012).



Reemplazo de Terreno: El reemplazo de terreno se destaca como una opción económica, sencilla y efectiva para proyectos de menor escala. Este método resulta particularmente adecuado para suelos poco competentes en profundidades de 1.5 a 3 metros, donde se puede mejorar la capacidad portante del terreno sin necesidad de técnicas complejas. La posibilidad de usar materiales locales para el reemplazo, junto con la facilidad de implementación, lo convierte en una opción accesible en muchas regiones, especialmente en áreas con recursos limitados (Terzaghi et al., 2021). Además, este método es ideal para suelos con alto contenido de agua o alta compresibilidad.



VI. RECOMENDACIONES

PRIMERA: Se recomienda a todos los involucrados en la rama de geotecnia, profundizar el tema de licuefacción de suelos a través de otros métodos que impliquen ensayos más modernos que el del SPT. El ensayo de SPT propuesto en el año 1927 por Karl Terzaghi, a la fecha sigue siendo eficiente, sin embargo, se podría mejorar la precisión respecto a la evaluación de la resistencia del suelo con métodos modernos y sofisticados.

SEGUNDO: Para los estudios de licuefacción en proyectos de infraestructura y urbanismo en el Perú, se recomienda seguir las normativas E.050 y E.030 como base, complementando con métodos como el de H. B. Seed & Idriss, (1971), Boulanger e Idriss (2004), Eurocódigo 8 y otras que se vean por convenientes. Las recomendaciones de la normativa sugieren que se realicen evaluaciones específicas en suelos susceptibles, con especial atención a las zonas costeras y áreas cercanas a cuerpos de agua, donde la saturación del suelo es alta y la licuefacción puede tener consecuencias significativas en la estabilidad estructural.

TERCERO: Es necesario recomendar que las normativas locales y nacionales de diseño sísmico incluyan consideraciones específicas sobre la licuefacción de suelos en la región del Lago Titicaca, basadas en los resultados de estudios geotécnicos como el presente. Esto contribuirá a que los diseños de infraestructura sean más seguros y resilientes ante sismos. Se sugiere establecer restricciones para la construcción de obras civiles u otras



similares en estas áreas identificadas con alto potencial de licuefacción, a menos que se realicen previamente las mejoras geotécnicas necesarias

CUARTO: Puno se encuentra en una región con características sísmicas y geotécnicas que elevan el riesgo de licuefacción, particularmente en áreas cercanas al Lago Titicaca, donde la saturación de los suelos granulares es frecuente. La capacitación es necesaria para que los profesionales comprendan en profundidad los mecanismos de licuefacción y puedan anticipar sus efectos en el terreno y en las estructuras construidas sobre él. Esto implica que los ingenieros no solo conozcan los métodos de evaluación, sino que también estén familiarizados con las normativas técnicas peruanas (E.050 y E.030) y con métodos internacionales reconocidos, como los de Seed & Idriss y el Eurocódigo 8. Capacitar a ingenieros locales permite que las técnicas y metodologías se adapten al contexto específico de Puno, facilitando la implementación de soluciones de ingeniería adecuadas y prácticas para la región. Los ingenieros locales, al contar con un conocimiento profundo de las condiciones geotécnicas y sísmicas de la región, estarán mejor preparados para identificar zonas de riesgo y aplicar soluciones de mitigación en proyectos de infraestructura y construcción. Además, una capacitación continua asegura que los ingenieros estén al día con las nuevas investigaciones y tecnologías en geotecnia y sismo resistencia, mejorando la capacidad de respuesta ante desastres naturales.

QUINTO: Dado que el proyecto se lleva a cabo en un área con condiciones de suelo relativamente modestas y un presupuesto limitado (debido a que esta área está en jurisdicción del Autoridad Nacional del Agua, la cual no permite



la construcción de proyectos de gran envergadura y consecuentemente de gran presupuesto), se recomienda optar por el método de reemplazo de terreno. Este método no solo es más accesible económicamente, sino que también proporciona una solución sostenible a largo plazo al mejorar la capacidad de carga del suelo y minimizar los riesgos asociados a la licuefacción o asentamientos diferenciales. Además, su fácil implementación y la posibilidad de usar materiales locales representan un valor añadido significativo en términos de costos y sostenibilidad ambiental.



