

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**“MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL DISTRITO DE SAN
JUAN DE MIRAFLORES”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

ELABORADO POR

**JHONY JEISSON LOLI ONCOY
ID: 0009-0006-2046-6125**

ASESOR

**MSc. LUIS FERNANDO LÁZARES LA ROSA
ID: 0000-0002-9945-412X**

TOMO I DE III

**Lima- Perú
2025**

© 2025, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Loli Oncoy, Jhony Jeisson

jlolio@uni.pe

947910989

Dedicatoria

A Dios, por ser mi fortaleza en los momentos más difíciles.

*A mis padres, quienes me han inspirado con su sacrificio y apoyo constante.
Gracias por ser mis pilares y por enseñarme el verdadero significado del amor.*

*A Yamila, Noam y Milan, porque sin su amor, apoyo y comprensión, este logro
no habría sido posible. Son mi motor, mi paz y mi mayor orgullo. Gracias por
acompañarme en cada paso de este camino.*

Agradecimientos

Al ingeniero Fernando Lázares, mi asesor, por guiar mi camino todo este tiempo. Sus enseñanzas y consejos han sido invaluable para mí, y estoy seguro de que sus palabras trascenderán más allá de lo académico.

Al Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), por haberme abierto las puertas de sus instalaciones y haberme brindado la oportunidad de desarrollarme profesionalmente.

A la Dra. Diana Calderón y al Dr. Zenón Aguilar por su tiempo, disposición y la buena voluntad que siempre tuvieron para absolver algunas dudas que me iban surgiendo como parte de mi proceso de aprendizaje en CISMID.

A mis amigos Elder Valentín y Manuel Medina, quienes, en la etapa inicial de mi estancia en CISMID, fueron los que me ayudaron a comprender algunos conceptos fundamentales que sirvieron para el desarrollo de la presente tesis.

A mis amigos del Laboratorio Geotécnico del CISMID, Víctor Valenzuela y Arturo Yancan, por haberme ayudado en la comprensión de los ensayos de campo y laboratorio de forma desinteresada.

ÍNDICE

Resumen	i
Abstract	ii
Prólogo	iii
Lista de tablas	iv
Lista de figuras	v
Lista de símbolos y siglas	x
Capítulo I: Introducción	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Problemática.....	1
1.3 Objetivos.....	2
1.3.1 Objetivo principal.....	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
1.4 Hipótesis.....	2
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	3
2.1 Sismicidad	3
2.2 Teoría de ondas	4
2.2.1 Ondas de cuerpo	5
2.2.2 Ondas de superficie.....	5
2.2.3 Propagación de ondas.....	6
2.2.3.1 Propagación de ondas en un medio homogéneo e infinito	7
2.2.3.2 Propagación de ondas en un medio homogéneo y semi-infinito	9
2.2.3.3 Propagación de ondas en un medio estratificado y semi-infinito	10
2.3 Acelerogramas	13
2.3.1 Tratamiento de acelerogramas.....	13
2.3.1.1 Ajuste instrumental	14
2.3.1.2 Ajuste por línea base.....	15
2.3.1.3 Ajuste por filtros.....	17
2.3.1.4 Desplazamiento residual	21
2.3.2 Acelerogramas disponibles de sismos peruanos	22
2.4 Espectro de amplitudes de Fourier.....	23
2.5 Espectro de respuesta.....	25
2.6 Caracterización dinámica del suelo	26
2.6.1 Determinación de las velocidades de las ondas P y S.....	27

2.6.1.1	Ensayo de refracción sísmica.....	27
2.6.1.2	Ensayo MASW	30
2.6.1.3	Ensayo de arreglo de microtemores	32
2.6.2	Determinación del periodo fundamental del suelo	34
2.6.2.1	Técnica del cociente espectral estándar (SSR)	34
2.6.2.2	Técnica de Nakamura (H/V, HVNR o QTS)	36
Capítulo III: El área de estudio		41
3.1	Ubicación.....	41
3.2	Historia	42
3.3	División geográfica y uso de suelos	43
3.4	Demografía.....	46
3.5	Características físicas	47
3.5.1	Clima y ecología	47
3.5.2	Temperatura	47
3.5.3	Humedad relativa máxima y nubosidad	47
3.5.4	Los vientos	47
3.6	Zona de estudio.....	48
Capítulo IV: Aspectos geológicos.....		49
4.1	Geología regional	49
4.1.1	Grupo Morro Solar.....	50
4.1.1.1	Formación La Herradura (Ki-he).....	50
4.1.1.2	Formación Marcavilca (Ki-ma).....	51
4.1.2	Grupo Lima.....	51
4.1.2.1	Formación Pamplona (Ki-pa).....	51
4.1.2.2	Formación Atocongo (Ki-at).....	52
4.1.3	Grupo Casma	52
4.1.3.1	Formación Chilca (Ki-chi)	52
4.1.4	Depósitos aluviales.....	53
4.1.4.1	Depósitos aluviales pleistocénicos (Qp-al).....	53
4.1.5	Rocas intrusivas	54
4.1.5.1	Superunidad Patap.....	54
4.1.5.2	Superunidad Santa Rosa	54
4.2	Geología local.....	55
4.2.1	Geomorfología local	55
4.2.1.1	Planicies o llanuras.....	55
4.2.1.2	Vertientes y quebradas.....	56
4.2.1.3	Colinas y lomadas	56

4.2.1.4	Montañas.....	56
4.2.2	Litología local.....	58
4.2.2.1	Depósitos eólicos	58
4.2.2.2	Depósitos aluviales.....	59
4.2.2.3	Rocas sedimentarias	59
4.2.2.4	Rocas ígneas.....	59
4.3	Peligros geológicos	60
4.3.1	Geodinámica externa	60
4.3.2	Geodinámica interna	60
4.3.3	Mapa de peligros geológicos.....	61
4.3.3.1	Peligro alto.....	62
4.3.3.2	Peligro medio.....	63
4.3.3.2	Peligro bajo.....	64
	Capítulo V: Evaluación geotécnica.....	65
5.1	Información geotécnica recopilada.....	65
5.2	Investigación geotécnica	66
5.2.1	Calicatas ejecutadas	66
5.2.2	Ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados	68
5.2.3	Taludes existentes.....	70
5.2.4	Ensayos de laboratorio.....	71
5.3	Tipos de suelos	74
5.3.1	Arenas.....	75
5.3.2	Gravas.....	75
5.3.2	Rellenos antrópicos	75
5.4	Agresión al concreto de la cimentación.....	76
5.5	Capacidad de carga admisible	78
5.6	Microzonificación geotécnica.....	79
5.6.1	Zona I.....	80
5.6.2	Zona II.....	80
5.6.3	Zona V.....	81
	Capítulo VI: Evaluación geofísica.....	83
6.1	Información geofísica recopilada.....	83
6.2	Investigación geofísica	84
6.2.1	Determinación del periodo predominante del suelo	84
6.2.2	Mapa de isoperiodos	89
6.2.2.1	Zona I	89
6.2.2.2	Zona II	89

6.2.2.3	Zona III	90
6.2.3	Determinación de las velocidades de ondas de corte (V_s)	90
6.2.4	Determinación de las velocidades de ondas compresionales (V_p)	102
Capítulo VII: Evaluación del peligro sísmico		105
7.1	Peligro sísmico probabilístico	105
7.1.1	Catálogo sísmico	106
7.1.2	Fuentes sismogénicas	108
7.1.3	Ley de recurrencia	110
7.1.4	Ecuaciones de predicción del movimiento de suelo	113
7.1.4.1	Ley de atenuación de Youngs et al (1997)	114
7.1.4.2	Ley de atenuación de Zhao et al (2006)	116
7.1.4.3	Ley de atenuación de Sadigh et al (1997)	117
7.1.5	Cálculo del peligro sísmico probabilístico	119
7.1.6	Espectro de peligro uniforme – SENCICO 2016	124
Capítulo VIII: Análisis de respuesta sísmica		127
8.1	Movimientos en superficie según el ASCE 7-16	127
8.2	Base de datos de registros acelerográficos	128
8.3	Proceso de ajuste espectral	129
8.4	Respuesta sísmica	132
8.4.1	Análisis lineal	132
8.4.2	Análisis lineal equivalente	136
8.4.3	Respuesta sísmica en arreglo A-03	141
8.4.3	Respuesta sísmica en arreglo A-02	145
8.4.3	Respuesta sísmica en arreglo A-01	148
Capítulo IX: Microzonificación sísmica		153
9.1	Mapa de microzonificación sísmica	156
9.1.1	Zona I	156
9.1.2	Zona II	156
9.1.3	Zona IV	157
9.1.4	Zona V	158
Conclusiones		160
Recomendaciones		165
Referencias bibliográficas		166

Resumen

En este estudio se evalúa el comportamiento sísmico de los suelos del distrito de San Juan de Miraflores y se propone un mapa de microzonificación sísmica. Para lograr esto, estudios geotécnicos, geofísicos, geológicos, de peligro sísmico y de respuesta sísmica fueron realizados. Los resultados obtenidos muestran que el distrito de San Juan de Miraflores puede ser clasificado en cuatro zonas.

La Zona I está conformada por afloramientos de roca y gravas, con periodos predominantes menores a 0,2 s y V_{s30} mayores a 510 m/s; es la más favorable del distrito y se puede clasificar como S1 según la norma E.030. La Zona II está compuesta por depósitos de arenas, con periodos predominantes de 0,2 a 0,49 s y V_{s30} de 384 a 553 m/s. Por su parte, la Zona IV, es la zona de peligros geológicos. En cuanto a sus propiedades dinámicas, esta zona comparte las características de la Zona I (S1). Finalmente, la Zona V, abarca el área de rellenos antrópicos no controlados. Esta última zona presenta valores de periodos en el rango de 0,38 a 0,41 s y un V_{s30} representativo de 224 m/s, por lo que, en términos dinámicos se le puede atribuir una clasificación sísmica S2.

Los resultados obtenidos actualizan el conocimiento del comportamiento dinámico de los suelos del distrito. Además, resaltan la necesidad de investigar a profundidad la manera de compatibilizar el uso del V_{s30} y el periodo predominante para la clasificación sísmica de sitio.

Palabras clave: microzonificación sísmica, respuesta sísmica, clasificación sísmica, gestión de riesgos de desastres.

Abstract

In this study, the seismic behavior of the soils of the San Juan de Miraflores district is evaluated and a seismic microzonation map is proposed. To achieve this, geotechnical, geophysical, geological, seismic hazard and seismic response studies were carried out. The results obtained show that the district of San Juan de Miraflores can be classified into four zones.

Zone I is made up of rock and gravel outcrops, with predominant periods less than 0,2 s and V_{s30} greater than 510 m/s; It is the most favorable in the district and can be classified as S1 according to standard E.030. Zone II is composed of sand deposits, with predominant periods of 0,2 to 0,49 s and V_{s30} of 384 to 553 m/s. For its part, Zone IV is the geological hazard zone. Regarding its dynamic properties, this zone shares the characteristics of Zone I (S1). Finally, Zone V covers the area of uncontrolled anthropic landfills. This last zone presents period values in the range of 0,38 to 0,41 s and a representative V_{s30} of 224 m/s, so, in dynamic terms, a seismic classification S2 can be attributed to it.

The results obtained update the knowledge of the dynamic behavior of the district's soils. Furthermore, they highlight the need to investigate in depth the way to make the use of V_{s30} and the predominant period compatible for site seismic classification.

Keywords: seismic microzonation, seismic response, seismic classification, disaster risk management.

Prólogo

Es con gran satisfacción que presento la tesis titulada "Microzonificación Sísmica del Distrito de San Juan de Miraflores". Este estudio sintetiza los conocimientos adquiridos por el autor durante su estancia en el CISMID. El esfuerzo realizado por el autor se ha centrado principalmente en comprender el comportamiento sísmico de los suelos de esta importante área urbana. Por lo tanto, los resultados aquí expuestos servirán para implementar los planes de mitigación del riesgo de desastres que el distrito necesita.

A través de un enfoque integral que incluye estudios geotécnicos, geofísicos, geológicos, de peligro sísmico y de respuesta sísmica, en los cuales se han empleado metodologías que corresponden al estado de la práctica actual, se ha logrado una buena evaluación del comportamiento mecánico y dinámico de los suelos del distrito de San Juan de Miraflores.

El mapa de microzonificación sísmica propuesto clasifica el distrito en cuatro zonas según el tipo de respuesta sísmica que muestran. Este aporte no solo es relevante por lo mencionado anteriormente, sino que también actualiza el conocimiento que tenía el CISMID sobre la microzonificación sísmica en este distrito. Además, subraya la importancia de armonizar el uso del Vs30 y el periodo predominante del suelo.

Luis Fernando Lázares La Rosa
El Asesor

Lista de tablas

Tabla N°1. Lista de sismos disponibles en Brady y Perez 1997	23
Tabla N°2. Relación de calicatas ejecutadas	67
Tabla N°3. Aplicabilidad del ensayo SPT	69
Tabla N°4. Relación de ensayos SPT ejecutados.....	70
Tabla N°5. Relación taludes y cortes existentes	70
Tabla N°6. Resultados de ensayos estándares de mecánica de suelos.....	72
Tabla N°7. Resultados de los ensayos de corte directo.....	73
Tabla N°8. Resultados de los ensayos químicos	74
Tabla N°9. Elementos químicos nocivos para la cimentación.....	78
Tabla N°10. Capacidad Admisible.....	79
Tabla N°11. Relación de ensayos de microtemores ejecutados.....	87
Tabla N°12. Relación de ensayos MASW ejecutados	92
Tabla N°13. Clasificación sísmica del suelo.....	94
Tabla N°14. Descripción de los perfiles MASW	95
Tabla N°15. Relación de Ensayos de Arreglo de Microtemores ejecutados	97
Tabla N°16. Perfiles de velocidad de ondas de corte profundos	101
Tabla N°17. Perfiles de velocidad de ondas compresionales	104
Tabla N°18. Parámetros sísmicos de las fuentes	113
Tabla N°19. Coeficientes de atenuación de Youngs et al (1997) para roca.....	115
Tabla N°20. Coeficientes de atenuación de Zhao et al (2006) para roca.....	117
Tabla N°21. Coeficientes de atenuación de Sadigh et al (1997) para roca.....	118
Tabla N°22. Probabilidad de ocurrencia de eventos	122
Tabla N°23. Sismos de magnitudes considerables ocurridos en la ciudad de Lima	129
Tabla N°24. Equivalencia de la clasificación sísmica del suelo.	154
Tabla N°25. Parámetros sísmicos para cada zona.	159

Lista de figuras

Figura N°1. Principales placas tectónicas, dirección de su movimiento y su mecanismo de interacción.....	3
Figura N°2. Esquema del origen de un sismo, liberación de energía y propagación de ondas sísmicas.....	4
Figura N°3. Deformaciones producidas por las ondas de cuerpo: (a) onda P y (b) onda SV.....	6
Figura N°4. Deformaciones producidas por las ondas de superficie: (a) onda Rayleigh y (b) onda Love	6
Figura N°5. Esfuerzos para un elemento de dimensiones dx, dy y dz.....	8
Figura N°6. Variación de la velocidad de las ondas Rayleigh y las ondas de cuerpo con la relación de Poisson	10
Figura N°7. Reflexión y refracción de ondas: a) Ley de Snell, b) Ángulo crítico .	11
Figura N°8. Formas típicas de las curvas de dispersión	12
Figura N°9. Modos de propagación de ondas Rayleigh: (a) Conjunto de curvas de dispersión, (b) Conjunto de formas de modo	12
Figura N°10. Acelerograma registrado en la estación Parque de La Reserva, componente E-W, del sismo de Lima de 1974.....	13
Figura N°11. Ajuste instrumental del Espectro de Fourier de la componente NS del terremoto de Northridge de 1944	15
Figura N°12. NS del sismo de Denizli de 1976 (izquierda), NS del sismo de Chi-Chi de 1999 (derecha).....	16
Figura N°13. Ajustes de la traza de velocidad del registro EW del terremoto de Chi-Chi de 1999 (izquierda) y la derivada de éstos (derecha).....	17
Figura N°14. Efecto del ruido de alta frecuencia (izquierda), efecto del ruido de baja frecuencia (derecha).....	18
Figura N°15. Filtros de Butterworth de diversos órdenes.....	19
Figura N°16. Historiales de tiempo de desplazamiento para una serie valores de filtros pasa altas	20

Figura N°17. Componente 090 del sismo de Kocaeli, Turquía 1999, estación Yarimca	22
Figura N°18. Concepto de la transformada de Fourier	24
Figura N°19. Espectro de amplitudes de Fourier de la componente EW del sismo de Loma Prieta 1989, obtenido del registro de la estación Gilroy N°2. Periodo predominante de 1.6 s aproximadamente	24
Figura N°20. Forma de obtener el espectro de respuesta	25
Figura N°21. Imágenes de la ciudad de Amatrice luego del sismo de Italia 2016: (a) vista aérea, (b) vista panorámica. (c) Espectro de respuesta de la estación AMT.....	26
Figura N°22. Esquema del Ensayo DownHole.....	27
Figura N°23. Esquema del Ensayo de Refracción Sísmica	28
Figura N°24. Obtención de una dromocrónica	29
Figura N°25. Ensayo MASW, (a) esquema de adquisición de datos, (b) registro de ondas, (c) análisis de dispersión, (d) análisis de inversión	31
Figura N° 26. Representación gráfica del arreglo circular (a) y lineal (b).....	33
Figura N° 27. Esquema de la Técnica del Cociente Espectral Estándar	35
Figura N° 28. Esquema de la Técnica Nakamura (1989).....	37
Figura N°29. Espectros de amplitudes de Fourier de cada hora de medición en la subestación de Tabata, Japón	37
Figura N°30. Típico Espectro H/V en suelos de alta relación de impedancia	40
Figura N°31. (izq.) función de transferencia obtenido mediante modelamiento numérico. (der.) espectro obtenido a través de la técnica H/V.....	40
Figura N°32. Ubicación del área de estudio	41
Figura N°33. Primeros pobladores de Ciudad de Dios	42
Figura N°34. División geográfica del distrito. Fuente	44
Figura N°35. Plano del uso del suelo	45
Figura N°36. Distritos más poblados de la provincia de Lima	46
Figura N°37. Distribución de la población por edades	46
Figura N°38. Zona de Estudio	48

Figura N°39. Llanura observada en el área de estudio	57
Figura N°40. Cauce de quebrada observada en el área de estudio	57
Figura N°41. Lomada a la izquierda, continúa colina a la derecha	57
Figura N°42. Geoforma montañosa actualmente habitada	58
Figura N°43. Corte de ladera para edificación de vivienda precaria	61
Figura N°44. Cerros de fuerte pendiente, se observa viviendas precarias	62
Figura N°45. Cerro pendiente moderada, se observa material disgregado	63
Figura N°46. Cauce de quebrada habitada	64
Figura N°47. Vista del perfil de la calicata C-17	67
Figura N°48. Vista panorámica del ensayo SPT-01	70
Figura N°49. Vista del Talud T-03	71
Figura N°50. Ensayo de Medición puntual de Microtremores (M-03).....	85
Figura N°51. Formas espectrales obtenidas	86
Figura N°52. Ensayo de Análisis multicanal de Ondas superficiales (MASW -09)	91
Figura N°53. Curva de dispersión (MASW-09)	93
Figura N°54. Superposición de los perfiles de velocidades de ondas de corte... 93	
Figura N°55. Vs30 de los perfiles MASW ejecutados y recopilados	94
Figura N°56. Ensayo de Arreglo de Microtremores.....	97
Figura N°57. Arreglo A-02. a) Curva de dispersión observada, b) correspondencia entre curvas de dispersión c) similitud entre los periodos predominantes y d) perfil de velocidades asignado.....	98
Figura N°58. Superposición de perfiles de velocidades de ondas de corte profundos	99
Figura N°59. Perfil de velocidades de ondas de corte en relleno (A-04).....	100
Figura N°60. Comparación de espectros H/V (M-08 y A-01)	101
Figura N°61. Proceso para la obtención del perfil bidimensional de ondas P... 103	
Figura N°62. Esquema del método de Cornell (1968)	106

Figura N°63. Proyección de las fuentes de interfase y continentales asignadas al Perú.....	108
Figura N°64. Proyección de las fuentes de subducción asignadas al Perú	109
Figura N°65. Proyección de las fuentes continentales asignadas al Perú	110
Figura N°66. Representación de la obtención de una curva de recurrencia	111
Figura N°67. Curvas de Peligro Sísmico	123
Figura N°68. Espectro de Peligro Uniforme	123
Figura N°69. Espectro de Peligro Uniforme - SENCICO.....	125
Figura N°70. Comparación de Espectros de Peligro Uniforme	125
Figura N°71. Procedimiento para obtener un movimiento en superficie	128
Figura N°72. Resultados del proceso de ajuste espectral	130
Figura N°73. Verificación de la calidad del ajuste espectral del sismo 03-10-74-PQR-EW.....	131
Figura N°74, Modelo Kelvin-Voigt	133
Figura N°75, Modelo estratificado del suelo para un análisis lineal	136
Figura N°76, Modulo de corte y amortiguamiento equivalentes.....	137
Figura N°77, Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento .	137
Figura N°78, Historial de deformación cortante debido a carga armónica y señal real	138
Figura N°79, Ubicación de Arreglos dentro de rango de periodos	140
Figura N°80, Nivel de introducción de los sismos	140
Figura N°81. a) Funciones de transferencia, b) Espectros de Fourier, en A-03	141
Figura N°83. Espectros de respuesta en base y superficie en A-03.....	144
Figura N°84. Factores de amplificación, obtenidos y normado en A-03.	145
Figura N°85. Funciones de transferencia en A-02	145
Figura N°86. Aceleraciones en base y superficie en A-02	146
Figura N°87. Espectros de respuesta en base y superficie en A-02.....	147
Figura N°88. Factores de amplificación, obtenidos y normado en A-02	148
Figura N°89. Factores de amplificación, obtenidos y normado en A-02 y A-03	148

Figura N°90. Funciones de transferencia en A-01	149
Figura N°91. Acelerogramas en base y superficie en A-01.....	150
Figura N°92. Espectros de respuesta en base y superficie en A-01	151
Figura N°93. Factores de amplificación, obtenidos y normados	152
Figura N°94. Factores de amplificación obtenidos en A-01, A-02 y A-03	152
Figura N°95. Limitación del Vs30. Fuente: Verdugo (2016).....	153
Figura N°96. Microzonificación Sísmica del Distrito de San Juan de Miraflores	155
Figura N°97. Vivienda en Zona V con daño estructural	159

Lista de símbolos y siglas

u	: Desplazamientos en la dirección x.
v	: Desplazamientos en la dirección y.
w	: Desplazamientos en la dirección z.
∇^2	: Operador Laplaciano.
λ	: Constante de Lamé.
G	: Módulo cortante.
ρ	: Densidad del medio.
ε	: Dilatación cúbica.
v_p	: Velocidad de ondas compresionales.
v_s	: Velocidad de ondas de corte.
v_r	: Velocidad de ondas Rayleigh.
μ	: Módulo de Poisson.
C	: Velocidad de fase.
λ	: Longitud de ondas.
f	: Frecuencia.
T_p	: Periodo fundamental del suelo.
B	: Ancho de cimentación.
D_f	: Profundidad de desplante.
q_{adm}	: Carga admisible.
S_x	: Espectro de Fourier horizontal en dirección x.
S_y	: Espectro de Fourier horizontal en dirección y.
S_v	: Espectro de Fourier vertical.
M_u	: Magnitud máxima que se estima que puede generar la fuente.
M_o	: Magnitud mínima de interés estimada para la fuente.
λ_o	: Cantidad de sismos por año que son mayores o iguales a M_o .
β	: Relación entre los sismos pequeños y grandes (pendiente).
T'	: Tiempo de total de observación.
M'	: Promedio de las magnitudes.
S_a	: Aceleración espectral.
r_{rup}	: Distancia más cercana al área de ruptura.
H	: Profundidad focal.