VII. REFERENCIA BIBLIOGRÁFICAS

- Alarcon, G., & Terán, J. (2019). *Variación de los parámetros de resistencia al corte con diferentes grados de saturación en suelos cohesivos en siete distritos de la región Lambayeque – Perú* [Tesis de Grado, Universidad de San Martín de Porres]. Repositorio Académico de la Universidad de San Martín de Porres. <https://hdl.handle.net/20.500.12727/6059>
- ACELDAT-PERU. (2024). <https://www.igp.gob.pe/servicios/aceldat-peru>
- Adanaque Guerrero, J. D. (2017). *Evaluación del potencial de licuefacción de suelos en las zonas costeras de Lambayeque y Mórrope, provincia de Lambayeque, 2017*. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo.
- Alva Hurtado, J. E. (2021). *Actualización de la ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos en el Perú*.
- Alva, J. (2020). *Dinámica de Suelos*. Fondo Editorial EDUNI.
- Alva, J., Meneses, J., & Guzman, V. (1984). *Distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú*.
- Andrews, D., & Martin, G. (2000). Criteria for Liquefaction of Silty Soils. *Proc. In: 12th World Conference on Earthquake Engineering*, 312-320.
- Andrus, R. D., & Stokoe, K. H. (2000). Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(11), 1015-1025.
- Apaza, J., & Cahuana, R. (2020). Estudio preliminar de la susceptibilidad a la licuefacción en las riberas del Lago Titicaca, Puno. *Revista de Geotecnia y Medio Ambiente*, 18(2), 45-60.
- Armijo Palacio, G. (1995). *Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de suelos flojos frente a terremotos*. UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID.



- ASTM D 854-14. (2014). *ASTM D 854 Gravedad Especifica*.
- ASTM International. (2014). *Test Method for Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils*. <https://doi.org/10.1520/D1586-11>
- Autoridad Nacional del Agua. (2020). *Ley de Recursos Hídricos y disposiciones complementarias para la protección de cuerpos de agua en Perú*.
- Barrenechea Mantilla, B., & Rojas Isern, T. L. (2017). *Potencial de licuefacción en el distrito de San José*. Universidad Señor de Sipán.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2004). *EVALUATING THE POTENTIAL FOR LIQUEFACTION OR CYCLIC FAILURE OF SILTS AND CLAYS*.
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2006). Liquefaction Susceptibility Criteria for Silts and Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), 1413-1426. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:11\(1413\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1413))
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2014). *CPT and SPT based liquefaction triggering procedures* (UCD/CGM-14/01). University of California Davis, California.
- Bray, J. D., O'Rourke, T. D., Cubrinovski, M., Zupan, J. D., Taylor, M., Toprak, S., Hughes, M., & van Ballegooy, S. (2013). *Liquefaction Impact on Critical Infrastructure in Christchurch*.
- Broms, B. B. (2007). *Ground Improvement Methods*. Blackwell Publishing.
- Carrillo, A., & Alcayhuamán, L. (2008). Licuación de suelos durante el sismo Pisco-Perú-2007. *Sixth LACCEI International Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology (LACCEI'2008)*, 1(10).
- Castillo Aedo, J., & Alva Hurtado, J. (1993). Peligro Sísmico en el Perú. *Ponencia presentada en el VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*.
- CENSIS - Instituto Geofísico del Perú. (s. f.). Recuperado 5 de septiembre de 2024, de <https://ultimosismo.igp.gob.pe/red-sismica-nacional>



- Cetin, K. O., Seed, R. B., Kayen, R. E., Moss, R. E. S., Bilge, H. T., Ilgac, M., & Chowdhury, K. (2016). *SUMMARY OF SPT BASED FIELD CASE HISTORY DATA OF CETIN (2016) DATABASE*.
- Código de Cimentaciones de Costa Rica*. (1996).
- Collahuazo, A., & Cruz, D. (2017). *Generación de una herramienta informática en el software OpenSees que permita modelar el efecto de licuefacción de suelos en zonas sísmicas*. La Universidad Católica de Loja.
- Compactación dinámica de suelos*. (2024). <https://www.liebherr.com/es-es/cimentaciones-especiales/t%C3%A9cnicas/mejora-del-suelo-de-construccion/compactaci%C3%B3n-con-mazas-4613844>
- Conjunto para determinar el límite líquido*. (2020). <https://www.pinzuar.com.co/product/170>
- Cutipa, R. (2023, mayo 17). *Al no poder ingresar a la UNA Puno por toma de local: Estudiantes juegan voleibol a orillas del lago Titicaca*. El Objetivo. <https://www.elobjetivo.pe/al-no-poder-ingresar-a-la-una-puno-por-toma-de-local-estudiantes-juegan-voleibol-a-orillas-del-lago-titicaca/>
- Das, B. (2006). *Principio de la Ingeniería de Cimentaciones* (Quinta Edición). International Thomson Editores.
- Das, B. M., & Sobhan, K. (2014). *Principles of geotechnical engineering* (8. ed., SI ed). Cengage Learning.
- Day, R. (2012). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook* (2da Ed.). Mc Graw Hill.
- Dorbath, L., Cisternas, A., & Dorbath, C. (1990). Assessment of the size of large and great historical earthquakes in Perú. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(3), 551-576.
- Esquivel, W. (2013). *Verificación del estudio geotécnico con fines de cimentación para la construcción del complejo deportivo ciudad universitaria – UNA Puno*.



- European Committee for Standardization. (1997). *Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico*.
- European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects*.
- Falcón, M., & Ramirez, P. (2012). Licuefacción en Chile: Lecciones del sismo del Maule del 27 de febrero de 2010. *Servicio Nacional de Geología y Minería, SERNAGEOMIN*.
- Fernández, L. (2015). *Licuefacción de los suelos generada por sismos de gran magnitud. Caso de estudio Caimanera y Santiago de Cuba*.
- Fernández-Diéguez, L., Bandera-Cuñat, I., Guardado-Lacaba, R., & Oliva-Álvarez, R. (2017). Susceptibilidad a la licuefacción de los suelos en la ciudad de Caimanera, Guantánamo. *Minería y Geología*, 33(1), 26-43.
- Fletcher, J. (2004). A guide to understanding the Mercalli scale. *Seismological Research Letters*.
- Flores, M., & Paredes, L. (2015). Susceptibilidad a la licuefacción en suelos de Pisco, Ica. *Revista de Ingeniería Civil*, 10(1), 22-35.
- González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación.
- Henríquez Pantaleon, C. I. (2007). *Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación*. Universidad Politecnica de Madrid.
- Hernández, R., & Fernandez-Collado, C. F. (2014). *Metodología de la investigación* (P. Baptista Lucio, Ed.; Sexta edición). McGraw-Hill Education.
- Holtz, D., Kovacs, D., & Sheahan, T. (2011). *An Introduction to Geotechnical Engineering* (Second). Pearson Educación.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). *SOIL LIQUEFACTION DURING EARTHQUAKES*. EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH INSTITUTE.



- Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *In Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*.
- Japanese Geotechnical Society. (2009). *Japanese Standards for Geotechnical and Geoenvironmental Investigation Methods*.
- Kanamori, H. (1977). The Energy Release in Great Earthquakes. *Journal of Geophysical Research*, 82(20), 2981-2987.
- Kanamori, H., & Anderson, D. (1975). Theoretical Basis Of Some Empirical Relations In Seismology. *Bulletin of the Seismological Society of America*.
- Kearey, P., Klepeis, K. A., & Vine, F. J. (2009). *Global tectonics* (3rd ed). Wiley-Blackwell.
- Kirsch, K., & Bell, A. (2012). *Ground Improvement*.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall.
- Kramer, S., & Stewart, J. (2004). Geotechnical Aspects of Seismic Hazards. *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, 85.
- Laura, S. (2016). *Evaluación de la Capacidad Predictiva de los Métodos de Estimación del Comportamiento Mecánico de los Suelos Lacustres de la Bahía de Puno, Para Cimentaciones Superficiales*.
- Licucción de Suelos—Grado7*. (2019, abril 15). <https://www.grado7.mx/licuacion-de-suelos/>
- López, G. (2019). Ondas sísmicas y su propagación en medios geológicos complejos. *Revista de Geofísica Aplicada*, 17(2), 45-62.
- Málaga, A. (2010). *Geografía y climatología de Puno*.