Z_T	: Tipo de fuente.
y	: Aceleración espectral.
M_w	: Magnitud de momento.
x	: Distancia más cercana al área de ruptura.
h	: Profundidad focal.
F_R	: Factor para sismos continentales.
S_I	: Factor para sismos de interfase.
S_S	: Factor para sismos de intraplaca.
S_{SL}	: Factor que modifica los sismos de intraplaca.
C_1	: Factor de sitio (roca).
r_{rup}	: Distancia más cercana al área de ruptura.
λ	: Ley de recurrencia.
ν	: Tasa de excedencia.
p	: Función de densidad de probabilidad.
P	: Probabilidad de un evento
T_r	: Periodo de retorno.
k	: Número medio de eventos que ocurren en un tiempo t .
T	: Periodo estructural
N	: Numero de Golpes de los últimos 30 cm del SPT.
V_{s30}	: Velocidad de ondas de corte promedio de los 30 primeros metros.
PGA	: Aceleración máxima del terreno.
ASCE	: Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.
ASTM	: Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.
CISMID	: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
INGEMMET	: Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico.
INEI	: Instituto Nacional de Estadística e Informática.
IGP	: Instituto Geofísico del Perú.
ACI	: Instituto Americano de Concreto.
DIN	: Instituto Alemán de Normalización
DPL	: Penetración dinámica ligera.
SPT	: Ensayo de penetración estándar.

SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
MASW	: Análisis multicanal de ondas superficiales.
SASW	: Análisis espectral de ondas superficiales.
SPAC	: Autocorrelación espacial.
SSR	: Cociente espectral estándar.
QTS	: Quasi espectro de transferencia.
SENCICO	: Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción.
MAM	: Análisis multicanal de microtemores.
CCA	: Arreglo circular sin centro.
nc-CCA	: Arreglo circular sin centro con compensación de ruido.
EPU	: Espectro de peligro uniforme.
GMPE	: Ecuaciones de predicción del movimiento del suelo.
ISC	: Centro Sismológico Internacional.
NEIC	: Centro Nacional de Información sobre Terremotos.
NOAA	: Administración Nacional Oceánica y Atmosférica.
BC HYDRO	: Autoridad de Energía e Hidroeléctrica de Columbia Británica.

Capítulo I: Introducción

1.1 Generalidades

La presente investigación es desarrollada tomando como base de la microzonificación sísmica del distrito de San Juan de Miraflores, la cual fue desarrollada por el CISMID en el año 2015. La microzonificación sísmica consiste en una serie estudios multidisciplinarios que tienen como finalidad agrupar las zonas en donde el suelo tendrá una respuesta similar ante eventos sísmicos.

Para lograr esto, se caracterizó mecánica y dinámicamente los suelos del distrito con una serie de trabajos de campo y laboratorio, posteriormente, se efectuó un análisis de peligro sísmico usando un enfoque probabilista y, finalmente, la respuesta sísmica fue estimada mediante el análisis lineal equivalente 1D.

Se espera que resultados del presente trabajo sean tomados en cuenta en la planificación urbana del distrito, debido a que su uso permitirá emplazar nuevas urbanizaciones en zonas seguras. También, permitirá crear planes integrales de reforzamiento estructural de viviendas existentes o, si el caso lo amerita, la reubicación de las mismas.

1.2 Problemática

El distrito de San Juan de Miraflores, como todo distrito dentro de la ciudad de Lima, se encuentra ubicado frente al Cinturón de Fuego del Pacífico, por esta razón, estará siempre expuesto a eventos sísmicos de magnitudes considerables.

Debido al silencio sísmico que se vive actualmente, los estudios realizados muestran que se espera la ocurrencia de un sismo de hasta 8.9 Mw frente a las costas de Lima (Pulido et. al 2015). Por esta razón, surge la necesidad de conocer el comportamiento dinámico de los suelos que abarcan este distrito.

Por otra parte, se conoce que en nuestro medio las autoridades competentes pocas veces cuentan con mapas de microzonificación sísmica actualizados para la toma de decisiones frente a un evento sísmico severo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo principal

- Elaborar la Microzonificación Sísmica del distrito de San Juan de Miraflores, evaluando las características mecánicas y dinámicas de sus suelos, clasificándolos según éstas y plasmando estos resultados en mapas temáticos que muestren los diferentes tipos de suelos presentes en él.

1.3.2 Objetivos específicos

- Obtener los perfiles de velocidades de ondas de corte representativos del suelo para las diferentes áreas determinadas en la microzonificación sísmica.
- Elaborar el estudio de Peligro Sísmico del distrito de San Juan de Miraflores.
- Obtener factores de amplificación sísmica para las áreas determinadas en la microzonificación sísmica y compararlos con los propuestos por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030.

1.4 Hipótesis

El análisis de los resultados de los ensayos realizados y las metodologías empleadas, permitirán caracterizar mecánica y dinámicamente los suelos del distrito de San Juan de Miraflores, y generar mapas temáticos en donde se indicarán las zonas en las cuales se presentarían las mayores demandas al producirse un evento sísmico.

Capítulo II: Marco teórico y conceptual

2.1 Sismicidad

La litósfera está en constante transformación, los procesos tectónicos y geológicos son los principales causantes de la variedad de relieves encontrados en la actualidad. Esta capa externa se encuentra dividida en fragmentos denominados placas tectónicas, las cuales se encuentran en constante movimiento, separándose, deslizándose una sobre otra o chocando frontalmente, esto debido a los procesos tectónicos internos (Figura N°1).

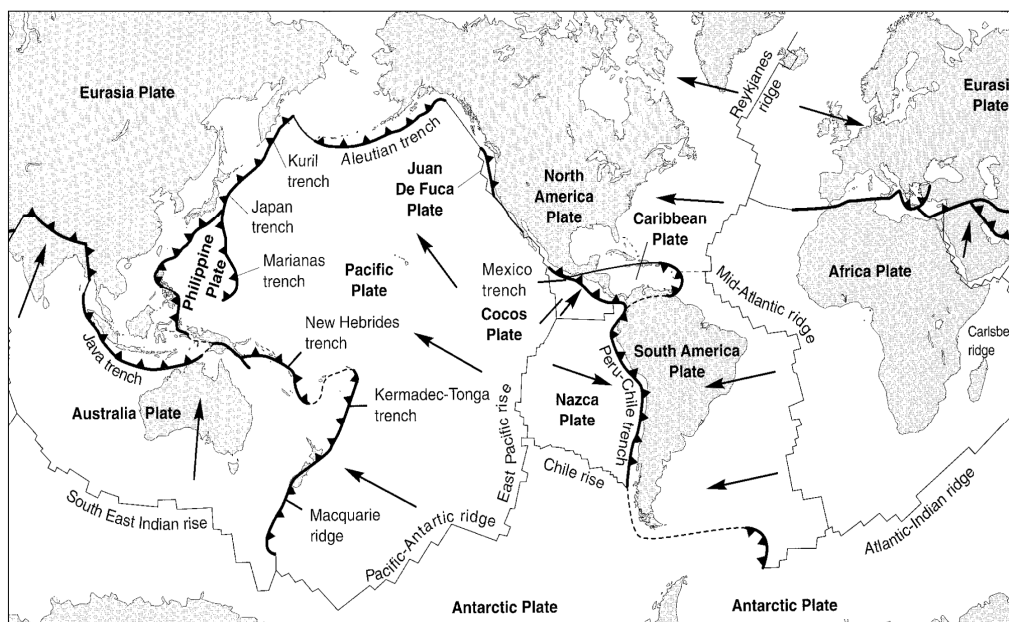


Figura N°1. Principales placas tectónicas, dirección de su movimiento y su mecanismo de interacción. Fuente: Kramer (1996).

El origen de los sismos puede explicarse mediante la teoría del rebote elástico (Reid, 1910), la cual establece que existe una acumulación de energía producto de deformaciones elásticas y concentraciones de esfuerzos en las zonas donde se produce un desplazamiento relativo entre las dos partes de una fractura de la corteza terrestre. Esta energía se libera luego de que la resistencia del material es superada. Una parte de la energía liberada se disipa en fenómenos no elásticos en la zona de ruptura, mientras que la otra parte se propaga en forma de ondas sísmicas que hacen vibrar el terreno (Figura N°2)

La generación de un sismo consta, por tanto, de dos etapas: una de acumulación lenta de energía elástica y otra de relajación súbita. Mientras que la primera puede prolongarse muchos años, la segunda dura únicamente decenas de segundos (Herráiz, 1997).

La subducción de la Placa de Nazca sobre la Placa Sudamericana ha originado los grandes sismos registrados a lo largo de la historia del Perú, aunque también se han registrado eventos importantes producto de la activación de fallas geológicas en la zona nororiente (por ejemplo, sismos de Moyobamba-Rioja 1990 y 1991). Los sismos de subducción se subdividen en dos categorías: los sismos de interfase, que ocurren en la superficie de contacto entre la placa oceánica de subducción y la placa continental, y los sismos de intraplaca, que tienen lugar dentro de la placa oceánica que subduce bajo la placa continental (Gamarra, 2009).

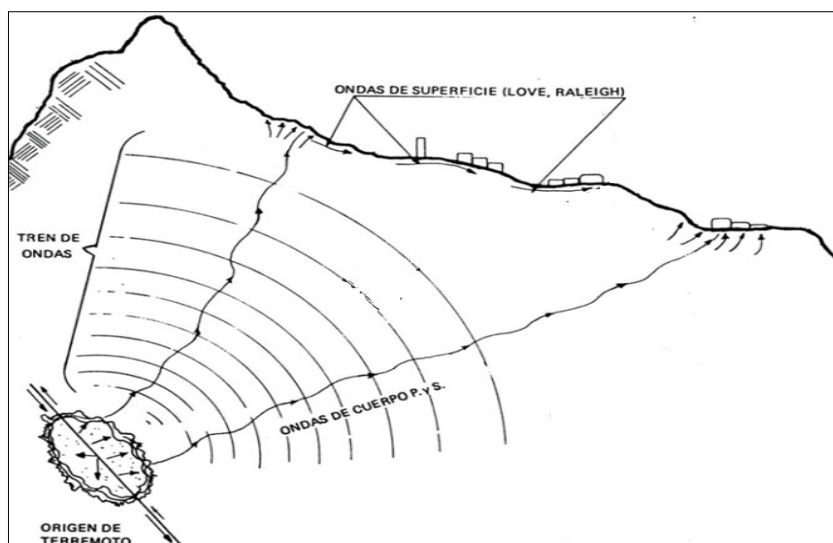


Figura N°2. Esquema del origen de un sismo, liberación de energía y propagación de ondas sísmicas. Fuente: Lazares (2019).

2.2 Teoría de ondas

El interés de conocer los tipos de ondas que se producen en el suelo y su mecanismo de propagación radica en que son las ondas las que interactúan con las cimentaciones y, en consecuencia, con las estructuras. Las ondas pueden producirse durante eventos sísmicos, funcionamiento de máquinas vibratorias, explosiones, etc.

La propagación de las ondas y los tipos de ondas que se generan en el suelo es compleja, pero suele describirla mediante dos familias de ondas: las ondas de cuerpo y las ondas de superficie.

2.2.1 Ondas de cuerpo

Las ondas de cuerpo se subdividen en dos tipos de ondas: las ondas Primarias o Compresionales (P) y las ondas Secundarias o de Corte (S). Estas ondas se propagan tanto en la parte interna como en la superficie del suelo.

Las ondas primarias producen compresiones y dilataciones del medio, debido a que su movimiento se da en la misma dirección que su propagación (Figura N°3a). Estas ondas se propagan por medios sólidos como por fluidos.

Las ondas secundarias producen cizallamiento del medio, debido a que su movimiento se da en dirección perpendicular a su propagación (Figura N°3b). Este tipo de onda se propaga solo por medios sólidos, ya que los fluidos no poseen resistencia al corte. Las ondas de corte suelen subdividirse en ondas SH (movimiento horizontal) y SV (movimiento vertical).

2.2.2 Ondas de superficie

Este tipo de ondas, como su nombre lo indica, se generan en zonas cercanas a la superficie libre. Se subdividen principalmente en dos tipos de ondas: las ondas Rayleigh y las ondas Love. Estas ondas son más lentas que las ondas de cuerpo y sus amplitudes decrecen exponencialmente con la profundidad.

Las ondas Rayleigh generan un movimiento elíptico retrógrado del medio en el plano de propagación (Figura N°4a), estas ondas son el resultado de la interacción, en la superficie, de la incidencia de ondas P y ondas SV planas. La velocidad de propagación de las ondas Rayleigh, llamada velocidad de fase, está íntimamente ligada a la velocidad de ondas de corte.

Las ondas Love generan un movimiento de corte horizontal del medio (Figura N°4b), debido a que su movimiento está contenido en un plano horizontal y se da

en dirección perpendicular a la propagación de la onda. Este tipo de ondas se generan debido a la interacción de las ondas SH con una capa blanda superficial.

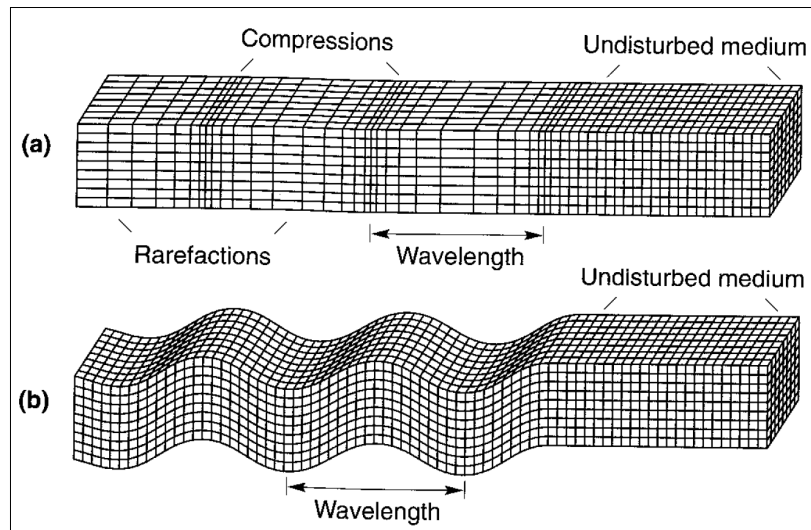


Figura N°3. Deformaciones producidas por las ondas de cuerpo: (a) onda P y (b) onda SV.

Fuente: Kramer (1996).

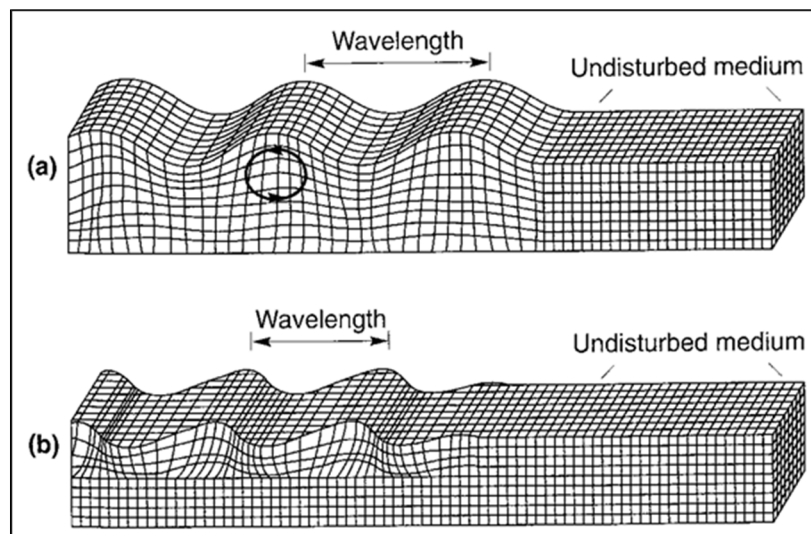


Figura N°4. Deformaciones producidas por las ondas de superficie: (a) onda Rayleigh y (b) onda Love.

Fuente: Kramer (1996).

2.2.3 Propagación de ondas

Las ondas que se propagan a través del suelo y sus características, pueden ser explicadas considerando diversos modelos del suelo. Si un depósito de suelo está conformado por depósitos profundos de arcilla, éste podría ser modelado como

un medio homogéneo y semi-infinito, sin embargo, para el caso más común (suelos heterogéneos) se requiere modelar el suelo como un medio estratificado y semi-infinito.

Las demostraciones de las ecuaciones que conciernen a la teoría de la propagación de ondas se encuentran ampliamente desarrolladas en una gran cantidad de textos, a continuación, se presenta solo una breve descripción de los fundamentos básicos de esta teoría.

2.2.3.1 Propagación de ondas en un medio homogéneo e infinito

Una forma sencilla de comprender la propagación de ondas es comenzar por considerar un medio elástico, homogéneo e infinito, bajo esta condición solo pueden existir dos tipos de ondas, las ondas primarias (P) y secundarias (S). Si tomamos una pequeña parte del medio (Figura N°5) y aplicamos las ecuaciones de equilibrio, llegamos a las siguientes ecuaciones, conocidas como las ecuaciones de movimiento.

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u \quad (2.1)$$

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 v \quad (2.2)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 w \quad (2.3)$$

- u, v, w : son los desplazamientos en las direcciones x, y, z .
- ∇^2 : es el operador Laplaciano en coordenadas cartesianas.
- λ : es la constante de Lamé.
- G : es el módulo cortante.
- ρ : la densidad del medio.
- $\bar{\epsilon}$: es la dilatación cúbica.

Derivando las ecuaciones 2.1, 2.2 y 2.3 con respecto a x, y y z respectivamente, y sumando las expresiones obtenidas, se obtiene la siguiente ecuación de onda.

$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = v_p^2 \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (2.4)$$

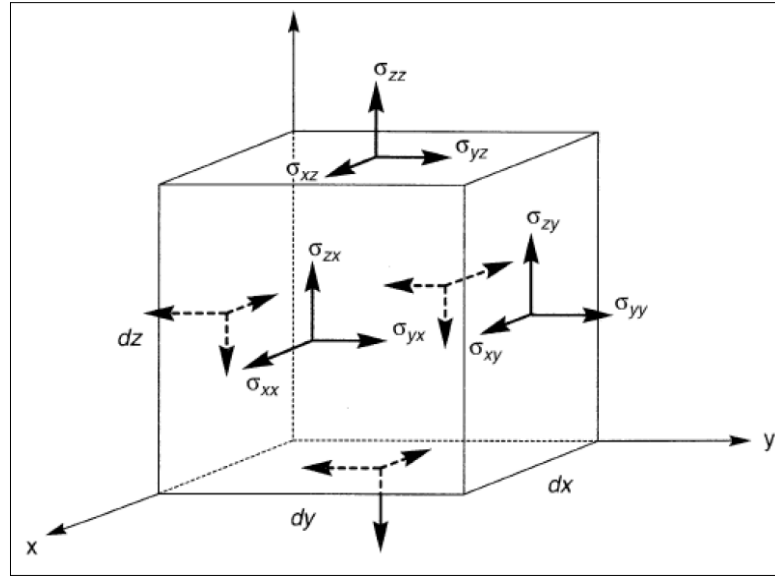


Figura N°5. Esfuerzos para un elemento de dimensiones dx, dy y dz.

Fuente: Kramer (1996).

Donde v_p representa la velocidad de ondas Primarias (P), el cual queda definido según:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (2.5)$$

La ecuación 2.4 denota que el movimiento de las partículas del medio se da de forma irrotacional, solo con dilatación o compresión, en el mismo sentido de la propagación de la onda, cuya velocidad es v_p .

Ahora, derivando la ecuación 2.3 respecto a y, 2.2 respecto a z, restando ambas expresiones y acomodándolas convenientemente en función a θ_x , que es una variable que representa la rotación alrededor del eje x, se obtiene:

$$\frac{\partial^2 \theta_x}{\partial t^2} = v_s^2 \nabla^2 \theta_x \quad (2.6)$$

Donde v_s es la velocidad de ondas Secundarias (S), el cual queda definido según:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.7)$$

La ecuación 2.6 denota que el movimiento de las partículas del medio se da de forma perpendicular (cortante) a la dirección de propagación, cuya velocidad es v_s .

2.2.3.2 Propagación de ondas en un medio homogéneo y semi-infinito

El suelo es comúnmente modelado como un medio semi-infinito, esta condición de borde (superficie libre), permite encontrar una tercera solución usando las ecuaciones de movimiento. El desarrollo de la solución mediante la cual se obtiene las características de las ondas Rayleigh es un tanto compleja, razón por la cual, aquí solo se muestra la relación que tiene esta onda, en términos de velocidad, con las ondas P y S.

$$\left(\frac{v_r}{v_s}\right)^6 - 8\left(\frac{v_r}{v_s}\right)^4 + \left[24 - 16\left(\frac{v_s}{v_p}\right)^2\right]\left(\frac{v_r}{v_s}\right)^2 + 16\left[\left(\frac{v_s}{v_p}\right)^2 - 1\right] = 0 \quad (2.8)$$

Donde v_r representa la velocidad de la onda Rayleigh.

La Figura N°6, muestra la relación que existe entre los valores normalizados de v_r y v_p , en función a v_s y el módulo de Poisson. Se observa que, hay una estrecha relación entre el v_r y v_s , y que para relaciones de Poisson grandes éstas tienden a ser iguales.

Debe señalarse que son las ondas Rayleigh las que transmiten la mayor parte de la energía generada por una vibración sobre la superficie de un semiespacio. Por ejemplo, cuando la zapata de una máquina vibratoria es circular, el 67% de la energía es transmitida por las ondas Rayleigh, mientras que las cortantes transmiten el 26% y las de compresión el 7% restante. Por otro lado, en comparación con las ondas de cuerpo, las amplitudes de las ondas Rayleigh disminuyen más lentamente con la distancia al centro de la fuente de excitación (Alva, 2011). Lo anterior hace que las ondas Rayleigh concentren un gran interés en la ingeniería sísmica, es por ello que, la mayoría de ensayos geofísicos superficiales se basan en la interpretación de este tipo de ondas.

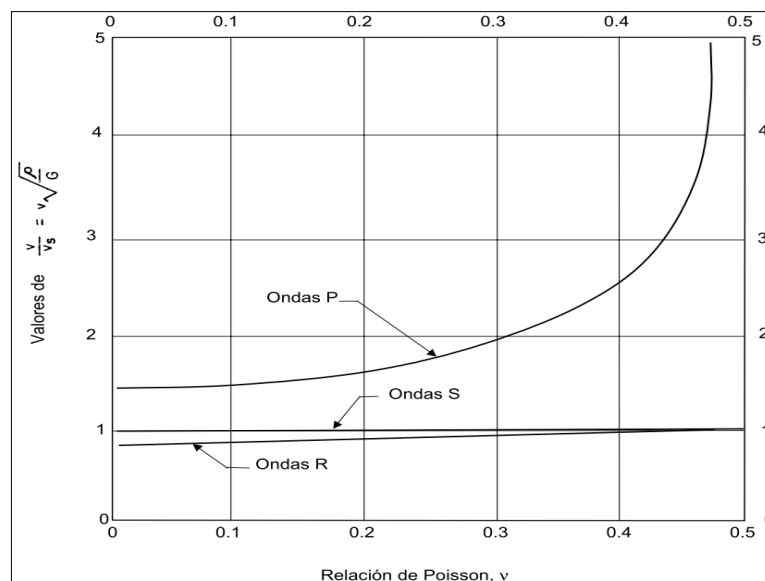


Figura N°6. Variación de la velocidad de las ondas Rayleigh y las ondas de cuerpo con la relación de Poisson. Fuente: Adaptado de Kramer (1996).