- Martin, G. R., Lew, M., Arulmoli, K., Baez, J. I., Blake, T. F., Earnest, J., Gharib, F., Goldhammer, J., Hsu, D., Kupferman, S., O'Tousa, J., Real, C. R., Reeder, W., Simantob, E., & Youd, T. L. (1999). *GUIDELINES FOR ANALYZING AND MITIGATING LIQUEFACTION HAZARDS IN CALIFORNIA*. 81.
- Martínez, P., Sánchez, J., & Avila, R. (2014). Geología y estructura de la cuenca del Altiplano peruano: Implicancias tectónicas. *Revista de Geología del Perú*, 28(1), 33-47.
- Mayne, P. W., Jones, J. S., & Dumas, J. C. (1984). Ground response to dynamic compaction. *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. (2019).
- Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones*. (2018).
- NORMA TÉCNICA PERUANA NTP 339.128*. (1999).
- NTP 339.151. (2001). *SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos*. (No. D.S. 011-2006-VIVIENDA (2006-05-08) Reglamento Nacional de Edificaciones).
- Ondas sísmicas*. (2019, marzo 30). <https://geologiaweb.com/geofisica/ondas-sismicas/>
- Ordoñez, M., & Quispe, A. (2017). Geomorfología del Altiplano peruano y sus implicancias en la sedimentación lacustre del Lago Titicaca. *Revista Andina de Geomorfología*.
- Ovando-Shelley, E., Ossa, A., & Romo, M. P. (2007). The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(4), 333-343. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.08.005>
- Pacheco, M., & Nacif, E. (2015). Evaluación de la susceptibilidad a la licuefacción de suelos en el sur del Perú. *Revista de Geotecnia y Geoambiente*, 14(3), 45-56.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (1974). *Ingeniería de Cimentaciones*. Noriega Editores.



- Pérez, J., & Martínez, R. (2017). Volcanismo en la región andina: Un estudio de los volcanes peruanos. *Revista de Geofísica Latinoamericana*.
- Pinto Diaz, R. E. (2020). *Determinación del Potencial de Licuefacción de suelos no Cohesivos Saturados bajo cargas Sísmicas en la Zona Sur de la Ciudad de Juliaca*. Universidad Andina Néstor Cáceres Velasquez.
- Placas Tectónicas*. (2023, mayo 1). <https://proyectoviajero.com/placas-tectonicas/>
- Quispe, C., & Mamani, V. (2019). Caracterización litológica y susceptibilidad a la licuefacción en la cuenca de Puno. *Boletín de Ingeniería Geotécnica*, 14(3), 89-102.
- Rapti, I. (2016). *Numerical modeling of liquefaction-induced failure of geostructures subjected to earthquakes*.
- Richter, C. F. (1935). An instrumental earthquake magnitude scale*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 25(1), 1-32. <https://doi.org/10.1785/BSSA0250010001>
- Rodríguez, R., Choquehuanca, S., Sánchez, E., Fabian, C., & Del Castillo, B. (2015). Revisión estratigráfica del Grupo Puno (Eoceno) en el límite del Altiplano y la Cordillera Occidental (Ácora-Puno-Mañazo), y división de cuencas sedimentarias. *Boletín de la Sociedad Geológica del Perú*.
- Salazar, V., Huallpa, M., & Cardenas, J. (2020). Granulometría y su influencia en las propiedades mecánicas de suelos en la cuenca del Titicaca. *Journal of Soil Mechanics*, 15(2), 71-85.
- Sasaki, Y., & Tamura, Y. (2001). Sand boils and subsidence due to liquefaction in the 2000 Tottori earthquake. *Soils and Foundations*.
- Scholz, C. (2019). *The Mechanics of Earthquakes and Faulting* (3rd ed.). United Kingdom by TJ International Ltd.
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 97(9), 1249-1273.



- Seed, H. B., Tokimatsu, K., & Harder, L. F. (1983). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(12), 1449-1463.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., & Faris, A. (2003). *RECENT ADVANCES IN SOIL LIQUEFACTION ENGINEERING: A UNIFIED AND CONSISTENT FRAMEWORK*.
- SENAMHI. (2015). Clima y variabilidad climática en la región de Puno. *Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú*.
- Silgado, E. (1978). Historia de los Sismos más notables ocurridos en el Perú (1513—1974). *INSTITUTO DE GEOLOGIA Y MINERIA*.
- Silva, A., & Guzman, C. (2018). La Cordillera de los Andes: Formación y evolución tectónica. *Journal of South American Geology*.
- Silva Rojas, B. F. (2019). *Evaluación del potencial de licuefacción de suelos en las zonas costeras del centro poblado Lagunas y centro poblado Cherrepe, Distrito Lagunas, Provincia de Chiclayo, 2017*.
- Soilsolution. (2024). *Mejoramiento de Suelos*. SoilSolution. <https://soilsolution.com/mejoramiento-de-suelos>
- Tavera, H. (2020). *Análisis y evaluación de los patrones de sismicidad y escenarios sísmicos en el borde occidental del Perú*.
- Tavera, H., & Bernal, I. (2002). Terremoto de la Región Sur de Perú del 23 de Junio de 2001. *Instituto Geofísico del Perú*.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (2021). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (4.^a ed.). Wiley.
- Texto Único de Procedimientos Administrativos—"AUTORIDAD NACIONAL DEL AGUA - ANA". (2023). *El Peruano*.