2.2.3.3 Propagación de ondas en un medio estratificado y semi-infinito

Este modelo es el que quizá representa mejor las condiciones reales de la mayoría de suelos, aquí se puede generar un cuarto tipo de onda, denominada onda Love. Para poder entender el mecanismo de propagación de las ondas a través de este medio, se explicará brevemente los principios de la reflexión, refracción y dispersión de ondas. Esto también nos permitirá comprender los fundamentos en los que están basados los ensayos geofísicos usados en la presente tesis.

Cuando una onda incide la superficie de contacto de dos medios, parte de la energía de esta onda se refleja en el medio en el que se propaga y la otra parte se refracta en el medio subsecuente. La relación que guarda el rayo incidente con el rayo refractado queda definida mediante la conocida Ley de Snell, la cual, en términos sencillos, establece que la velocidad del rayo incidente es a la del rayo refractado como el seno del ángulo incidente es al seno del ángulo refractado (Figura N°7a). Una característica importante del fenómeno de refracción de ondas es que existe un ángulo de incidencia, denominado ángulo crítico, por encima del cual una onda sufre una reflexión total (Figura N°7b). En las aplicaciones de ingeniería, el fenómeno de refracción de las ondas P es comúnmente usado para obtener, junto con otros parámetros, las características dinámicas de un depósito de suelo.

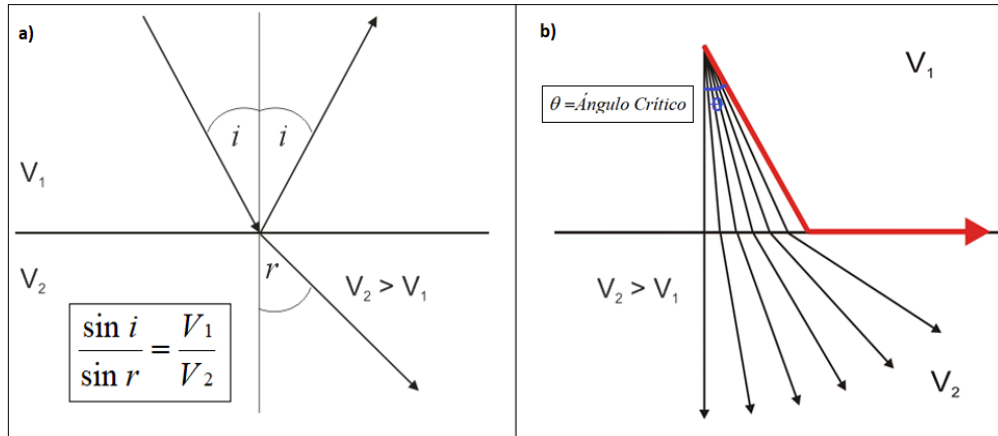


Figura N°7. Reflexión y refracción de ondas: a) Ley de Snell, b) Ángulo crítico.

Fuente www.geometrics.com

Por otra parte, las ondas Rayleigh están sujetas a un fenómeno denominado dispersión de ondas. La dispersión de ondas es la tendencia en la cual la velocidad de las ondas Rayleigh, llamada velocidad de fase C , varía en función a la longitud de onda λ o la frecuencia f .

$$C = \lambda f \quad (2.9)$$

La gráfica que relaciona de velocidad de fase y la frecuencia o longitud de onda es denominada curva de dispersión. La forma de esta curva está íntimamente relacionada con la rigidez de un depósito de suelo. Se distinguen tres tipos de perfiles de suelos: el perfil no dispersivo, el perfil normalmente dispersivo y el perfil inversamente dispersivo (Figura N°8). Un perfil no dispersivo es el que tiene un perfil de velocidades constante. Cuando la rigidez crece monótonamente con la profundidad el perfil se denomina normalmente dispersivo, por el contrario, cuando los estratos de mayor rigidez están por encima de otros de menor rigidez, el perfil se denomina inversamente dispersivo (Stokoe et al, 1994).

A diferencia de lo que ocurre en un medio homogéneo y semi-infinito, las ondas Rayleigh en un medio estratificado muestran diversos modos de propagación y cada modo se propaga a una velocidad de fase diferente (Tokimatsu, 1997), Figura N°9a. Además de esto, la Figura N°9b nos muestra que los modos más altos proveen información de las características del suelo a una mayor profundidad.

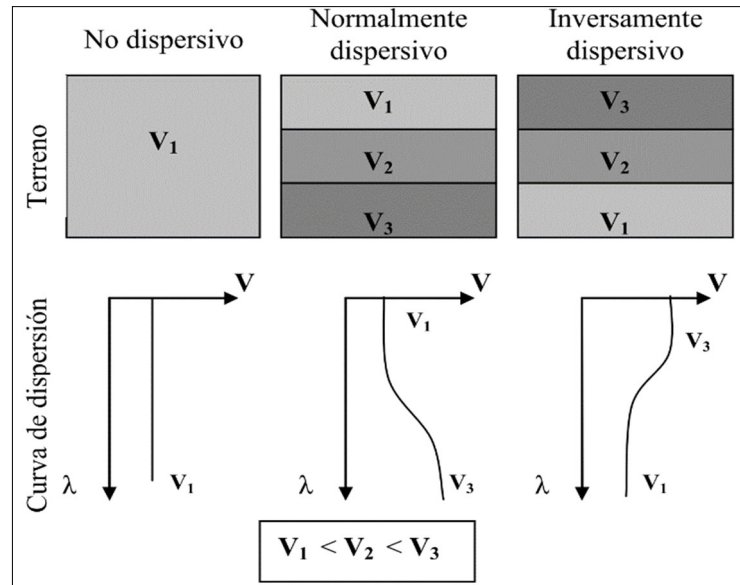


Figura N°8. Formas típicas de las curvas de dispersión. Fuente: Czelada (2009).

En un medio estratificado, las longitudes de onda más grandes penetran a profundidades mayores para un modo dado y su velocidad será afectada por las propiedades del material a mayor profundidad (Quispe, 2009).

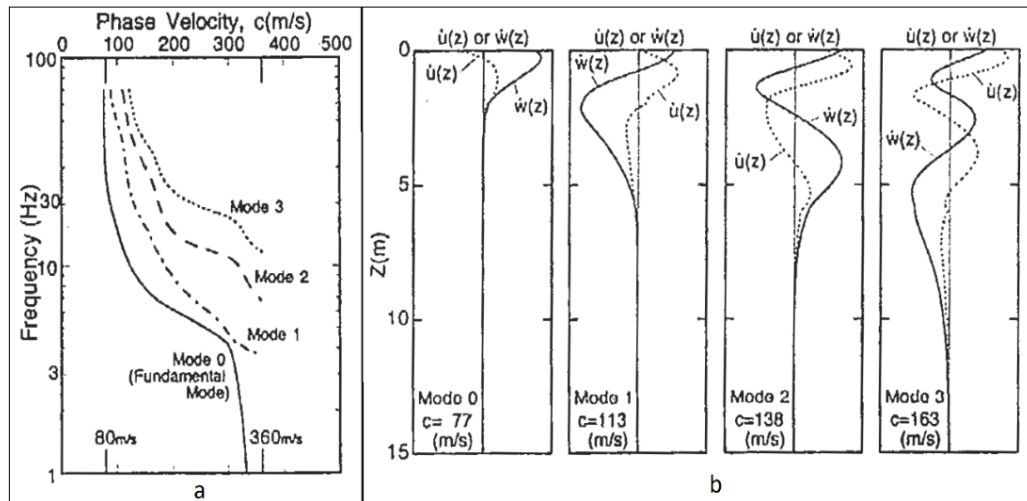


Figura N°9. Modos de propagación de ondas Rayleigh: (a) Conjunto de curvas de dispersión, (b) Conjunto de formas de modo. Fuente: Tokimatsu (1997).

Como ya se mencionó, la velocidad de la onda Rayleigh está íntimamente ligada a la velocidad de la onda S. Es por ello, que haciendo uso de procesos de inversión de la curva de dispersión se puede estimar el perfil de velocidades de ondas S, el cual es un parámetro de suma importancia en la caracterización dinámica de los depósitos de suelos.

2.3 Acelerogramas

Los acelerogramas son las grabaciones de la aceleración del suelo en función del tiempo, registrados durante un evento sísmico (Figura N°10). Estos registros contienen todas las ondas que inciden en la superficie, así, un registro acelerográfico presenta tanto ondas de cuerpo como de superficie. Los registros acelerográficos son muy importantes en la ingeniería sísmica, pues han permitido desarrollar los diversos códigos de diseño a nivel mundial.

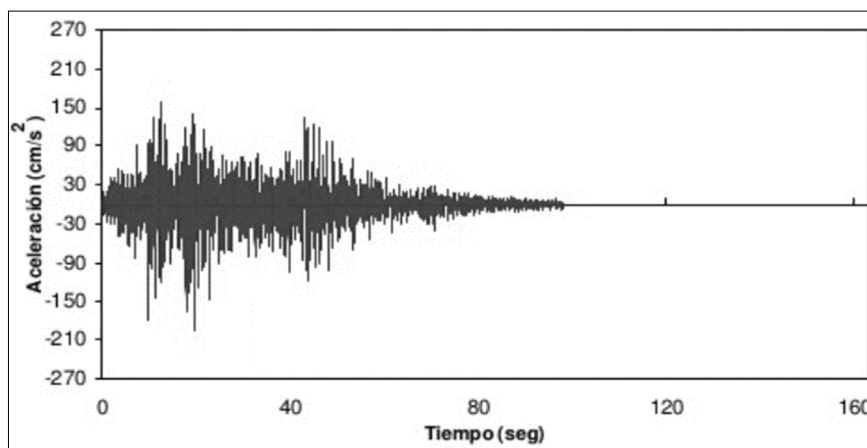


Figura N°10. Acelerograma registrado en la estación Parque de La Reserva, componente E-W, del sismo de Lima de 1974. Fuente: Lazares et al. (2007).

Del acelerograma se puede obtener, mediante simple observación, el valor de la aceleración máxima del terreno (PGA) y la duración del evento sísmico. El valor del PGA ha sido asociado generalmente al daño en las estructuras, sin embargo, hoy se sabe que además del PGA, el daño está asociado a una serie de factores, entre los cuales tenemos al contenido frecuencial y la duración del evento.

Varios terremotos han producido aceleraciones máximas superiores a 0.5 g, pero no han causado daños importantes a las estructuras debido a que las aceleraciones máximas se produjeron a frecuencias muy altas y la duración del terremoto no fue prolongada (Kramer, 1996).

2.3.1 Tratamiento de acelerogramas

Los primeros acelerógrafos fueron analógicos y se instalaron en los Estados Unidos en 1932, estos instrumentos tenían la particularidad de registrar el

movimiento sobre un papel, película fotográfica o cinta magnética. En el Perú, los primeros acelerógrafos también fueron analógicos y estuvieron emplazados en Lima, estos fueron instalados en 1944 por el U.S. Coast and Geodetical Survey y en 1972 por el Instituto Geofísico del Perú (Knudson y Pérez, 1976). Los grandes sismos ocurridos en Lima, de los cuales se hablará más adelante, quedaron registrados en estos instrumentos y por esta razón, se harán algunos comentarios sobre los problemas que presentan los registros obtenidos de instrumentos analógicos.

Las desventajas de los equipos analógicos eran varias, pudiendo destacar lo siguiente: Primero, para no hacer un gasto excesivo del papel o cinta, el instrumento trabajaba en modo de espera, es decir, la aceleración del suelo necesitaba pasar un umbral definido para comenzar a grabar, esto ocasionaba que las primeras ondas del sismo no queden registradas. Segundo, la señal se distorsionaba cuando la frecuencia del movimiento superaba a la frecuencia fundamental del instrumento que era generalmente menor a 25 Hz. Finalmente, para poder usar el registro con fines de ingeniería, se necesitaba digitalizarlo, esto requeriría un gran tiempo y esfuerzo, además de ser una de las principales fuentes generadoras de ruido. El término ruido debe entenderse no solo como el movimiento del suelo que no es causado por el sismo, sino también a cualquier fuente de error en el proceso de digitalización.

A continuación, se describe los ajustes que pueden hacerse a los acelerogramas tanto analógicos como digitales, se debe precisar que diversos autores prefieren utilizar el término “ajuste” en vez de “corrección”, ya que como se verá más adelante el movimiento real del suelo nunca puede ser determinado con exactitud.

2.3.1.1 Ajuste instrumental

Cuando la frecuencia del movimiento supera a la frecuencia natural del instrumento, existen distorsiones de amplitud y fase en frecuencias mayores a la frecuencia natural del instrumento, para tratar de ajustar esto se acostumbra a modificar el registro en función a parámetros como la sensibilidad, la frecuencia natural y el amortiguamiento del instrumento, a esto se denomina ajuste instrumental. Como puede apreciarse en la Figura N°11, la respuesta del

instrumento comienza a decaer cerca de su frecuencia natural, al aplicarse un ajuste instrumental lo que se consigue es aumentar las amplitudes espectrales de alta frecuencia.

En la práctica actual, el ajuste instrumental se logra usando aproximaciones mediante derivadas de orden superior o usando correcciones en el dominio de la frecuencia, debe entenderse que, a pesar de esto, los valores por encima de la frecuencia natural del instrumento no van a regresar intactos, siempre tiene un margen de aproximación.

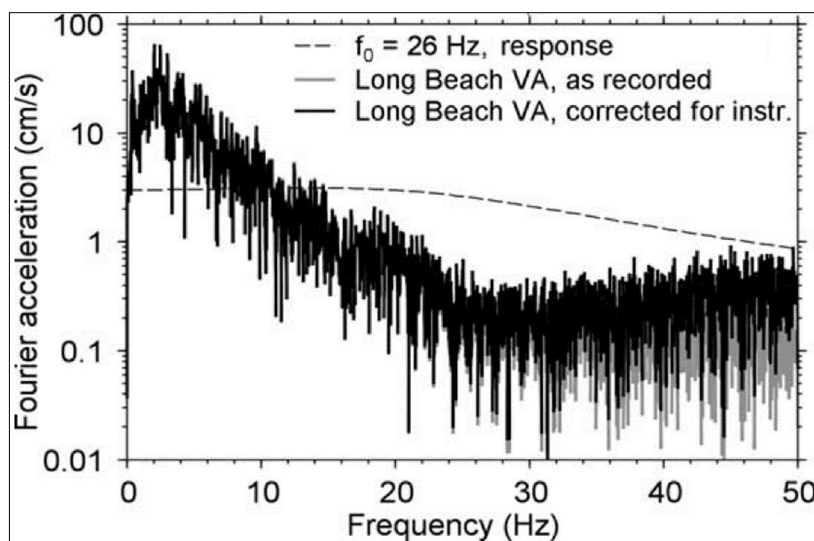


Figura N°11. Ajuste instrumental del Espectro de Fourier de la componente NS del terremoto de Northridge de 1944. Fuente: Boore y Boomer (2005).

Los acelerógrafos digitales, por lo general tienen frecuencias naturales mayores a 50 Hz, por lo que no debería ser necesario un ajuste instrumental, pues no es tan común usar frecuencias de ese orden en las aplicaciones de ingeniería, además sería un paso innecesario si es que posteriormente le aplicáramos un filtro de corte alto ya que estaríamos eliminando lo que se habría ajustado.

2.3.1.2 Ajuste por línea base

La línea que representa la ordenada cero de un registro acelerográfico se denomina línea base, tanto en registros analógicos como digitales la aceleración generalmente está desfasada de esta línea, las causas pueden ser debidas al verdadero movimiento del suelo (inclinación y rotación, así como a la deformación

local permanente del suelo), efectos instrumentales o conversión del registro analógico a digital (Akkar y Boore, 2009).

Este desfase de línea base es pocas veces considerable en la aceleración, sin embargo, como muestra la Figura N°12, toma importancia en la velocidad y sobre todo en el desplazamiento, ambos obtenidos mediante procesos de integración.

En algunos casos el proceso de digitalización da como resultado saltos en la línea base, esto se debe a que a veces los registros se digitalizan por tramos que no son empalmados correctamente.

El desfase de línea base es una de las causas del por qué un registro sin tratar da como resultados velocidades y desplazamientos no físicos.

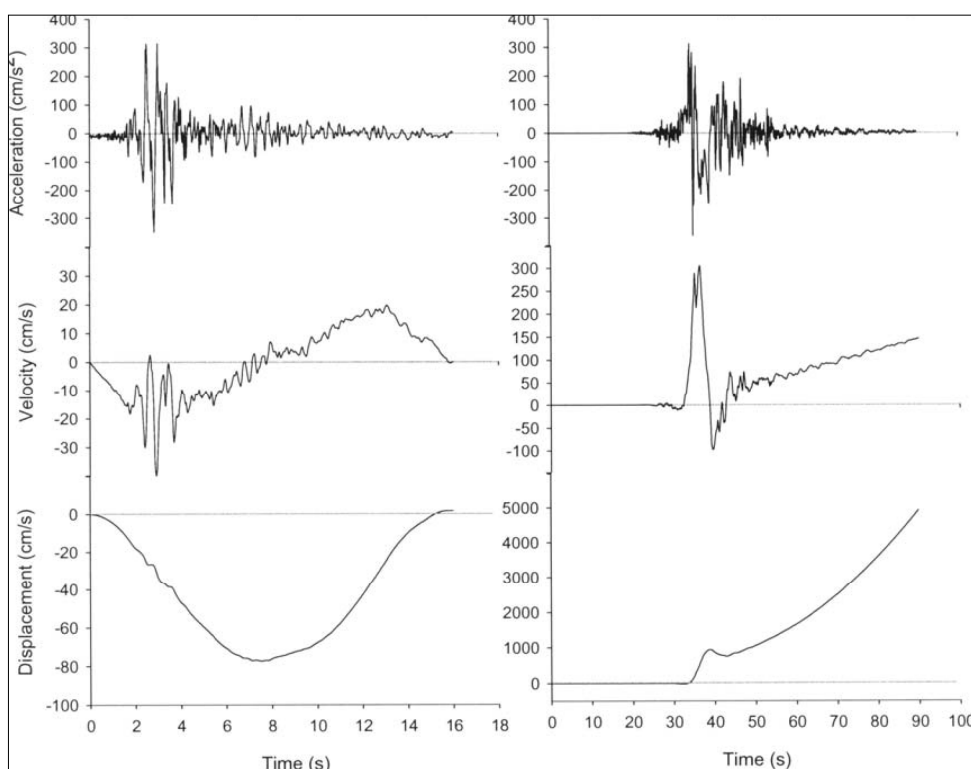


Figura N°12. NS del sismo de Denizli de 1976 (izquierda), NS del sismo de Chi-Chi de 1999 (derecha). Fuente: Akkar y Boore (2009).

Existen diversas metodologías para ajustar un registro por línea base, una forma sencilla de lograrlo es usar una simplificación del método propuesto por Graizer (1979) y tratar de ajustar la traza de la velocidad a una tendencia lineal, cuadrática

o cúbica a lo largo de todo el registro, otro enfoque más complejo es el propuesto por Iwan et al. (1985) el cual evidenció que la velocidad después de la sacudida fuerte conserva una tendencia lineal, en este método se busca ajustar la traza de la velocidad a tendencias lineales en dos turnos, para esto el usuario debe especificar los tiempos t_1 y t_2 que son los tramos donde se evidencia el cambio de línea base, el problema de usar este último enfoque es que sin una razón física para escoger los tiempos t_1 y t_2 , los resultados se vuelven algo subjetivos (Boore y Bommer, 2005).

La gráfica de la izquierda de la Figura N°13, muestra tres posibles ajustes a la traza de velocidad, un ajuste cuadrático simple y dos ajustes siguiendo propuesto método de Iwan et al. (1985), la gráfica de la derecha muestra las derivadas de estos tres posibles ajustes, estos valores se interpretan como las aceleraciones de ajuste que van a ser restadas al registro acelerográfico original para de esta forma conseguir ajustar el desfase de línea base existente en la traza de la aceleración.

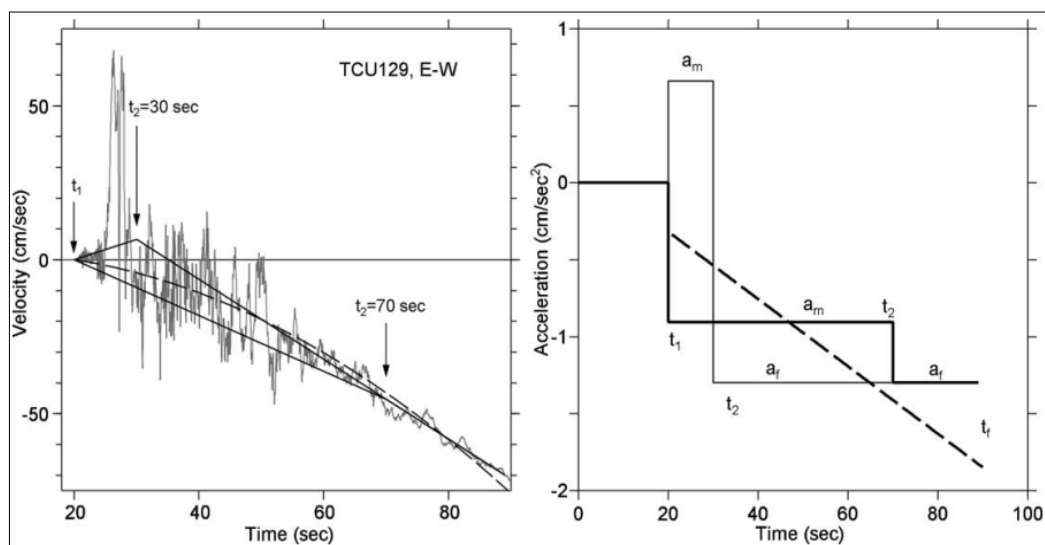


Figura N°13. Ajustes de la traza de velocidad del registro EW del terremoto de Chi-Chi de 1999 (izquierda) y la derivada de éstos (derecha). Fuente: Boore y Bommer (2005).

2.3.1.3 Ajuste por filtros

El ruido encontrado en los registros acelerográficos puede estar asociado a las características del instrumento, fenómenos naturales o el propio proceso de digitalización.

Es importante señalar que el ruido que más afecta a un acelerograma es el ruido de baja frecuencia (largo periodo), debido a que al obtener las velocidades y desplazamientos por integración se estaría considerando un área importante, dando como resultado valores de velocidad y desplazamiento no físicos. Por el contrario, el ruido de alta frecuencia (bajo periodo) generalmente afecta solo a los valores picos de aceleración y no tanto a las velocidades o desplazamientos, pues el área integrada del ruido se compensa (Figura N°14). Por estas razones, en la presente sección solo abordará el tema de los filtros que eliminan las bajas frecuencias.

Para usar un acelerograma con fines de ingeniería debemos eliminar el ruido presente en él, se debe tener en cuenta que al hacer esto también estaremos eliminando parte de la señal. Para poder eliminar el ruido de baja o alta frecuencia se usan los denominados filtros.

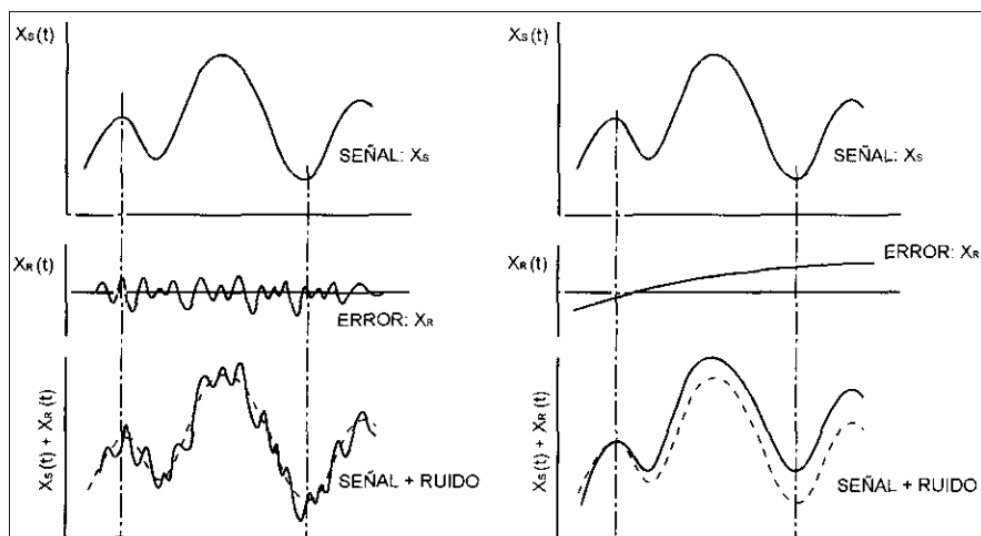


Figura N°14. Efecto del ruido de alta frecuencia (izquierda), efecto del ruido de baja frecuencia (derecha). Fuente: Hudson (1979).

Un filtro ideal es una función que en el dominio de la frecuencia tiene un valor de uno en el intervalo de frecuencias que se desea retener y cero en la gama de frecuencias que se desea eliminar, funciona multiplicando la función de filtro con el Espectro de Amplitudes de Fourier del acelerograma, obteniendo entonces el acelerograma filtrado a través de la transformada inversa de Fourier. El filtro también puede ser aplicado en el dominio del tiempo consiguiendo los mismos resultados.

El problema del uso de los filtros ideales es que corta bruscamente el movimiento en la frecuencia de corte, esto conduce a una severa distorsión en la forma de onda, para evitar esto se usan filtros que tengan una pequeña transición o rampa en la banda de paso, entre los filtros más populares que cumplen esta condición tenemos a los filtros de Ormsby, Butterworth, Chebychev y Bessel. Se debe tener en cuenta que la aplicación correcta del filtro elegido es mucho más importante que la elección de un filtro en particular.

Un filtro pasa altas es aquel que elimina las frecuencias menores a una especificada y deja pasar las frecuencias que se encuentran por encima de ésta, se usa generalmente para eliminar el ruido de baja frecuencia.

La Figura N°15, muestra el filtro pasa altas de Butterworth con una frecuencia de corte de 0.05 Hz (izquierda) y su equivalente en términos de periodo (derecha), nótese que los períodos por encima de 20 segundos se eliminan parcialmente y que cuanto más bajo sea el orden del filtro éste podrá afectar a la señal inclusive desde periodos de 10 segundos.

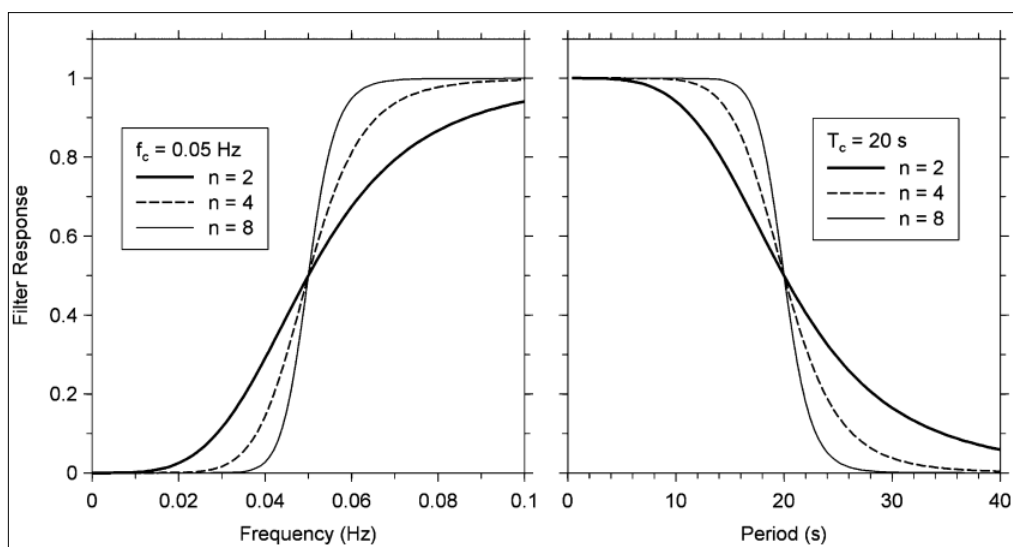


Figura N°15. Filtros de Butterworth de diversos órdenes. Fuente: Boore y Bommer (2005).

Como se ha mencionado el ruido de baja frecuencia afecta en gran medida el registro, entonces, aplicar un filtro pasa altas tiene grandes beneficios, no obstante, es importante tener en cuenta la sensibilidad de los resultados, pues como se observa en la Figura N°16 el desplazamiento varía grandemente con una

pequeña variación del valor de la frecuencia de corte. Por lo tanto, la selección de la frecuencia de corte bajo es un problema crítico.

Es poca la literatura existente en el medio local sobre el tratamiento de los acelerogramas, más aún, existe poca información que detalle cuál debe ser el criterio objetivo para determinar la frecuencia de corte bajo, generalmente se dan valores que van de 0.05 a 2 Hz, sin dar más detalle del por qué fue elegido un determinado valor, a pesar que este es un parámetro que influye grandemente en el registro.

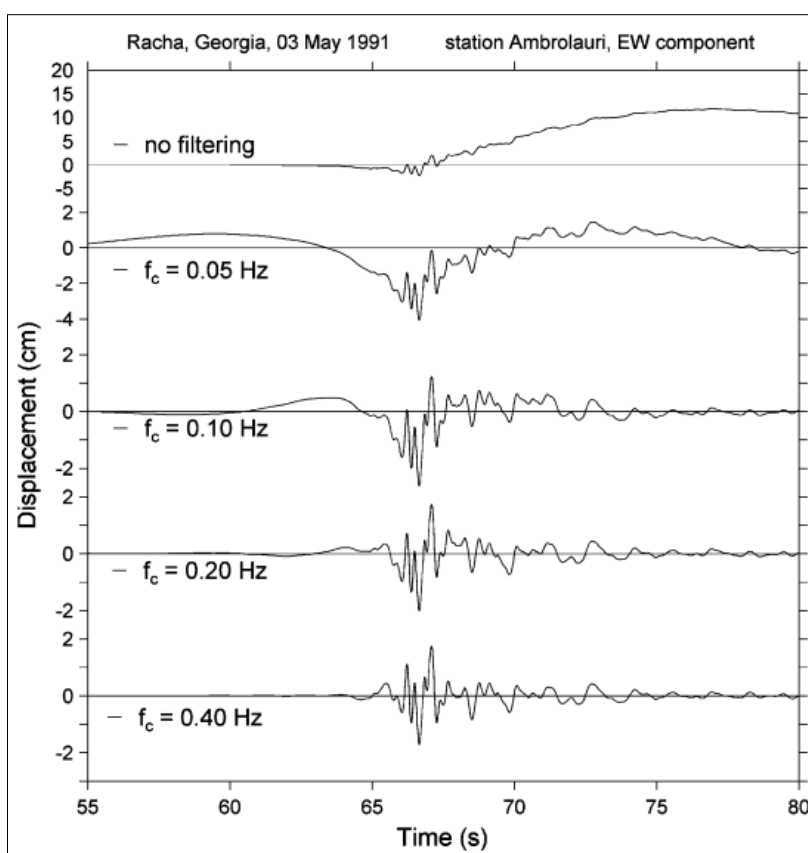


Figura N°16. Historiales de tiempo de desplazamiento para una serie valores de filtros pasa altas.
Fuente: Boore y Bommer (2005).

A continuación, se dan algunos criterios que pueden servir para identificar una frecuencia de corte baja con cierto grado de objetividad, para más detalle se pide al lector revisar el trabajo realizado por Boore y Bommer (2005).

- Comparación del espectro de Fourier del registro con el de un modelo del ruido, obtenido de la memoria de pre-evento para registros digitales, el trazo

fijo de registros analógicos o de estudios del instrumento y aparato de digitalización, y juzgar a partir de qué porción la relación señal ruido es inaceptablemente baja.

- Juicio donde la porción del registro a bajas frecuencias del espectro de Fourier se desvía de la tendencia a decaer en proporción al recíproco de la frecuencia al cuadrado, debido a que la teoría sismológica dicta que, en las frecuencias bajas, el espectro de Fourier de la aceleración decae de acuerdo con f^2 .
- La inspección visual de las historias de velocidad y desplazamiento obtenidos por la doble integración de la aceleración filtrada y el juicio de si estas cantidades parecen no ser físicas. Un adjetivo utilizado con frecuencia para justificar los parámetros del filtro en la aparición de las velocidades y desplazamientos resultantes es "razonable", pero esto está mal definido y lo que es razonable para un observador puede no serlo para otro.

2.3.1.4 Desplazamiento residual

Al final del movimiento el valor de velocidad debe ser cero y de hecho este es un criterio para juzgar la eficacia del procesamiento de la señal, el desplazamiento no necesariamente tiene que ser cero, pues se pueden presentar desplazamientos permanentes en el terreno. Este desplazamiento puede ser del orden de unidades, decenas o centenas de centímetros, siendo más importantes en lugares cercanos a las fallas como lo mostrado en la Figura N°17, en donde el desplazamiento permanente tiene un valor aproximado de 2 metros valor que es coincidente con las mediciones geológicas y de GPS (Somerville, 2002).

Un parámetro objetivo para ajustar los acelerogramas sería conocer el valor real del desplazamiento permanente, esto requeriría tener instrumentos GPS de precisión en cada estación acelerográfica o en lugares próximos, lamentablemente esto no siempre se tiene, quedando este parámetro a criterio de cada persona.

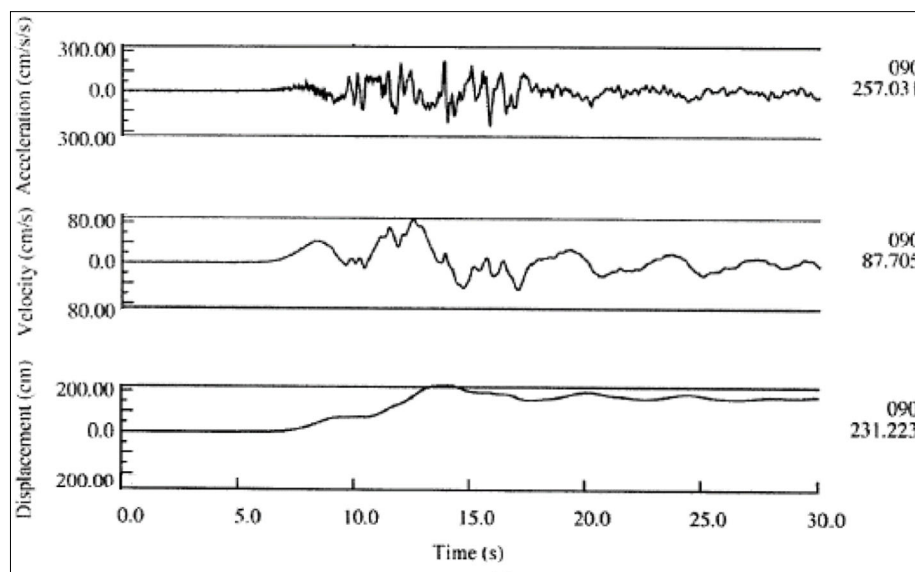


Figura N°17. Componente 090 del sismo de Kocaeli, Turquía 1999, estación Yarimca.

Fuente: Somerville (2002).

2.3.2 Acelerogramas disponibles de sismos peruanos

Las estaciones instaladas en Lima en 1944 y 1972 registraron varios sismos durante sus años de operación, de los cuales, los más importantes fueron digitalizados y tratados por Brady y Perez (1977) por encargo del Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS). Para el ajuste de los registros los autores siguieron el procedimiento propuesto por Trifunac y Lee (1973) desarrollado en el Instituto Tecnológico de California.

Los sismos disponibles en el trabajo de Brady y Perez (1977) se muestran en la Tabla N°1, cada uno de estos sismos cuenta con: registros sin corregir, registros corregidos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, espectros de Fourier y espectros de respuesta para cinco diferentes amortiguamientos críticos: 0%, 2%, 5%, 10% y 20%.

Estos acelerogramas han mostrado características inusuales, en comparación con eventos sísmicos ocurridos en otras partes del mundo. Por ejemplo, existe un fuerte contenido de altas frecuencias y, en segundo lugar, una baja atenuación de las aceleraciones con la distancia (Cloud y Pérez, 1971; Alva Hurtado y Chang, 1978).

Actualmente, se puede tener acceso a todos estos registros (sin “corregir”) y otros visitando www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/, quedando en manos de cada usuario el proceso de ajuste correspondiente.

Tabla N°1. Lista de sismos disponibles en Brady y Perez 1997

Terremoto	Estación	Descripción	Instrumento
31 de enero 1951	4300	Instituto Geológico Plaza Habich	STD
17 de octubre 1966	4302	Instituto Geofísico Av. Arequipa	STD
31 de mayo de 1970	4302	Instituto Geofísico Av. Arequipa	STD
29 de noviembre 1971	4302	Instituto Geofísico Av. Arequipa	STD
5 de enero 1974	4302	Instituto Geofísico Av. Arequipa	STD
	4303	Estación Zarate	SMA-1
3 de octubre 1974	4302	Instituto Geofísico Av. Arequipa	STD
	4304	Casa del Dr. Huaco Las Gardenias	SMA-1
9 de noviembre de 1974	4302	Instituto Geofísico Av. Arequipa	STD
	4305	La Molina	SMA-1

Fuente: Alva y Chang (1978)

2.4 Espectro de amplitudes de Fourier

Como ya se mencionó, el contenido frecuencial es un parámetro importante en la caracterización del movimiento sísmico, mediante el uso de una expresión matemática conocida como la Transformada de Fourier podemos pasar el movimiento expresado en el dominio del tiempo (acelerograma) al dominio de las frecuencias y viceversa usando la transformada inversa.

Fourier demostró que una señal puede ser expresada como la suma de una serie de señales armónicas de diferentes amplitudes. La gráfica que relaciona estas amplitudes con la frecuencia se le denomina espectro de amplitudes de Fourier (Figura N°18).

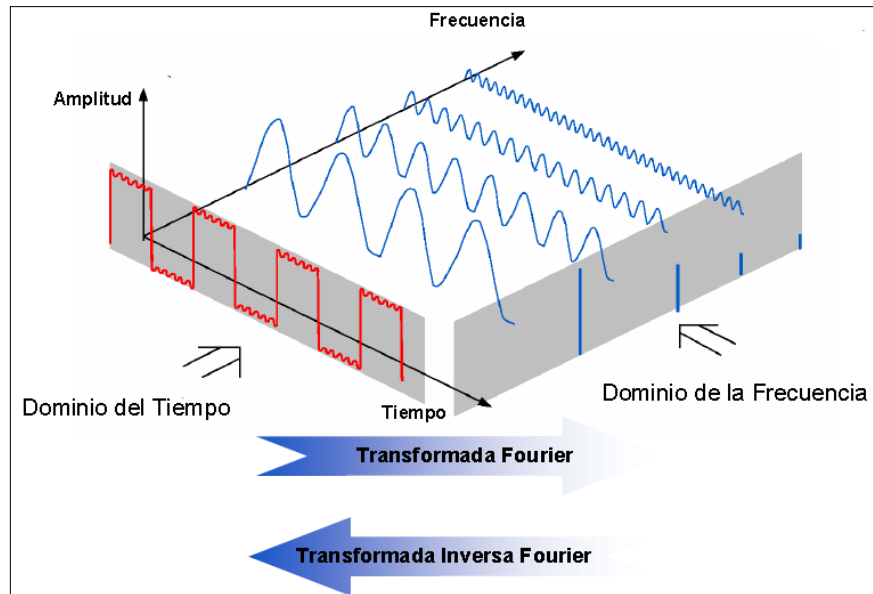


Figura N°18. Concepto de la transformada de Fourier.

Fuente: <http://docplayer.es>

El espectro de amplitudes de Fourier de un acelerograma, muestra claramente cómo se distribuyen las amplitudes del movimiento en función a las frecuencias (o periodos). Cuando el movimiento presenta un espectro de amplitudes estrecho, es un indicativo de que existen frecuencias dominantes, por el contrario, si presenta un amplio espectro indica que existe una gran variedad de frecuencias presentes en el movimiento. Siempre que se pueda distinguir, el pico máximo del espectro de amplitudes representa la frecuencia predominante (o periodo predominante) del movimiento (Figura N°19).

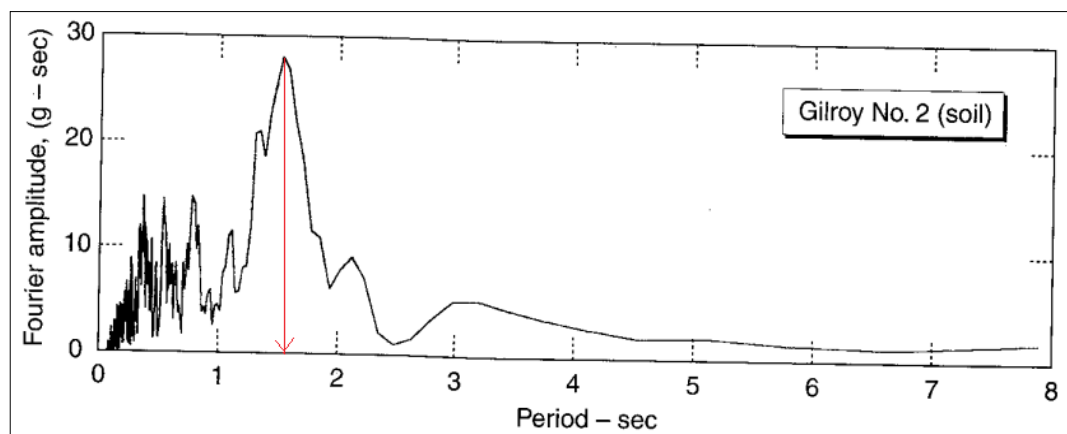


Figura N°19. Espectro de amplitudes de Fourier de la componente EW del sismo de Loma Prieta 1989, obtenido del registro de la estación Gilroy N°2. Periodo predominante de 1.6 s aproximadamente. Fuente: Adaptado de Kramer (1996)

Debido a la matemática detrás de la trasformada de Fourier, el espectro de amplitudes tiene unidades de velocidad (cm/s).

2.5 Espectro de respuesta

El espectro de respuesta es una gráfica que representa la respuesta máxima (aceleración, velocidad o desplazamiento) de una serie osciladores de un grado de libertad, de diversos periodos naturales y de un mismo factor de amortiguamiento, que son sometidos a un movimiento de entrada (Figura N°20).

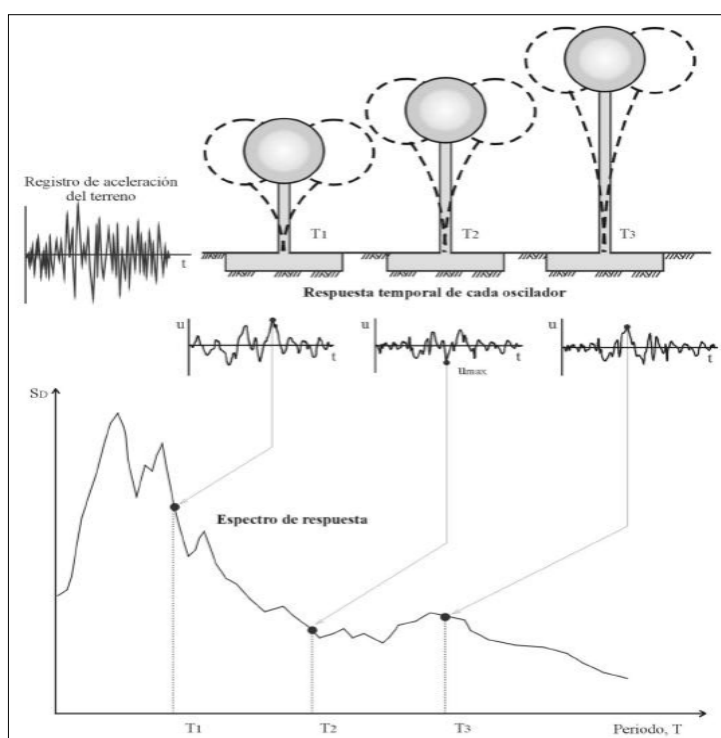


Figura N°20. Forma de obtener el espectro de respuesta.

Fuente: Crisafulli y Villafañe (2002).

Los espectros de respuesta son de mucha utilidad en la ingeniería sísmica, ya que nos permiten cuantificar en cierta forma la demanda sísmica a la que son sometidas las estructuras en un determinado movimiento sísmico. Por ejemplo, las formas espectrales de los registros del terremoto de Italia del 2015, son tales que las aceleraciones son intensas en el intervalo de 0,2 s 0,3 s. Este intervalo corresponde aproximadamente a las estructuras rígidas (por lo general las más bajas). La forma espectral también podría explicar por qué en Amatrice se ha mantenido en pie la estructura más alta, y relativamente flexible, que se muestra

en la figura adjunta y que se ha convertido en uno de los símbolos de este terremoto (www.ingenio-web.it/ar/4356), Figura N°21.

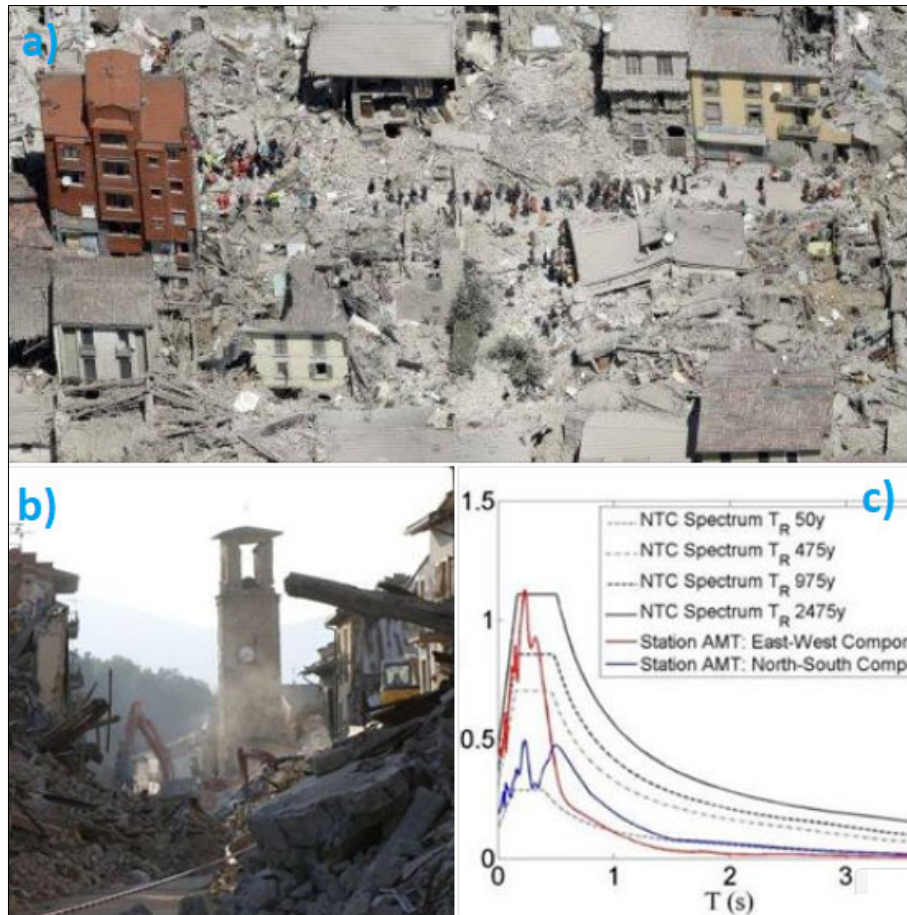


Figura N°21. Imágenes de la ciudad de Amatrice luego del sismo de Italia 2016: (a) vista aérea, (b) vista panorámica. (c) Espectro de respuesta de la estación AMT.