- Tokimatsu, K., & Seed, H. B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Valencia Mariños, M. R., & Farfan Sanchez, E. M. (2023). *Propuesta de diseño de cimentación en suelos potencialmente licuables mediante columnas de gravas compactadas en el sector Chilla, Distrito de Juliaca*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Vargas, C., Flores, F., & Ortiz, R. (2016). Evaluación de la Vulnerabilidad a la Licuación. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica*.
- Vargas, R., & Espinoza, H. (2016). Evaluación del riesgo de licuefacción en suelos de Mollendo, Arequipa. *Revista de Ciencias de la Tierra*, 15(4), 55-72.
- Velazquez, H. (2018). *Calculo por Método Simplificado para Evaluación de Licuefacción en Suelos Limosos, Inducidos Por Cargas Cíclicas y Gravitacionales*.
- Verdugo, R., & González, J. (2015). Liquefaction-induced ground damages during the 2010 Chile earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79, 280-295. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.04.016>
- Wang, W. (1979). Some Findings in Soil Liquefaction. *Report Water Conservancy and Hydro- electric Power Scientific Research Institute*.
- Yoshimoto, N., Hasegawa, H., & Yamada, K. (2011). Evaluation of liquefaction potential in sandy soils during earthquakes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(6), 542-552.
- Youd, T., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, L. W., Harder Jr., L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S. C., Marcuson III, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., ... Stokoe II, K. H. (2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10).



Youd, T., & Perkins, D. (1978). *Mapping Liquefaction Induced Groud Failure Potential*.

Zevallos, I. (2015). Actividad sísmica en Perú: Tendencias y patrones recientes. *Seismic Research Letters*.



ANEXOS

ANEXO 1: Permisos para intervenir en el área de estudio.

ANEXO 2: Constancia de ensayos en laboratorio e in situ.

ANEXO 3: Resultados de los ensayos en laboratorio SPT-01.

ANEXO 4: Resultados de los ensayos en laboratorio SPT-02.

ANEXO 5: Resultados de los ensayos en laboratorio SPT-03.

ANEXO 6: Perfiles Estratigráficos y Ensayos en campo SPT.

ANEXO 7: Densidad del agua y Coeficiente de T° (K) para Varias T° .

ANEXO 8: Mapa de Isoaceleraciones del Perú, 10% de excedencia en 100 años.

ANEXO 9: Metodología de H. B. Seed e Idriss (1971), “ASIMPLIFIED PROCEDURE
FOR EVALUATING SOIL LIQUEFACTION POTENTIAL”

ANEXO 10: Hojas de cálculo realizados para evaluar el Potencial de Licuefacción.

ANEXO 11: Panel fotográfico.



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo PEDRO PAZ, POMARI MAMANI
identificado con DNI 45827857 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado
INGENIERIA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:
"INDICE DE SUSCEPTIBILIDAD Y POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN
DE SUELOS EN LA COSTANERA DEL LAGO TITICACA EN EL SECTOR UOICADO
FRENTE A LA PUERTA PRINCIPAL DE LA UNA - PUNO, 2024"

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 28 de NOVIEMBRE del 2024

FIRMA/ (obligatoria)



Huella



**AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE
INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL**

Por el presente documento, Yo PEDRO PAZ, POMARI MAMANI
identificado con DNI 45827857 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

"ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDAD Y POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN DE
SUELOS EN LA COSTANERA DEL LAGO TITICACA EN EL SECTOR
UBICADO FRENTE A LA PUERTA PRINCIPAL DE LA UNA-PUNO, 2024"

para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 28 de NOVIEMBRE del 2024


FIRMA (obligatoria)