Fuente: <http://www.ingenio-web.it/ar/4356>

2.6 Caracterización dinámica del suelo

Determinar los parámetros dinámicos de un depósito de suelo tiene mucha importancia en los estudios de Microzonificación Sísmica, pues nos permite inferir el comportamiento de éste ante un evento sísmico. Los parámetros dinámicos más usados en este tipo de estudios son: la velocidad de ondas compresionales (P), la velocidad de ondas de corte (S) y el periodo fundamental del depósito de suelo (T_p), los cuales son determinados in-situ mediante ensayos geofísicos. A continuación, se da una breve explicación del fundamento teórico de los ensayos utilizados en el presente estudio para la determinación de dichos parámetros.

2.6.1 Determinación de las velocidades de las ondas P y S

Los ensayos más precisos para obtener las velocidades de las ondas P y S de un depósito de suelo son los invasivos (perforaciones) debido a que uno ejecuta estos ensayos conociendo el perfil estratigráfico del suelo y sus características mecánicas, el ensayo más popular de este tipo es el Ensayo Down-Hole. El ensayo consiste, como muestra la Figura N°22, en colocar un arreglo vertical de sensores ubicados estratégicamente, los cuales registrarán las llegadas de las ondas sísmicas producidas por una fuente artificial. Según la forma y energía del golpe, ubicación de los geófonos y los tiempos de llegada de las ondas sísmicas, se podrá determinar el perfil de velocidades de ondas P o S.

A pesar de su precisión, los ensayos invasivos tienen la desventaja de ser costosos y requerir un gran tiempo de ejecución, debido a esto, los ensayos no invasivos (superficiales) han ganado gran interés en las últimas décadas, convirtiéndose así en los más usados en los estudios de ingeniería a nivel mundial.

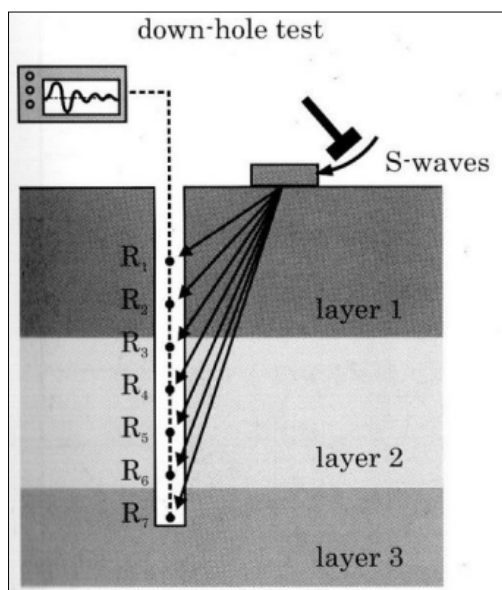


Figura N°22. Esquema del Ensayo DownHole.

Fuente: ggeosciences.weebly.com

2.6.1.1 Ensayo de refracción sísmica

Este es un ensayo superficial no invasivo que permite obtener las velocidades de ondas P de un depósito de suelo. La obtención de las velocidades de ondas P en

este ensayo está fundamentada en la Ley de Snell, ya vista en párrafos anteriores. Usando esta ley se puede establecer que dentro de los múltiples rayos (simplificación de un frente de ondas) que inciden un en medio, existe uno que se refracta de manera paralela a este; lo anterior ocurre cuando el rayo incide con un ángulo denominado crítico, que ocasiona que el ángulo del rayo refractado sea 90° . Es justamente esta particularidad la que permite obtener las velocidades de ondas P usando el ensayo de refracción sísmica.

El ensayo de refracción sísmica es un método de exploración geofísica que consiste en la interpretación del tiempo de llegada de las ondas sísmicas (ondas de cuerpo y superficiales), que son generadas por un impacto artificial y registradas por unos sensores (geófonos) dispuestos en un arreglo lineal sobre la superficie (Figura N°23).

Para el procesamiento de los datos del ensayo se usan las denominadas dromocrónicas, las cuales son gráficas que representan el tiempo de llegada de las primeras ondas registradas en cada uno de los sensores versus la distancia entre los mismos. Del análisis de estas curvas dromocrónicas se determina el número de estratos del perfil del suelo y las velocidades de ondas P de cada uno de estos.

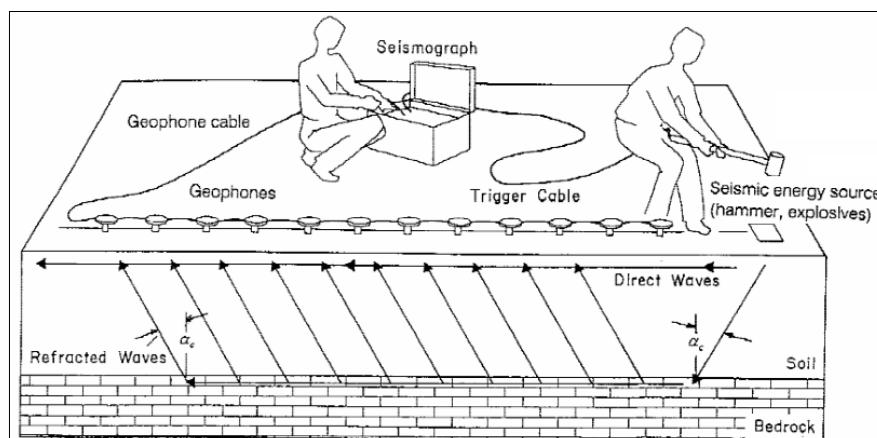


Figura N°23. Esquema del Ensayo de Refracción Sísmica.

Fuente: ASTM D5777 (2000).

Por ejemplo, la Figura N°24, muestra la construcción e interpretación de una curva dromocrónica en un medio compuesto por dos estratos horizontales de suelo (se asume $V_{p2}=2V_{p1}$, para una mejor comprensión), cuando se genera el impacto,

los sensores que están próximos a la fuente detectarán primero la llegada de las ondas directas que se propagan sobre el medio superficial, a medida que transcurre el tiempo las ondas que se refractan de forma paralela toman la velocidad del medio subyacente, llegando a ser registradas antes que las ondas directas del medio superficial por los sensores restantes.

El lector debe notar que las relaciones mostradas para determinar la velocidad de ondas P y el espesor de los estratos, son fáciles de deducir, sin embargo, en los casos en los que el suelo presente varios estratos, con relieve variable y alguna otra particularidad, el cálculo manual se vuelve complejo debiéndose recurrir al uso de softwares especializados, además se debe considerar una mayor cantidad de dromocrónicas para aumentar la calidad de los resultados, esto último generalmente se logra ejecutando los impactos en ambos extremos y al medio del arreglo lineal.

El ensayo de refracción sísmica tiene diversas aplicaciones en la ingeniería civil, debido a que las ondas P están íntimamente relacionadas a ciertas propiedades de los materiales, por ejemplo, este ensayo se usa para determinar la estratigrafía, la profundidad y la forma del basamento rocoso, así como la calidad de este; también se usan las velocidades de las ondas P y S para el cálculo del módulo de Poisson y otros parámetros dinámicos, además, este ensayo puede ser usado para detectar la presencia del nivel freático.

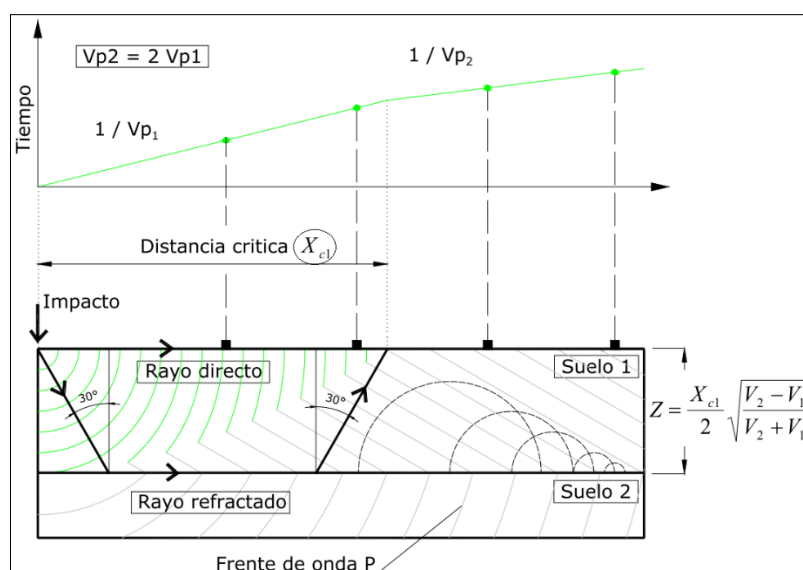


Figura N°24. Obtención de una dromocrónica. Fuente: Czelada (2009).

Una de las limitaciones que presenta este ensayo es que, a mayor profundidad de exploración requerida, la longitud del arreglo lineal debe ser mayor, se estima que la longitud del arreglo lineal debe ser 3 o 4 veces la profundidad de exploración, en ese sentido, los lugares en donde no haya espacio suficiente para el tendido del arreglo no podrán ser estudiados con esta técnica. También es importante mencionar que debido a que este ensayo se basa en el principio de la refracción solo se podrán detectar los estratos en los cuales la rigidez aumente con la profundidad, los estratos blandos intermedios no podrán ser detectados.

2.6.1.2 Ensayo MASW

El ensayo de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), al igual que el ensayo de refracción sísmica, es un ensayo superficial no invasivo que se usa para estimar el perfil de velocidades de ondas de corte de un depósito de suelo. Este ensayo se basa, primero, en la determinación precisa de la velocidad de fase dependiente de la frecuencia de la onda de Rayleigh en el modo fundamental (Park et al., 1999), es decir, la curva de dispersión del modo fundamental. Para finalmente, mediante un proceso de inversión de la curva de dispersión, obtener el perfil de velocidades de ondas S.

Las ondas de Rayleigh son usadas ampliamente en ensayos superficiales, debido a que son fáciles de generar y detectar en la superficie del suelo utilizando receptores de baja frecuencia (Socco et al., 2010).

El procedimiento para la obtención del perfil de velocidades de ondas S mediante el ensayo MASW se divide en tres etapas como se puede observar en la Figura N°25. Lo primero es la medición en campo, luego el análisis de dispersión y finalmente el análisis de inversión.

Las mediciones en campo se hacen a través de sensores (geófonos) de baja frecuencia que se encuentran espaciados convenientemente sobre un arreglo lineal (Figura N°25a), estos sensores captan las ondas superficiales producidas por una fuente impulsiva y las registran en función del tiempo (Figura N°25b).

El análisis de dispersión consiste en extraer las curvas de dispersión del registro de ondas superficiales, esto se puede lograr mediante varias metodologías, entre las cuales destacan: la transformada frecuencia-número de onda (f-k), la transformada phi-omega (p-w) y el cambio de fase (Figura N°25c). De estos, el método de cambio de fase, desarrollado por Park et al. 1998, es un método robusto y computacionalmente eficiente que proporciona velocidades precisas de fase de modo fundamental incluso cuando se dispone de datos de tan solo cuatro geófonos.

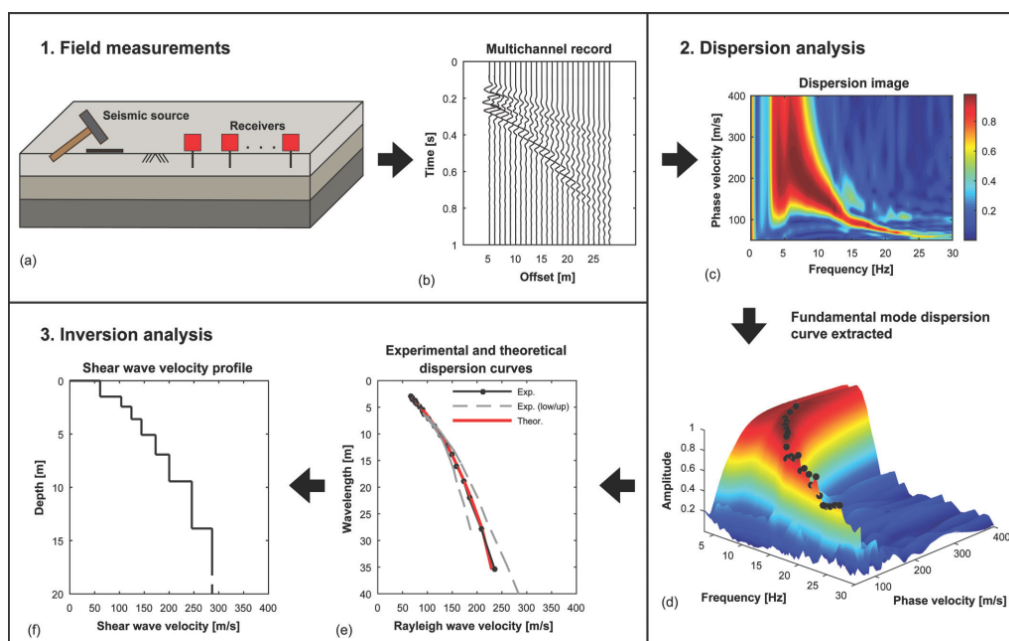


Figura N°25. Ensayo MASW, (a) esquema de adquisición de datos, (b) registro de ondas, (c) análisis de dispersión, (d) análisis de inversión. Fuente: Olafsdottir et al. (2018)

El análisis de inversión implica obtener un perfil de velocidad de ondas de corte por retrocálculo de la curva de dispersión experimental. Una curva de dispersión teórica se calcula en base a un conjunto de parámetros supuestos del modelo. Diferentes conjuntos de parámetros se insertan en el modelo teórico de forma iterativa en busca de la curva de dispersión teórica más consistente con la curva medida (Figura N°25d). El perfil de velocidad de ondas de corte que da como resultado una curva de dispersión teórica que se ajusta bien a la curva experimental, se toma como resultado del ensayo (Olafsdottir et al., 2018).

Además del ensayo MASW, existen otros ensayos superficiales populares como el SASW, sin embargo, al ser el ensayo MASW más moderno, cuenta con una

técnica más avanzada que permite, entre otras cosas, una recolección de datos en campo más eficaz, procesos de análisis más rápidos y menos laboriosos, y una mejor capacidad para detectar y suprimir el ruido de los datos capturados (Park et al., 1999).

El conocimiento del perfil de velocidades de ondas de corte de un depósito de suelo es un parámetro clave para comprender su comportamiento dinámico, con él se puede efectuar diversos análisis, tales como: la evaluación del potencial de licuación, el análisis de respuesta sísmica, la clasificación de sitio, etc. Por ejemplo, la Norma Peruana E.030 clasifica sísmicamente un sitio en función a la velocidad de ondas de corte promedio de los 30 primeros metros de un depósito de suelo.

2.6.1.3 Ensayo de arreglo de microtremores

A diferencia de las ondas Rayleigh generadas por una fuente impulsiva, las cuales contienen energía de alta frecuencia, los microtremores (vibración ambiental) contienen ondas Rayleigh de baja frecuencia. Esto hace que los microtremores provean información del suelo a mayores profundidades.

El ensayo de arreglo de microtremores consiste en el registro simultáneo de la vibración ambiental del suelo, en sensores que generalmente están dispuestos de forma circular (Figura N°26a). Aki (1957) fue el primero en presentar esta técnica, de acuerdo con este autor, la componente vertical de los microtremores contiene predominantemente ondas Rayleigh.

El análisis de los arreglos se puede dividir en dos etapas, la primera referida al cálculo de la curva de dispersión de las ondas Rayleigh y la segunda a la inversión de esta curva para el cálculo del perfil de velocidades de ondas de corte.

La curva de dispersión es calculada usando la componente vertical de los registros obtenidos. Para esto, diversas metodologías pueden ser empleadas, entre las cuales destacan: el análisis f-k (Capon, 1969), el análisis SPAC (Aki, 1957), el análisis CCA (Cho et al, 2004) y el análisis nc-CCA (Tada et al 2007). Cada uno

de estos métodos tienen ciertas limitaciones, debido a esto, se acostumbra a armar la curva de dispersión usando varios de éstos.

El proceso de inversión se realiza por métodos de causa-efecto o por métodos de optimización, entre los cuales se tienen los algoritmos genéticos y los algoritmos de vecindario; estos métodos requieren el ingreso de datos de un perfil inicial probable que a través de un proceso iterativo se ajusta al verdadero perfil de velocidades de ondas de corte del suelo.

La profundidad de exploración usando el ensayo arreglo de microtremores está condicionada por el diámetro del arreglo, mientras más grande sea éste, mayor será la profundidad de exploración. Además, determinado diámetro proveerá con claridad solo una parte de la curva de dispersión. Debido a esto, se deben efectuar varias mediciones con diferentes diámetros.

Para completar la curva de dispersión en el rango de altas frecuencias, es decir caracterizar la parte superficial del suelo, se acostumbra a ejecutar arreglos lineales cuyas longitudes son de pocas unidades de metros los cuales registran ondas generadas por fuentes impulsivas (Figura N°26b).

En el Perú esta técnica ha sido aplicada recientemente, Calderón et al (2012), Quispe et al (2014) y Uriarte (2014) han sido los trabajos pioneros relacionados con este tema.

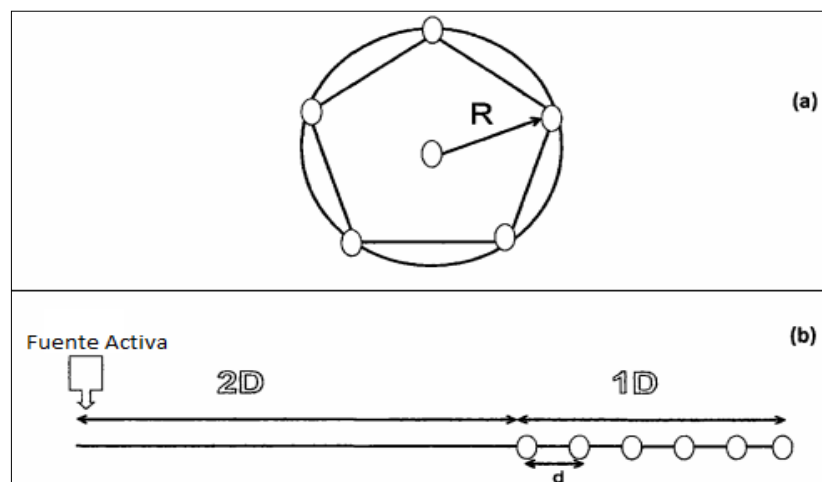


Figura N° 26. Representación gráfica del arreglo circular (a) y lineal (b).

Fuente Uriarte (2014).

2.6.2 Determinación del periodo fundamental del suelo

El periodo fundamental del suelo es aquel periodo en el cual una mayor amplificación sísmica puede ser esperada. La importancia de determinar el periodo fundamental del suelo radica en que, si se encuentra que este periodo es coincidente con el periodo fundamental de una estructura, se puede esperar que esta estructura entre en resonancia durante la ocurrencia de un evento sísmico. Si este fuera el caso, se generarían altas demandas sísmicas y se podría producir, en el caso más severo, el colapso de la estructura.

El periodo fundamental del suelo puede ser obtenido directamente de la función de transferencia, sin embargo, obtener dicha función conlleva a realizar trabajos relativamente costosos, por lo que su uso, no se justifica en proyectos donde no se requiera estudios de ingeniería de detalle.

Ante estas dificultades surgieron las técnicas empíricas como alternativas atractivas para determinar el periodo fundamental del suelo. A continuación, se detallan dos de las técnicas más usadas en la actualidad.

2.6.2.1 Técnica del cociente espectral estándar (SSR)

Esta técnica fue desarrollada por Borchardt (1970) y permite obtener el periodo fundamental del suelo mediante la comparación de los registros sísmicos de un sitio de interés y una estación de referencia. Una estación es considerada de referencia cuando está emplazada sobre un afloramiento rocoso, el cual, para fines de ingeniería, debe presentar una velocidad de ondas de corte mínima de 760 m/s (ASCE-7, 2016), bajo esas condiciones se asume que la estación se encuentra libre de efectos de sitio (Figura N°27).

Para aplicar esta técnica se debe considerar que un registro de ondas sísmicas tiene incluido los efectos de: la fuente (F), el recorrido a través de la corteza terrestre (R), las características geológicas del sitio (G) y las características del instrumento (I). Así, un registro en el dominio de las frecuencias puede ser expresado por:

$$S(f) = F(f).R(f).G(f).I(f) \quad (2.10)$$

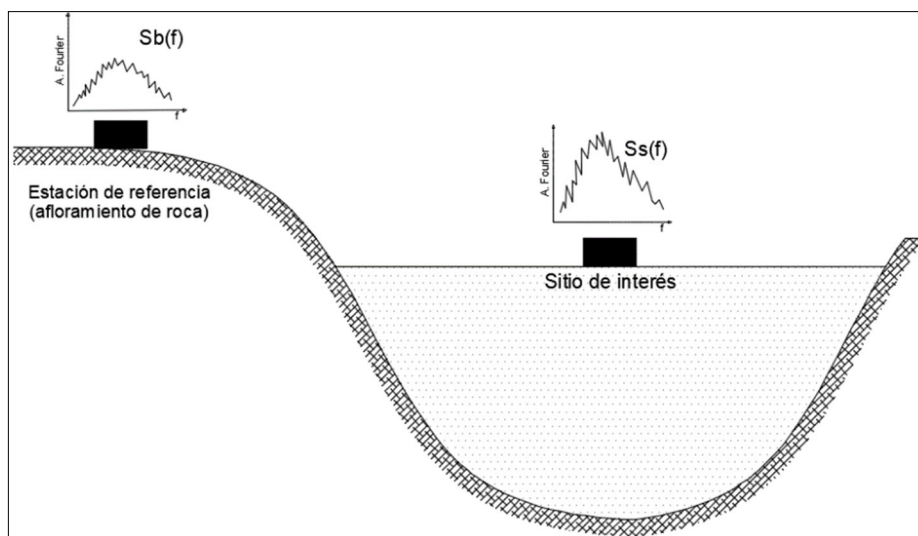


Figura N° 27. Esquema de la Técnica del Cociente Espectral Estándar.

Si la distancia hipocentral es mayor a 10 veces la distancia entre el sitio de interés y la estación de referencia, se puede considerar que los sitios están lo suficientemente cercanos y que los efectos de fuente y trayectoria son los mismos para ambos (Mittal et al. 2013), además, si los registros en ambos sitios fueran obtenidos con sensores de las mismas características se puede considerar que el efecto del instrumento también será el mismo. Entonces, al comparar los espectros de Fourier de las componentes horizontales de los registros obtenidos en el sitio de interés (S_s) y la estación de referencia (S_b), se tendría:

$$\frac{S_s(f)}{S_b(f)} = \frac{G_s(f)}{G_b(f)} \quad (2.11)$$

Como se observa esta relación solo depende de características geológicas del sitio de interés (G_s) y de la estación de referencia (G_b), dado que se supone que la estación de referencia se encuentra libre de efectos de sitio, este cociente proporciona entonces una buena estimación de la función de transferencia del suelo, del cual se puede obtener directamente el periodo fundamental.

Esta técnica ha sido aplicada con éxito en muchos estudios a lo largo de los años (por ejemplo, Chávez-García et al. 1990), sin embargo, las condiciones requeridas para su aplicación en algunos casos la vuelven complicada de realizar y en otros casos inaplicable. Las condiciones más desfavorables de esta técnica son:

- No siempre es posible ubicar una estación de referencia lo suficientemente cercana al sitio de interés.
- No todos los movimientos registrados en un suelo blando serán registrados por la estación de referencia.
- Se debe esperar la ocurrencia de sismos moderados y/o fuertes ($M_w > 5$) para una buena estimación del cociente espectral.

Una variante de la técnica del Cociente Espectral Estándar ha sido aplicada sobre registros de vibraciones ambientales en lugar de sismos por algunos investigadores, sin embargo, la mayoría no ha reportado resultados satisfactorios (por ejemplo, Field et al. 1990).

2.6.2.2 Técnica de Nakamura (H/V , $HVNR$ o QTS)

La idea de esta técnica fue introducida por primera vez por Nogoshi e Igarachi (1970) y fue reformulada por Nakamura (1989, 2000). A diferencia de la técnica del Cociente Espectral Estándar (SSR), aquí no se necesita una estación de referencia y tampoco esperar la ocurrencia de eventos sísmicos, dado que el método está basado en la medición del ruido ambiental (microtremores), Figura N°28.

En dominios de frecuencias bajas ($f < 0,3$ Hz) el ruido ambiental es dominado por la interacción del océano con la tierra sólida. En altas frecuencias, el ruido es producido tanto por la actividad humana, como por el viento y, debido a la atenuación, no se puede propagar a largas distancias. En cualquier caso, el ruido se produce por fuentes superficiales las cuales generan predominantemente ondas superficiales (Franco, 2013).

Nakamura (1989) realizó largas mediciones de microtremores en dos lugares de Japón (subestaciones de Kamonomiya y Tabata), de esto concluyó que el espectro de Fourier obtenido de registro de microtremores, no era un parámetro adecuado para determinar el periodo fundamental del suelo, debido a que este espectro se modifica según el nivel de ruido existente durante la medición (Figura N°29). Se debe mencionar que, en esa época, la práctica común era determinar

el periodo del suelo basándose en interpretación directa del espectro de Fourier obtenido a partir de registros de microtremores (Técnica de Kanai et al., 1954).

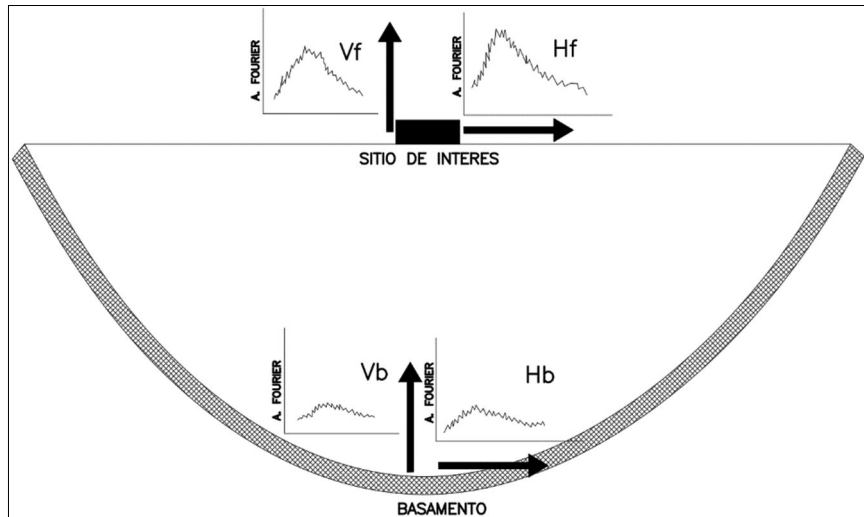


Figura N° 28. Esquema de la Técnica Nakamura (1989).

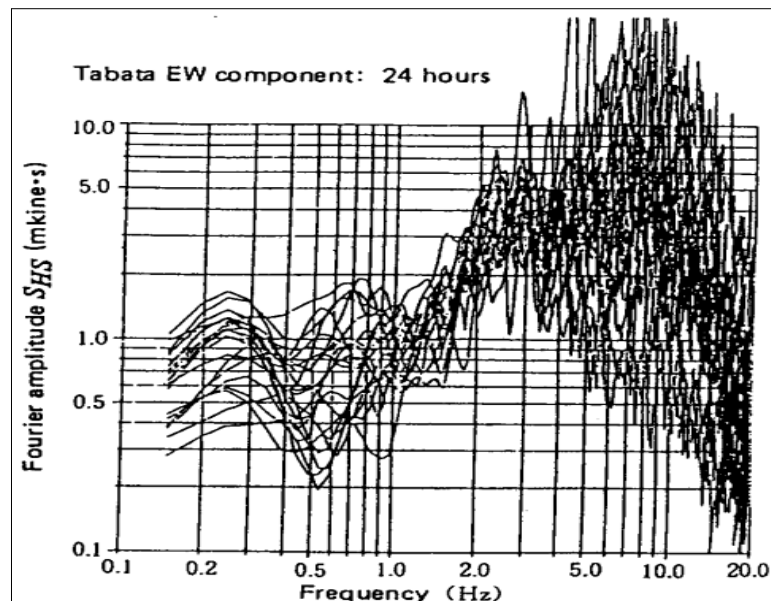


Figura N°29. Espectros de amplitudes de Fourier de cada hora de medición en la subestación de Tabata, Japón. Fuente Nakamura (1989).

Nakamura (2000) considera que los microtremores están compuestos por ondas de cuerpo y ondas superficiales (Rayleigh), y que, si se desea obtener la función de transferencia del suelo, se debe eliminar el efecto de estas últimas ondas, debido a que la función de transferencia está basada en la incidencia vertical de ondas SH. Para lograr esto, Nakamura (1989, 2000) considera que la componente

vertical del movimiento no es amplificada por el efecto del suelo, es decir, la división de componente vertical del espectro de Fourier de la superficie (V_f) y el basamento (V_b) debería ser igual a 1, sin embargo, esto no se cumple y es atribuido a que V_f está contaminado con ondas Rayleigh. Entonces, el efecto de las ondas Rayleigh (T_v) puede ser cuantificado mediante:

$$T_v = \frac{V_f}{V_b} \quad (2.12)$$

La función de transferencia del suelo (T_h) es definida como:

$$T_h = \frac{H_f}{H_b} \quad (2.13)$$

Donde H_f y H_b son los espectros de Fourier de las componentes horizontales del movimiento en la superficie y el basamento respectivamente. Nakamura (1989, 2000) supone que las ondas Rayleigh afectan, en igual intensidad, solo al movimiento superficial (H_f y V_f), además supone que el movimiento en el basamento puede ser considerado el mismo en todas las direcciones, lo que conlleva a considerar que $V_b/H_b=1$.

Bajo estas consideraciones Nakamura (1989, 2000) afirma que se puede eliminar el efecto de las ondas Rayleigh de la función de transferencia (T_h) dividiéndola por T_v . A esta división Nakamura (2000) la denomina cuasi-espectro de transferencia (QTS):

$$QTS = \frac{\frac{H_f}{H_b}}{\frac{V_f}{V_b}} = \frac{H_f}{V_f} \quad (2.14)$$

Esta última expresión indica que es posible estimar la función de transferencia del suelo a partir de mediciones de microtremores en la superficie, para lograrlo tan solo se debe dividir los espectros de Fourier de la componente horizontal y vertical del movimiento. Esta técnica ha sido largamente cuestionada por los vacíos teóricos que presenta (por ejemplo, Konno y Ohmachi, 1998; y Lachette y Bard, 1994), sin embargo, Lermo y Chávez-García (1994) mostraron que en la práctica esta técnica puede estimar de forma adecuada el periodo fundamental del suelo

y la amplificación, de hecho, es a partir de ese trabajo que la técnica se popularizó y se comenzaron a publicar gran cantidad de artículos sobre el tema.

El consenso que se tiene hoy en día es que la técnica puede estimar de forma adecuada el periodo fundamental del suelo y que el espectro H/V tiene un pico bien definido cuando el contraste de impedancias entre el suelo y el basamento es grande (Figura N°30). La capacidad de esta técnica para reproducir la amplificación ha sido desestimada por la mayoría de investigadores. Las ventajas de esta técnica son:

- Debido a que no se requiere una estación de referencia, puede ser aplicada en cualquier lugar.
- No se tiene que esperar la ocurrencia de eventos sísmicos, en consecuencia, puede ser aplicada en cualquier momento.
- Tiene un bajo costo en comparación con otras técnicas existentes.

Un punto que merece ser mencionado, es que a veces se evidencia la formación de dos picos bien definidos en el espectro H/V en terrenos pendiente moderada y en la falda de los cerros, parte de esta particularidad es explicada por Díaz-Segura (2017), quién en base al modelamiento numérico y la aplicación de la técnica H/V en terrenos de pendiente moderada muestra que, la formación de estos picos está condicionada por la topografía circundante. Además, los periodos fundamentales se mantienen casi invariables a medida que se varia la altitud de medición (Figura N°31), el autor concluye que quizá en estos casos sea adecuado hablar de dos periodos fundamentales en vez de uno solo.

La técnica de Nakamura (1989,2000) también ha sido aplicada usando registros sísmicos, a esta técnica se la conoce con el nombre de HVSR y ha dado resultados satisfactorios en muchos casos (por ejemplo, Lermo y Chávez-García, 1993).

En nuestro medio la técnica de Nakamura viene siendo utilizada por diversas instituciones del estado en estudios de riesgo sísmico. CISMID, por ejemplo, acaba de completar el estudio de riesgo en Lima metropolitana usando esta técnica.

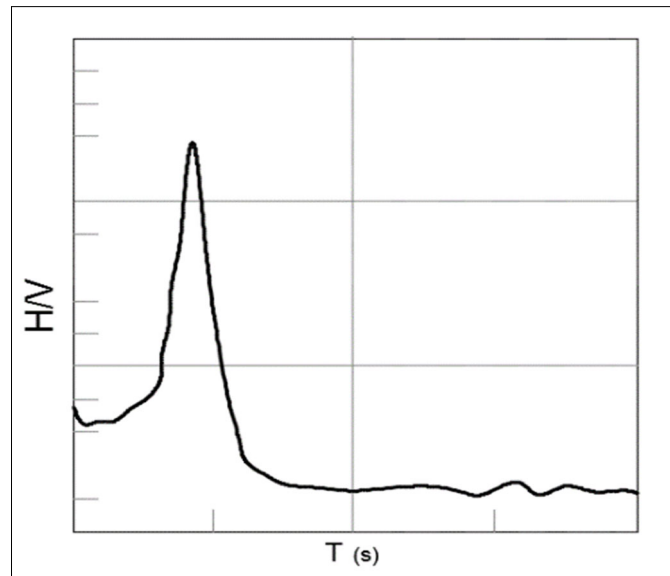


Figura N°30. Típico Espectro H/V en suelos de alta relación de impedancia.

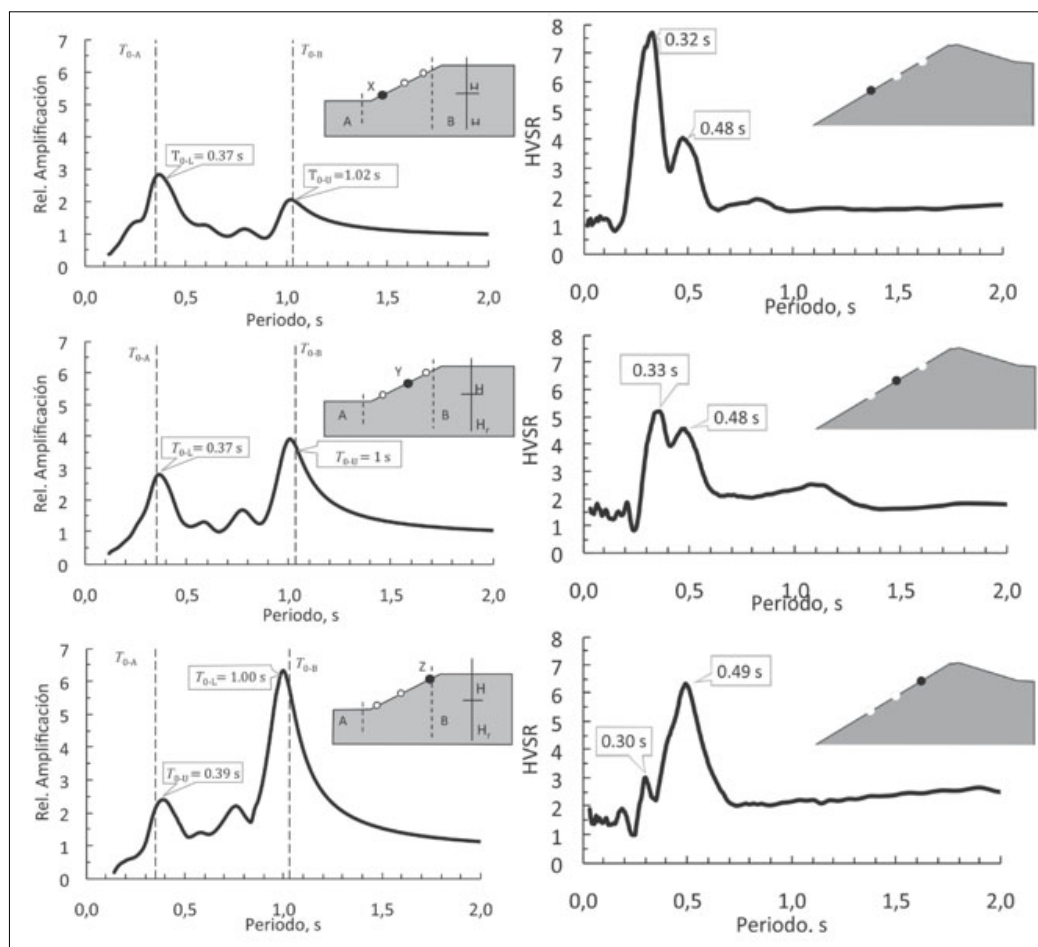


Figura N°31. (izq.) función de transferencia obtenido mediante modelamiento numérico. (der.) espectro obtenido a través de la técnica H/V. Fuente: Díaz-Segura (2017)

Capítulo III: El área de estudio

3.1 Ubicación

El distrito de San Juan de Miraflores es uno de los 43 distritos que conforman la Provincia de Lima. Por su ubicación, este distrito forma parte del grupo de distritos a los que se les conoce como distritos de Lima Sur. Limita al Norte con los distritos de Santiago de Surco y La Molina, al Este con el distrito de Villa María del Triunfo, al Sur con el distrito de Villa El Salvador y al Oeste con el distrito de Chorrillos (Figura N°32).

El distrito cuenta oficialmente con una extensión de 23.98 Km², aunque se debe indicar que en la actualidad todavía existen problemas limítrofes con los distritos de Surco y Chorrillos. La altitud promedio del distrito es de 141 m.s.n.m

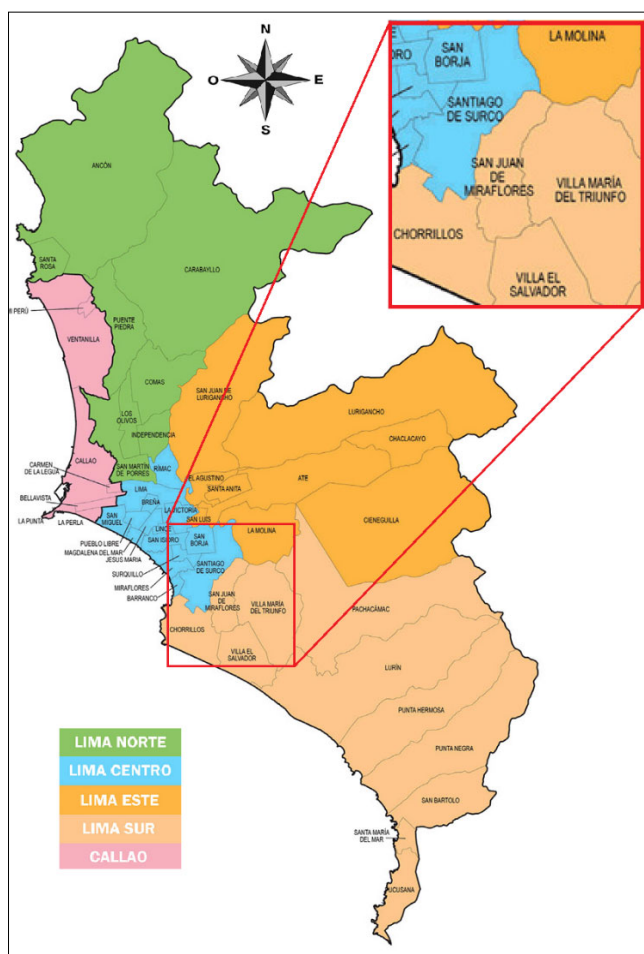


Figura N°32. Ubicación del área de estudio. Fuente: Adaptado de INEI (2014).

3.2 Historia

El distrito de San Juan de Miraflores tiene una relevancia histórica en el desarrollo del Perú, debido a que en este lugar (Pampas de San Juan) se llevó a cabo, el 13 de enero de 1881, la Batalla de San Juan y Chorrillos, una de las batallas más grandes libradas por el ejército peruano durante la Guerra del Pacífico.

La historia de los primeros pobladores que llegaron a habitar de forma masiva el distrito, se remonta al 24 de diciembre de 1954, día en el cual, en víspera de la noche buena, miles de personas de escasos recursos decidieron invadir una zona a la que denominaron Los Arenales de la “Barriada de Ciudad de Dios” (Figura N°33), hoy Urbanización Ciudad de Dios.

Transcurridos once años de esta gran invasión, el día 12 de enero de 1965, un día antes de la conmemoración de la Batalla de San Juan, el presidente Fernando Belaunde Terry promulgó la Ley N°15382 en la cual creaba el distrito de San Juan de Miraflores cuya capital sería Ciudad de Dios.

Durante las décadas de los 60 y 70 se comenzó a poblar la zona de Pamplona Baja, en los 80 se poblaron las zonas de las Pampas de San Juan, María Auxiliadora y Panamericana Sur, mientras que, desde finales de los 90 se ha venido poblando la zona de Pamplona Alta, la cual constituye una de las zonas de mayor pobreza del distrito.



Figura N°33. Primeros pobladores de Ciudad de Dios.

Fuente: www.sanjuanaldia.blogspot.com

3.3 División geográfica y uso de suelos

Según el Plan de Desarrollo Concertado 2012-2021, desarrollado por la Municipalidad de San Juan de Miraflores, el distrito está conformado por seis zonas (Figura N°34), las cuales se encuentran definidas de la siguiente manera:

- La zona de Pamplona Alta se encuentra ubicada en la parte norte del distrito, en terrenos accidentados de los cerros del mismo nombre. Limita con los distritos de Surco, La Molina y Villa María del Triunfo. En su interior alberga 5 Asentamientos Humanos, 3 Asociaciones de Vivienda, 26 Sectores Poblacionales y 45 Ampliaciones.
- La zona de Pamplona Baja está conformada por las urbanizaciones de “Ciudad de Dios, Pamplona Baja y San Juanito”, se encuentra en la parte central del distrito, en una franja que corre en paralelo entre la Av. de los Héroes y la Av. Defensores de Lima. Limita con los distritos de Surco y Villa María del Triunfo.
- La zona Urbana es el sector más consolidado del distrito y está ubicado en su parte central. Se encuentra conformada por las urbanizaciones San Juan (zonas A, B, C, D, E), María Auxiliadora, Amauta, ENTEL y el Conjunto Habitacional FONAVI.
- La zona de María Auxiliadora se encuentra ubicada en la parte sur del distrito, empezando donde termina la urbanización San Juan. Limita por su margen derecha con el distrito de Villa María del Triunfo. Cuenta con 14 Asentamientos Humanos, una Asociación de Vivienda, 2 AA. HH. (sin reconocimiento).
- La zona de Pampas de San Juan se encuentra ubicada en la parte sur del distrito, abarca una extensión aproximada de 350 hectáreas de terrenos accidentados y eriazos. Limita con los distritos de Villa el Salvador y Villa María del Triunfo. Allí se encuentra la zona industrial y cuenta con 37 Asentamientos Humanos, 5 Asociaciones de Vivienda y 4 Cooperativas de Vivienda.

- La zona de Panamericana Sur se encuentra ubicada en la parte oeste del distrito y abarca la franja derecha, que corre paralela a la carretera Panamericana Sur en una extensión aproximada de 6 km (del puente Amauta hasta el kilómetro 18). Limita con los distritos de Surco y Chorrillos. Cuenta con 36 Asentamientos humanos, 8 Asociaciones de Vivienda, 5 Cooperativas de Vivienda y una Urbanización.

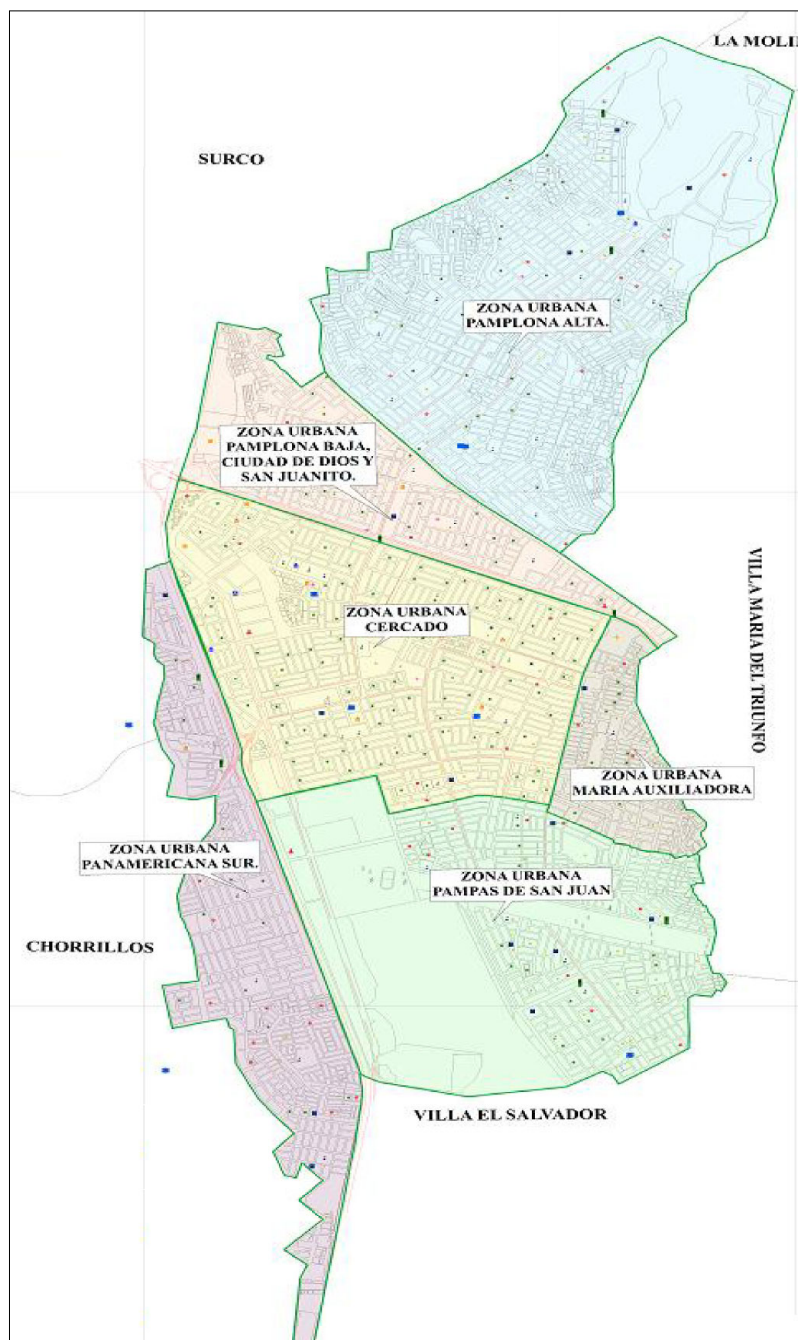


Figura N°34. División geográfica del distrito. Fuente: Plan de acción distrital de seguridad ciudadana San Juan de Miraflores 2019.

El plano del uso del suelo (Figura N°35), muestra que el distrito está conformado predominantemente por zonas residenciales, las zonas comerciales se ubican a lo largo de las avenidas principales (Av. Los Héroes, Av. Agustín La Rosa, Av. San Juan y Av. Central), se observa, además, que el distrito cuenta con una extensa zona de recreación pública la cual corresponde al parque zonal Huayna Cápac.

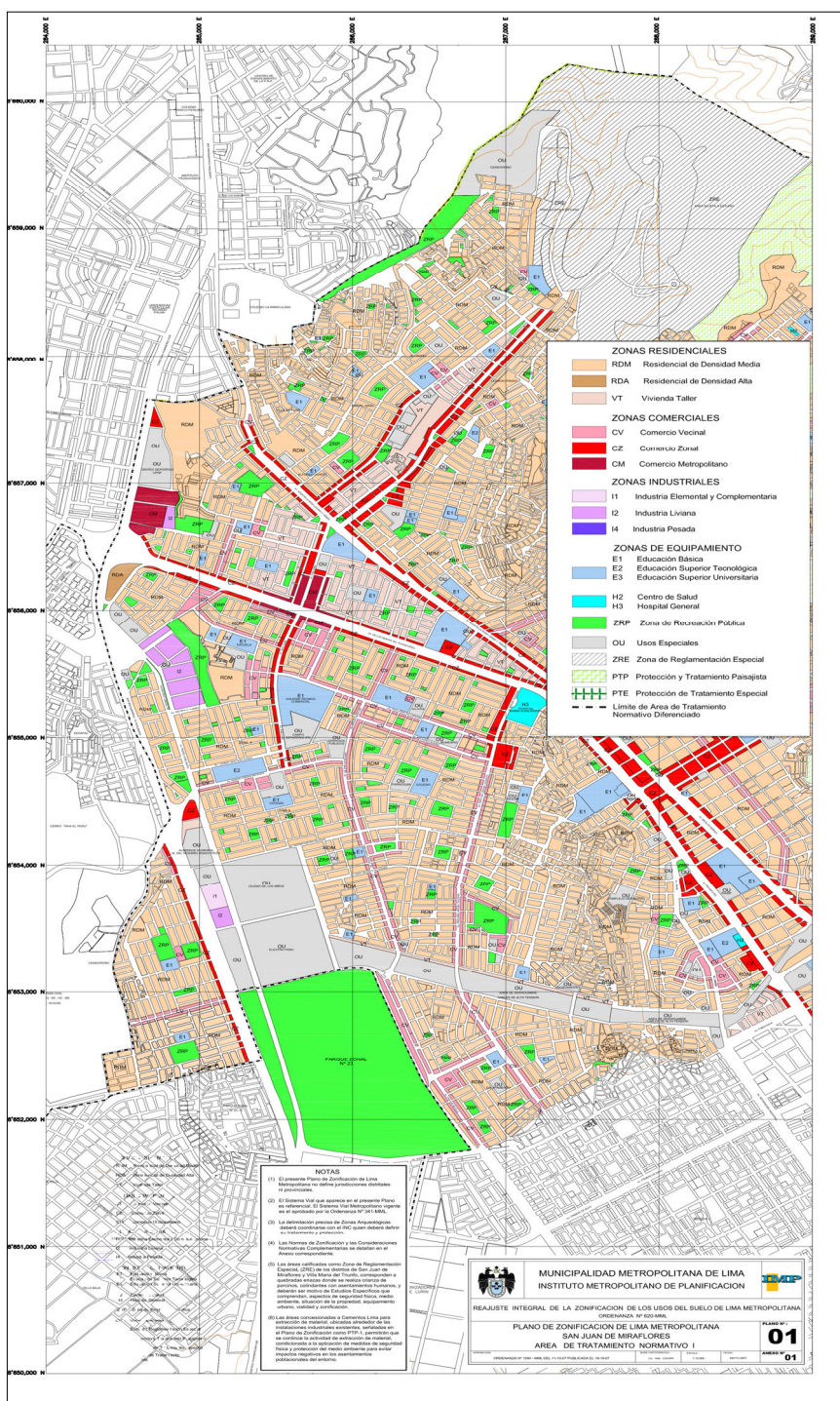


Figura N°35. Plano del uso del suelo. Fuente: Ordenanza N°620 – MML (2007).

3.4 Demografía

De acuerdo con el último censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística e Informática, realizado el 2017, el distrito de San Juan de Miraflores tiene una población de 355219 habitantes. Esta cifra posiciona al distrito como uno de los 7 distritos más poblados de la provincia de Lima (Figura N°36). Además, considerando su extensión, el distrito tiene una densidad poblacional de 14813.14 hab/km².

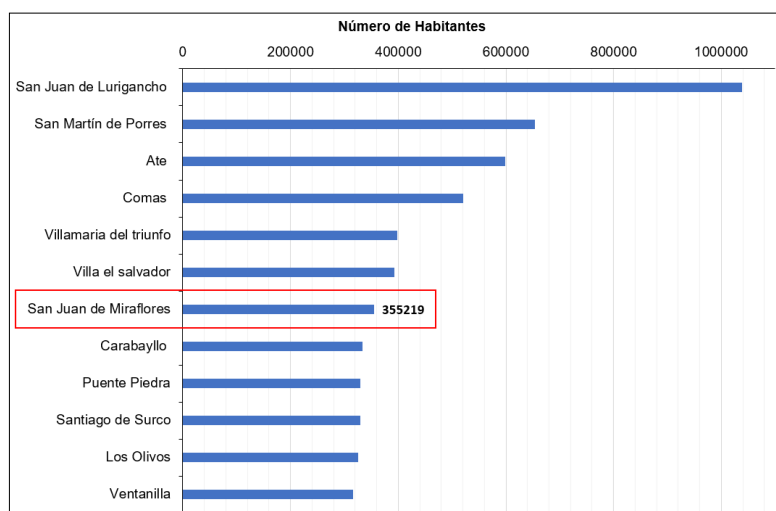


Figura N°36. Distritos más poblados de la provincia de Lima. Fuente: Adaptado de INEI 2017.

Los datos censales también muestran que la mayor cantidad de personas se encuentran en el rango de 20 a 29 años (Figura N°37) y que existe una mayor cantidad de personas del género femenino (181536 habitantes).

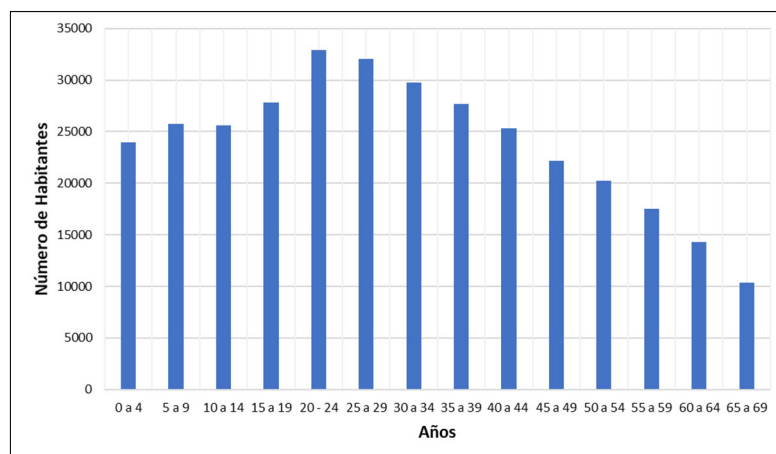


Figura N°37. Distribución de la población por edades. Fuente: Adaptado de INEI 2017.

3.5 Características físicas

Dentro del Plan de Acción Distrital de Seguridad Ciudadana de San Juan de Miraflores 2019, se dan a conocer las características físicas del distrito, algunas de estas características se transcriben a continuación.

3.5.1 Clima y ecología

El distrito corresponde a la región climática tropical; sin embargo, se presentan ambientes desérticos, áridos y semiáridos debido a la corriente fría de Humboldt y la Cordillera de los Andes.

3.5.2 Temperatura

El promedio anual de temperatura es de 18,5 °C, con variaciones promedios mensuales. Durante la ocurrencia de fenómenos de El Niño, la temperatura promedio anual puede alcanzar los 22.84 °C.

3.5.3 Humedad relativa máxima y nubosidad

La humedad relativa máxima se mantiene entre el 70% y 87%, y es mayor en los meses de invierno.

El promedio anual de nubosidad es de 6/8, el cual puede considerarse alto ya que cubre un 75% del cielo. La ocurrencia de la nubosidad está estrechamente vinculada con el proceso de inversión térmica que contribuye a saturar de humedad la atmósfera en invierno.

3.5.4 Los vientos

En el área de estudio se registran como vientos predominantes los procedentes del Oeste, que alcanzan una velocidad promedio anual de 6.4 Km/h aproximadamente, que de acuerdo a la escala de Beaufort se clasifican como “Brisa Débil”. Estos vientos son más en los meses de octubre a marzo.

3.6 Zona de estudio

Debido a los problemas limítrofes que presenta el distrito de San Juan de Miraflores con los distritos vecinos, se ha optado por usar los límites distritales consignados por el INEI en el año 2007. La Figura N°38 muestra la zona de estudio considerada, en ella, se puede observar la distribución urbana en función de las manzanas, el equipamiento urbano respectivo y las principales vías de acceso.

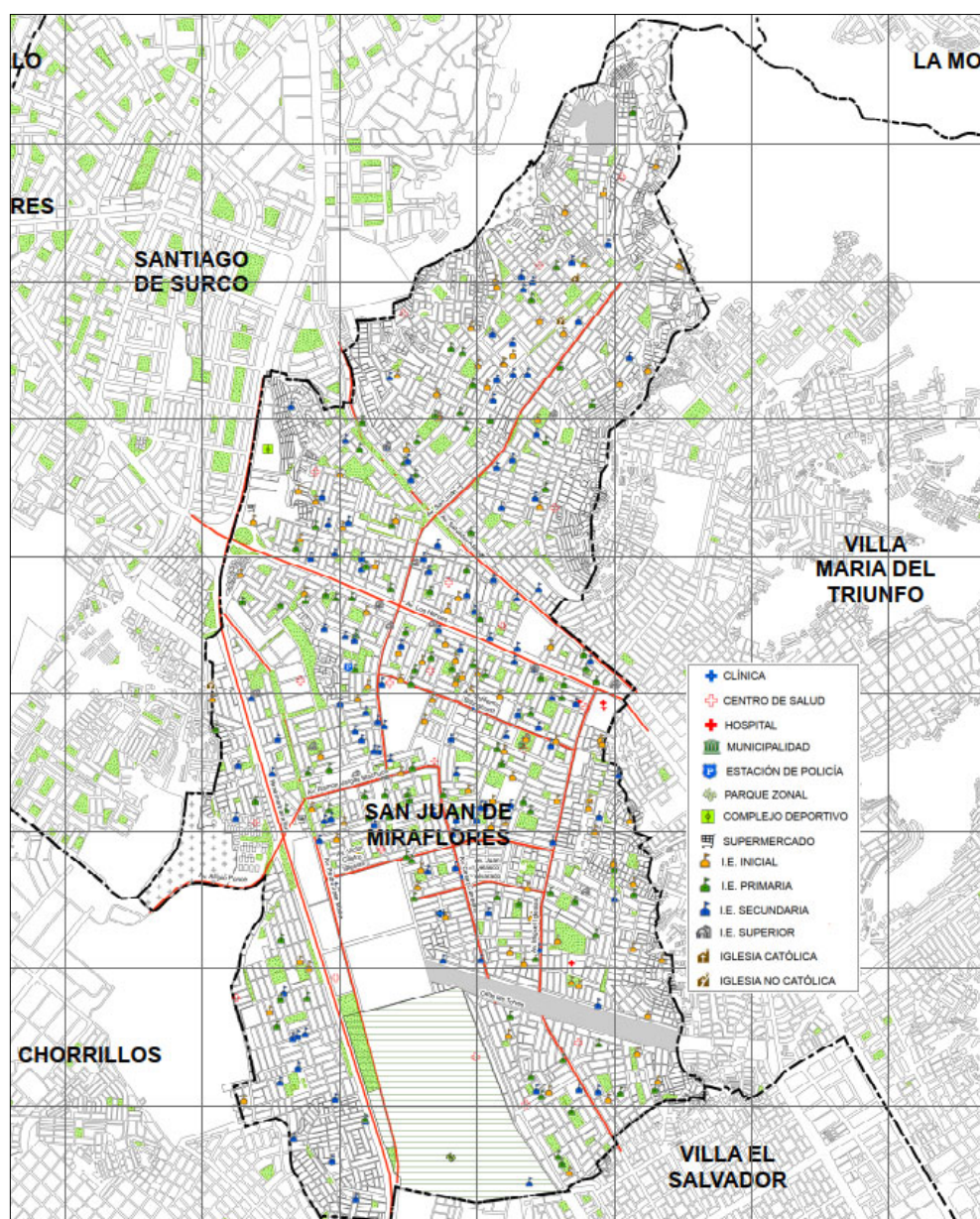


Figura N°38. Zona de Estudio. Fuente: Adaptado de CISMID 2015.

Capítulo IV: Aspectos geológicos

El conocimiento de las características geológicas de un determinado lugar es muy importante en los trabajos de microzonificación sísmica, debido a que permite conocer, de manera general, los tipos de materiales que podrían encontrarse, además de su edad, formación y sus características mecánicas y/o físico-químicas. Esto es muy importante durante la planificación de los trabajos de campo (geotécnica, geofísica, etc.) debido a que permiten que éstos sean distribuidos de forma eficiente.

Así mismo, la evaluación de los peligros de origen natural; como son los deslizamientos, derrumbes, caída de rocas, flujo de detritos, tsunamis, licuación de suelos, entre otros; constituyen un factor esencial debido a que como se vió, éstos son un parámetro de entrada en la elaboración de la microzonificación sísmica.

En este capítulo, se tipificará las características litológicas, geomorfológicas, y se determinará el contexto de la sismicidad que, sumados a otros aspectos técnicos, permiten identificar áreas de menor y mayor amenaza natural, con la finalidad de desarrollar el mapa de Peligros Geológicos del distrito de San Juan de Miraflores.

4.1 Geología regional

El área de estudio se encuentra ubicado dentro del Cuadrángulo Geológico de Lurín (25-j), el cual fue levantado a una escala 1/100000 por el INGEMMET en el año 1992 y posteriormente fue actualizado a una escala 1/50000 por la misma institución en el año 2003.

Dentro del marco geológico regional se puede apreciar que el área de estudio está conformada por unidades litológicas que comprenden rocas sedimentarias, depósitos aluviales y rocas intrusivas.

Las rocas más antiguas están representadas por rocas sedimentarias de edad del Cretáceo inferior, conformantes de los grupos Morro Solar, Lima y Chilca

(Formación Chilca), por su parte, los materiales más jóvenes lo conforman depósitos aluviales, de edad geológica del Cuaternario.

El Mapa A-01 muestra la geología regional del área de estudio. A continuación, se hace una descripción de los grupos y las superunidades presentes, se debe indicar que varios de los párrafos subsecuentes pertenecen a los trabajos desarrollados por el INGEMMET (1992, 2003).

4.1.1 Grupo Morro Solar

El nombre de este grupo fue dado por Fernández Concha (1958), debido a los estudios que realizó en el Morro Solar, lugar en el cual este grupo tiene su exposición más completa.

Este grupo está conformado por las Formaciones Salto del Frayle, La Herradura y Marcavilca, siendo estas dos últimas las que se evidencian dentro del área de estudio.

4.1.1.1 Formación La Herradura (Ki-he)

Esta formación descansa concordante sobre la Formación Salto del Frayle e infrayace igualmente concordante a la Formación Marcavilca.

Esta unidad es esencialmente arcillosa con capas de areniscas y calizas gris oscuras. Por ejemplo, en las observaciones efectuadas en Lomas de los Manzanos se observó lutitas arcillosas negras interpuestas con areniscas limosas oscuras en capas delgadas pasando en la parte superior a areniscas micáceas gris oscuras de grano medio en capas delgadas que se fracturan en lajas y hacia el tope lodolitas gris oscuras interpuestas con un nivel de caliza silícea blanca.

Esta formación es una unidad incompetente dentro del Grupo Morro Solar debido a su litología arcillosa, viéndose esto favorecido por su contenido de sales como yeso y cloruro de sodio, probablemente como producto de fenómenos diagenéticos en un medio salino.

4.1.1.2 Formación Marcavilca (Ki-ma)

Esta formación descansa en contacto normal sobre la Formación Herradura y subyace a la Formación Pamplona. Sus afloramientos se extienden desde el Morro Solar en Chorrillos donde tiene su localidad típica, hasta el Norte de Lima (espalda de la Universidad de Ingeniería) prolongándose hasta el valle del Chillón. Al Sur se le encuentra en el valle de Lurín, encontrándose adyacente al pueblo de Pachacamac, así como en los sectores de los cerros Flor de Nieve, El Sauce y Rinconada de Lurín.

Esta unidad está compuesta por areniscas cuarcíticas de grano fino a medio, blancas, verdes y grises, que se orientan en estratos tabulares y con niveles esporádicos de limolitas arenosas.

4.1.2 Grupo Lima

Este grupo está conformado por las Formaciones Lurín, Pamplona y Atocongo, siendo estas dos últimas las que se evidencian dentro del área de estudio. Se propuso esta agrupación con fines de permitir una adecuada correlación regional de estas unidades con las unidades calcáreas del sector occidental y con aquellas que se han identificado en la interpretación sísmica frente a la costa central.

4.1.2.1 Formación Pamplona (Ki-pa)

La Formación Pamplona, marca el inicio de una transgresión que alcanza su pleno desarrollo con la Formación Atocongo. Su exposición típica se encuentra en los cerros Pamplona y Cascajal, presenta en la base calizas grisáceas en bancos delgados alternando con lutitas limolíticas amarillo rojizas con niveles tobáceos, margas gris verdosas de disyunción pizarrosa y películas de yeso.

Esta formación se evidencia también, aunque de forma discontinua, hasta Pachacamac y Lomas del Manzano. Más al sur ha sido cartografiada en el Cerro Perico y en los alrededores de la antigua fábrica de cemento Chilca. Su espesor se estima entre 600 y 700 m, y su edad geológica es del Cretácico inferior.

4.1.2.2 Formación Atocongo (Ki-at)

Esta formación debe su nombre a las calizas que se encuentran en la localidad de Atocongo, donde presenta su mejor desarrollo. En general esta formación está conformada por calizas masivas, calizas bioclásticas y micritas de color gris claro. Sus afloramientos se reconocen en los cerros Atocongo, río Lurín, Lomas del Manzano, antigua fábrica de cemento Chilca, Condestable y cerro Perico.

Sus facies son la continuación de la Formación Pamplona, de allí que su contacto sea normal y gradacional pasando de una facies arcillo-calcárea a una facies calcárea de mayor profundidad.

El grosor de la Formación Atocongo es variable, desde 200 m a menos de 30 m en el cerro Perico, y su edad geológica es del Cretáceo Inferior.

4.1.3 Grupo Casma

Este grupo marca regionalmente el inicio de otro ciclo sedimentario volcánico, el mismo que se encuentra ampliamente desarrollado al Norte de Lima, en la costa del departamento de Ancash y en la Cordillera Negra.

En el área de Lima, el Grupo Casma también ha sido dividido en unidades litoestratigráficas definidas por una secuencia volcánico-sedimentaria en la parte inferior y otra netamente volcánica en la parte superior. Así se tiene las Formaciones Huarangal, Chilca y Quilmaná, siendo la segunda la única que se evidencia dentro del área de estudio.

4.1.3.1 Formación Chilca (Ki-chi)

Esta formación ocurre al pie de las estribaciones andinas y se encuentra truncada por el Batolito de la Costa. Sus afloramientos más típicos son reconocidos en la quebrada Chilca, frente a la antigua fábrica de cemento Chilca, los alrededores de la mina Condestable y en el cerro Perico. La unidad consiste de tobas líticas, tobas vítricas con delgadas intercalaciones de brechas piroclásticas, lavas y areniscas volcánicas bien estratificadas.

Presenta una secuencia volcánico-sedimentaria constituida en su parte inferior por calizas y rocas clásticas intercaladas con derrames volcánicos y hacia la parte superior casi íntegramente volcánica. La secuencia se encuentra cortada por enjambres de diques que aparentan ser capas. Dentro de la Formación Chilca se observa un horizonte de caliza bioclástica de color gris claro.

4.1.4 Depósitos aluviales

Estos depósitos están constituidos por materiales acarreados por los ríos que bajan de la vertiente occidental andina cortando a las rocas terciarias, mesozoicas y Batolito Costanero, tapizando el piso de los valles, habiéndose depositado una parte en el trayecto y gran parte a lo largo y ancho de sus abanicos aluviales, dentro de ellos tenemos: aluviales recientes y aluviales pleistocénicos (más antiguos), siendo estos últimos los que se evidencian en el área de estudio.

4.1.4.1 Depósitos aluviales pleistocénicos (Qp-al)

Estos se encuentran formando los conos de deyección de los ríos Chancay, Rímac y Lurín, ostentando espesores del orden de decenas de metros. El principal depósito aluvial pleistocénico lo constituye el antiguo cono aluvial del río Rímac, donde se asienta la ciudad de Lima, teniendo su separación interfluvial con el río Lurín debajo de las arenas eólicas entre el cerro Lomo de Corvina y playa Conchán.

La litología de estos depósitos aluviales pleistocénicos vistos a través de terrazas, cortes y perforaciones comprende conglomerados, conteniendo cantos de diferentes tipos y rocas especialmente intrusivas y volcánicas, gravas subangulosas cuando se trata de depósitos de conos aluviales desérticos debido al poco transporte, arenas con diferentes granulometrías y en menor proporción limos y arcillas. Todos estos materiales se encuentran intercalados formando paquetes de grosores considerables como se puede apreciar en los acantilados de la costa.

Los niveles de arena, limo y arcilla se pierden lenticularmente y a veces se interdigitan entre ellos o entre los conglomerados.

4.1.5 Rocas intrusivas

En el área de estudio, las rocas intrusivas presentes forman parte del batolito de la costa. Estas rocas han sido agrupadas en las denominadas superfamilias o superunidades, siendo las observadas en el área de estudio la Superunidad Patap y la Superunidad Santa Rosa.

4.1.5.1 Superunidad Patap

Está constituida por gabros y dioritas, las cuales son las más antiguas del Batolito. El principal cuerpo gabroide ocurre en Cerro Colorado al sureste de Lima, entre Atocongo, La Molina y la quebrada Manchay, presentando en sus partes marginales gradación a una diorita básica de color oscuro por los ferromagnesianos que contiene y que la hacen diferente a las dioritas de las otras superunidades, mostrando en su parte interna variaciones complejas de anfíboles y piroxenas.

La textura de estas rocas varía de grano medio a grueso conteniendo plagioclasas en un 30 % y ferromagnesianos en un 60% lo que le da un peso específico alto, destacando hornblenda y biotitas.

Estas rocas intruyen a las rocas sedimentarias y volcánicas del mesozoico a las que metamorfizan, dando lugar a contactos externos por lo general verticales. A su vez son intruidos por los cuerpos más jóvenes del Batolito, pertenecientes a la Superunidad Santa Rosa, y/o por los cuerpos ácidos menores como la adamelita de Atocongo, mostrando una reorientación de los minerales.

4.1.5.2 Superunidad Santa Rosa

Está constituido por cuerpos tonalíticos – dioríticos y tonalíticos, y granodioríticos, tienen una gran extensión. Se emplazaron posteriormente a los gabros y dioritas de la Superunidad Patap. Se divide en cuerpos oscuros (diorita – tonalitas) y cuerpos claros (tonalita – granodioritas) los mismos que guardan consanguinidad química, textural y de emplazamiento.

4.2 Geología local

El distrito de San Juan de Miraflores presenta geoformas subordinadas a la acción de agentes internos y externos. Actualmente, los terrenos llanos, las quebradas y las laderas de los cerros se encuentra totalmente poblados, mientras que, las cumbres, se encuentran sufriendo un rápido proceso de urbanización.

Los trabajos de campo han permitido delinear las geoformas existentes y la identificación de los materiales masivos y disgregados que componen este distrito. A su vez, los datos geológicos han sido verificados por los resultados obtenidos de las exploraciones geotécnicas y geofísicas.

4.2.1 Geomorfología local

El modelamiento de las diferentes unidades geomorfológicas presentes en el área de estudio, se debe a procesos tectónicos, a la acción geológica del viento, antiguas temporadas de lluvias y al accionar del ser humano. Actualmente, la actividad antropogenética constituida mayormente por construcción de viviendas y habilitaciones urbanas, han alterado la superficie del distrito.

Las geoformas observadas en el área de estudio se muestran en el Mapa A-02, las cuales se describen a continuación.

4.2.1.1 Planicies o llanuras

Los terrenos planos o llanuras se aprecian desde la parte sur del distrito, y se prolongan hacia el norte, hasta aproximadamente la avenida Salvador Allende, Figura N°39. En el área de estudio, se observan llanuras semi planas, algo ondulantes, formada por depósitos aluviales (hacia el norte) y eólicos (al sur). Los cerros presentan en su base terrenos semi planos, como llanuras de baja pendiente, cubiertas por arenas finas de origen eólico.

En las llanuras hubo antiguamente actividad agrícola, existiendo canales de regadío, actualmente habilitados.

4.2.1.2 Vertientes y quebradas

Las vertientes son superficies inclinadas, cuya extensión va desde el punto más alto hasta el más bajo de un determinado relieve. Por su superficie, discurre el agua acarreando materiales, bajo acción de la gravedad. En el área de estudio, esta geoforma continúa a las llanuras y se prolonga, incrementando su altitud, hacia el noreste.

Se identifica también, una quebrada importante al noreste del área de estudio, actualmente cubierta por construcciones, Figura N°40. Esta quebrada, no tiene una gran longitud, sin embargo, presenta una sección estrecha, y se origina en un lugar de fuertes pendientes (montaña). Durante la inspección de campo, no se han observado materiales consistentes en flujos de lodo y piedras, lo que indica que no ha existido, recientemente, eventos importantes relacionados con huaycos.

4.2.1.3 Colinas y lomadas

Las lomadas y colinas, son cerros de pequeña y mediana altitud respectivamente (Figura N°41), se las observa alrededor del área de estudio. Los más bajos se encuentran en la zona sur, mientras que, los de mediana altitud se ubican al noreste, limitando con las geoformas montañosas.

Como lo indica la geología regional, estas geoformas están conformadas por rocas sedimentarias e intrusivas, cubiertas en el noreste por un tapiz de material coluvial-fluvial disgregado y arena eólica, y al sur predominantemente por arena eólica.

4.2.1.4 Montañas

Son cerros de gran elevación que corresponden a las estribaciones de la Cordillera Occidental. Estos cerros se observan al noreste, siendo la parte final del área de estudio. Actualmente, como se muestra en la Figura N°42, estos cerros se encuentran habitados, predominando en esta zona las viviendas precarias cimentadas sobre pircas.

Estas geoformas están compuestas por rocas intrusivas, y de ellas nacen quebradas y cárcavas (actualmente secas). Están cubiertas por una capa de

material coluvial-fluvial y por materiales finos acarreados por el viento en estado superficial suelto.



Figura N°39. Llanura observada en el área de estudio.



Figura N°40. Cauce de quebrada observada en el área de estudio.



Figura N°41. Lomada a la izquierda, continúa colina a la derecha.



Figura N°42. Geoforma montañosa actualmente habitada.

4.2.2 Litología local

En concordancia con la geología regional, durante la exploración de campo se ha observado que, en el área de estudio, la litología local está representada por afloramientos de rocas mayormente sedimentarias e ígneas intrusivas, y materiales disgregados que forman depósitos inconsolidados; estos últimos presentan una granulometría que van desde fragmentos pelíticos (limos – arcillas) hasta bloques que pueden tener diámetros de más de 1 m. A continuación, se describe las características litológicas de estas rocas y materiales disgregados existentes en el distrito de San Juan de Miraflores, los cuales se presentan en el Mapa A-03.

4.2.2.1 Depósitos eólicos

Superficialmente son los materiales más notorios del área de estudio, estos han sido transportados y depositados por la acción geológica del viento. Aunque el espesor de estos depósitos es muy variable y en varios lugares se interdigitan con otros materiales, se puede inferir que tienen un mayor espesor en la zona sur (Limite con Villa el Salvador), en el cual sobreyacen a los depósitos aluviales.

Se puede diferenciar dos épocas geológicas de deposición de estos materiales, siendo los más antiguos los depósitos eólicos pleistocénicos, los cuales granulométricamente varían de arcillas a arenas finas, tienen tonalidades gris parduscas y presentan cierto grado de compactación. Están mezclados con arenas gruesas y gravillas provenientes de las quebradas de los cerros aledaños.

Por otro lado, se encuentran los depósitos eólicos recientes, los cuales cubren las geoformas existentes y están compuestos predominantemente por arenas finas de color beige claro con poca cantidad de limos y arcillas.

El límite de estos materiales con los depósitos aluviales, debe ser tomado solo como referencia, debido a que no existe una línea divisoria como tal, sino que en muchos lugares estos depósitos se interdigitan entre sí.

4.2.2.2 Depósitos aluviales

Los depósitos aluviales se encuentran distribuidos en la parte central y noreste del área de estudio, ocupando parte de las llanuras y vertientes. Estos depósitos están formados por gravas angulosas y sub-redondeadas de origen polimícticos y tamaño heterométrico mal gradados, unidos por una matriz arenosa limo-arcillosa.

Por lo general, los depósitos aluviales están cubiertos por arenas de origen eólico de espesor variable, observándose en la zona sur, un recubrimiento más potente.

El origen de los depósitos aluviales se debe al transporte de los materiales por el río Rímac; de este río antiguamente se originarían quebradas secundarias las cuales acarrearón estos materiales al área que ocupa el distrito de San Juan de Miraflores.

4.2.2.3 Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias dentro del área de estudio son calizas de tono gris claro intercalados con lutitas y margas. Estas rocas son las de mayor distribución, generalmente se encuentran al este y oeste del distrito conformando colinas de altimetría media.

4.2.2.4 Rocas ígneas

Se encuentran en la parte este de la zona de estudio, afloran en pequeños cuerpos de rocas ígneas intrusivas, mayormente del tipo gabro – diorita y granodiorita; y volcánicas como andesita. Estas intruyen a las rocas calizas y forman los cerros

de mayor altimetría, actualmente sus laderas están siendo ocupadas por viviendas.

4.3 Peligros geológicos

Los peligros geológicos son los peligros de origen natural, que involucran a aquellos elementos del medio ambiente físico, o del entorno físico, perjudicial al hombre y causado por fuerzas ajenas a él (Burton et al. 1978).

En el presente estudio, los peligros geológicos hacen referencia a los peligros geológico-geotécnicos y geológico-climáticos, que por razón del lugar en que ocurren, su severidad y frecuencia, pueden afectar de manera adversa a los seres humanos y a sus actividades.

Es importante entender que la intervención humana puede aumentar la frecuencia y severidad de los peligros naturales. También, puede generar peligros donde no existían antes. Además, las medidas de control pueden causar o agravar los efectos destructivos de los fenómenos naturales, también pueden reducirlos o eliminarlos (OEA, 1993). En el presente estudio, se ha considerado los peligros naturales que se pueden originar debido a fuerzas internas y externas.

4.3.1 Geodinámica externa

Los agentes geodinámicos externos que pueden originar peligros naturales en el área de estudio son las lluvias (extraordinarias) y el viento.

El viento puede generar zonas de arenamiento de material eólico acarreado desde la zona costera, mientras que, las lluvias extraordinarias pueden generar flujo de lodos, huaycos, desprendimiento de rocas y derrumbes de laderas producto de la pérdida de la resistencia del suelo.

4.3.2 Geodinámica interna

La actividad sísmica es el principal agente geodinámico interno que puede originar peligros naturales, los sismos pueden generar el desprendimiento y la caída de rocas y la falla de taludes debido al incremento de esfuerzos en el suelo.

4.3.3 Mapa de peligros geológicos

Las áreas estudiadas del distrito de San Juan de Miraflores se encuentran geomorfológicamente en llanuras aluviales y eólicas, cubiertas por arenas y rodeadas por afloramientos rocosos. Las rocas están compuestas por afloramientos de rocas ígneas intrusivas, y rocas sedimentarias, mayormente de composición calcárea.

Se debe considerar que el intenso urbanismo en los últimos años ha trastocado los relieves naturales, pudiendo en cierta forma afectar el equilibrio natural de las geoformas. Por ejemplo, las viviendas construidas sobre las laderas y cumbres de los cerros han desestabilizado el equilibrio de las laderas, pudiéndose producir deslizamientos. Figura N°43.



Figura N°43. Corte de ladera para edificación de vivienda precaria.

Los peligros geológicos en el distrito de San Juan de Miraflores se han determinado de acuerdo a las características geomorfológicas, litológicas, geodinámicas y geotécnicas.

El Mapa A-04, denominado Mapa de Peligros Geológicos, muestra la distribución de los peligros de origen natural identificados en el área de estudio, así como la extensión y el porcentaje de área que ocupan. A continuación, se describen estos peligros.

4.3.3.1 Peligro alto

Las zonas de peligro alto se ubican en los cerros que tienen la mayor altimetría (montañas) en el distrito de San Juan de Miraflores, los cuales están ubicados geomorfológicamente en el extremo noreste del distrito. Las rocas que conforman estos cerros son intrusivas del tipo granodiorita. En la actualidad se puede observar viviendas construidas sobre estos cerros de pendiente fuerte, la mayoría de estas construcciones son precarias, Figura N°44.

A estas zonas, se le ha atribuido la designación de peligro alto, debido a que, eventos sísmicos importantes pueden generar la caída de las rocas que se encuentran sueltas, también, pueden generar desprendimiento de las rocas que se encuentran bastante meteorizadas, en ambos casos estas rocas caerían a gran velocidad favorecidas por la fuerte pendiente de las laderas de estos cerros. Esto afectaría gravemente a las viviendas que se encuentren en la trayectoria de estas rocas.

Debido a la fuerte pendiente y al material disgregado presente en las laderas de estos cerros, las lluvias extraordinarias (por ejemplo, el Fenómeno del Niño), pueden generar problemas en las estructuras de las viviendas y la estabilidad de su cimentación (basada en pircas). Las lluvias extraordinarias también podrían favorecer la caída de las rocas meteorizadas.



Figura N°44. Cerros de fuerte pendiente, se observa viviendas precarias.

4.3.3.2 Peligro medio

Esta zona se ha subdividido en dos zonas según el fenómeno que origina el peligro medio. Así, las zonas de Peligro medio A, se ubican en los cerros de altimetría media y pendiente moderada (colinas y lomadas), los cuales geomorfológicamente se encuentran en los extremos este y oeste del área de estudio. Las rocas que conforman estos cerros son de origen sedimentario, mayormente calizas y margas. En la actualidad se puede observar que estos cerros están ocupados tanto por viviendas de albañilería, como por viviendas precarias cimentadas sobre bases de pircas.

El peligro medio A, ha sido asignado a estas zonas debido a que eventos sísmicos importantes podrían generar desprendimientos y/o caída de rocas, así como derrumbe de taludes, los cuales, afectarían a las viviendas que se encuentren en la trayectoria de estas rocas. La velocidad y el recorrido de estas rocas será menor que en las zonas catalogadas como peligro alto.

En estas zonas, debido a la presencia de material superficial disgregado, las lluvias extraordinarias (por ejemplo, el Fenómeno del Niño), también podrían dañar las estructuras de las viviendas precarias y comprometer la estabilidad de sus cimentaciones (basada en pircas), Figura N°45. Por lo tanto, estas zonas deben ser monitoreadas en épocas de lluvias extraordinarias.



Figura N°45. Cerro pendiente moderada, se observa material disgregado.

La zona considerada como peligro medio B corresponde al área de influencia de una quebrada la cual nace en las alturas de Pamplona Alta y cuyo eje coincide con la Avenida Camino Real. Actualmente esta quebrada se encuentra completamente habitada, Figura N°46.

El peligro medio B ha sido asignado a esta zona debido a que, ante la presencia de lluvias extraordinarias, el material arrastrado (flujo de detritos) desde los cerros terminaría desplazándose por esta quebrada, lo que conduciría a la afectación de las viviendas construidas sobre este cauce. Este evento podría afectar el área que comprende las Avenidas San Juan y Nazareth.



Figura N°46. Cauce de quebrada habitada.

4.3.3.2 Peligro bajo

Las zonas de peligro bajo se localizan en las laderas de los cerros de baja pendiente, las llanuras y en parte de las vertientes. Estas zonas cubren la mayor parte del área de estudio. En la actualidad, estas zonas se encuentran completamente habitadas, predominando las viviendas de albañilería. Estas zonas han sido consideradas de peligro bajo debido a que no se detectaron factores que afecten de manera adversa a los seres humanos y a sus actividades.

Las zonas de peligros geológicos definidas en el presente trabajo han sido contrastadas con la información desarrollada por el INGEMMET, mostrando una buena correspondencia.

Capítulo V: Evaluación geotécnica

Conocer las características geotécnicas del terreno es importante en el desarrollo de estudios de microzonificación sísmica. Debido a que esta información, al ser complementada con las características geológicas y dinámicas del lugar de interés, nos permite determinar el comportamiento del suelo frente a un evento sísmico. La microzonificación geotécnica, en ese sentido, propone el establecimiento de zonas con características geotécnicas similares, tomando en consideración: la estratigrafía, las propiedades mecánicas, el comportamiento especial, las condiciones para la cimentación de viviendas convencionales y las particularidades que pudiesen existir.

En el presente capítulo se presentan las actividades realizadas para caracterizar geotécnicamente los suelos del área de estudio en el distrito de San Juan de Miraflores. Cuatro criterios fueron tomados en cuenta para la caracterización geotécnica. Estos son: el tipo de suelo, el grado de compacidad y/o consistencia, la capacidad portante de cimentaciones típicas y las condiciones especiales que pudiesen existir en el lugar.

Para lograr lo expuesto, primero se recopiló información de estudios de suelos existentes, luego, se realizaron trabajos de exploración, los cuales fueron complementados con ensayos de laboratorio, finalmente, se realizaron los trabajos de gabinete, los cuales permitieron procesar toda la información.

5.1 Información geotécnica recopilada

Existen estudios geotécnicos previos realizados en el distrito de San Juan de Miraflores, en el presente trabajo, las principales fuentes de información provienen del “Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo de Sismo en 42 Distritos de Lima y Callao” (CISMID, 2005) y del “Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación para la Habitación Urbana del AA. HH. “Ex-Susana Higushi” (Nakamatsu, 1999). Además de estos estudios, se ha recopilado información de diversos proyectos realizados por empresas privadas de prestigio reconocido, las cuales son:

- M&M Consultores S.R.L.

- CINZUCO S.A.C.
- ZER Geosystem Perú S.A.C.
- Geoinstruments International S.A.C.

La información recopilada permitió tener un conocimiento previo de las condiciones del lugar, lo cual facilitó la planificación de los trabajos de exploración. Se recopilaron en total ciento veinte registros de calicatas y un registro de un pozo de perforación diamantina.

Los registros de los sondeos recopilados se presentan en el Anexo A-01.

5.2 Investigación geotécnica

Los trabajos de exploración consistieron en la ejecución de calicatas y ensayos de penetración estándar (SPT), adicionalmente a esto, se describieron los taludes y cortes naturales existentes. Los sondeos ejecutados fueron estratégicamente distribuidos con el objetivo de complementar y corroborar la información provista por los estudios recopilados. En cada sondeo ejecutado se extrajeron muestras de suelos, se describió el material mediante una inspección visual y, en el caso de los ensayos SPT, se registró el valor resistencia a la penetración (N). Los registros de los sondeos ejecutados se presentan en el Anexo A-02.

Las muestras extraídas fueron ensayadas convenientemente en laboratorios reconocidos, esto permitió caracterizar mecánicamente el suelo y evaluar la cantidad de agentes químicos nocivos para la cimentación presentes en él. A continuación, se detalla lo mencionado.

5.2.1 Calicatas ejecutadas

Las calicatas son excavaciones de formas diversas que permiten una observación directa del terreno, así como la toma de muestras y la realización de ensayos in situ que no requieran confinamiento (SENCICO, 2018).

Para el presente trabajo se ejecutaron en total veintiocho calicatas, la mayor parte de estas contaron con una profundidad de 3.00 m, solo en los casos en dónde se

encontró roca la profundidad de exploración fue menor. Estas excavaciones se realizaron de forma manual, con personal calificado y siguiendo todos los protocolos de seguridad establecidos para este tipo de trabajos, Figura N°47.



Figura N°47. Vista del perfil de la calicata C-17. Fuente: CISMID 2015.

En cada una de las calicatas excavadas se procedió al muestreo de los diferentes tipos de suelos encontrados, esto se realizó siguiendo los lineamientos establecidos en la norma ASTM D4220, la cual proporciona métodos para la investigación y muestreo de suelos y rocas. A su vez, la descripción del tipo de material encontrado en cada calicata fue realizada según lo establecido en la norma ASTM D2488, la cual describe un procedimiento para la identificación y la descripción de suelos con propósitos ingenieriles.

La Tabla N°2 muestra el nombre, la ubicación (en coordenadas UTM WGS84), la profundidad y la presencia del nivel freático de cada calicata ejecutada.

Tabla N°2. Relación de calicatas ejecutadas

Calicata	Coordenadas		Profundidad (m)	Nivel Freático
	Este (m)	Norte (m)		
C-01	285859.00	8654376.00	3.00	NA
C-02	285083.00	8654705.00	3.00	NA
C-03	286366.00	8654980.00	1.80	NA

Calicata	Coordenadas		Profundidad (m)	Nivel Freático
	Este (m)	Norte (m)		
C-04	286523.00	8651723.00	2.50	NA
C-05	287133.00	8652282.00	2.50	NA
C-06	286304.00	8653640.00	3.00	NA
C-07	286664.00	8653008.00	3.00	NA
C-08	286086.00	8653088.00	1.50	NA
C-09	286337.00	8652464.00	3.00	NA
C-10	284962.00	8653760.00	3.00	NA
C-11	285431.00	8655204.00	3.00	NA
C-12	285588.00	8656893.00	3.00	NA
C-13	286347.00	8656771.00	3.00	NA
C-14	285850.00	8656337.00	3.00	NA
C-15	285446.00	8657430.00	3.00	NA
C-16	286648.00	8657931.00	3.00	NA
C-17	286788.00	8657220.00	3.00	NA
C-18	285098.00	8656003.00	3.00	NA
C-19	286030.00	8655843.00	3.00	NA
C-20	286175.00	8658080.00	2.80	NA
C-21	286868.00	8658595.00	3.00	NA
C-22	285086.00	8651318.00	3.10	NA
C-23	284712.00	8652626.00	3.00	NA
C-24	286818.00	8654267.00	3.00	NA
C-25	284340.00	8654485.00	3.00	NA
C-26	286572.00	8653272.00	2.50	NA
C-27	286523.00	8653273.00	3.00	NA
C-28	286581.00	8653347.00	3.00	NA

Fuente: CIMSID 2015

En el Anexo A-03 se presenta el panel fotográfico de las calicatas ejecutadas, donde se muestra el lugar en el cual han sido realizadas y el perfil del suelo encontrado.

5.2.2 Ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados

El ensayo SPT (ASTM D1586) es ampliamente usado para la exploración de suelos, éste provee muestras de suelo en estado alterado, pero que se consideran representativas, además de esto, debido a las diversas investigaciones que se

han realizado, los resultados de este ensayo pueden ser usados en correlaciones para obtener ciertos parámetros del suelo, Tabla N°3.

Tabla N°3. Aplicabilidad del ensayo SPT

Parámetros del suelo	Aplicabilidad del SPT
Resistencia a la licuación	Aplicabilidad Alta
Perfil estratigráfico	Aplicabilidad moderada
Densidad relativa	Aplicabilidad moderada
Tipo de suelo	Aplicabilidad moderada
Ángulo de fricción	Aplicabilidad limitada
Resistencia al corte (UU)	Aplicabilidad limitada
Compresibilidad (mv - cc)	Aplicabilidad limitada

Fuente: Adaptado de Atala 2011

El ensayo consiste en hincar en el suelo un muestreador de caña partida de 2" de diámetro exterior. El muestreador se hince por medio de golpes ocasionados por un martillo de 63.5 kg de masa, el cual cae libremente desde una altura de 76 cm. Se registran el número de golpes por cada 15 cm de penetración de un total de 45 cm, el valor de N se define como el número de golpes de los últimos 30 cm, Figura N°48.

El valor del N a ser usado en las correlaciones existentes debe ser previamente corregido por la eficiencia del martillo, el diámetro de la perforación, el método de muestreo y la longitud de la barra (Seed et al., 1985).

Se ejecutaron dos ensayos SPT en el área de estudio, con la finalidad de conocer la compacidad del suelo y el perfil estratigráfico de los sitios ensayados. El sondaje SPT-01 fue ubicado en la zona donde se encontraron los mayores periodos del suelo y el SPT-02 en la zona donde se presumía una mayor concentración de arena eólica (límite con Villa del Salvador).

La Tabla N°4, muestra el nombre, la ubicación (en coordenadas UTM WGS84), la profundidad y la presencia del nivel freático de cada SPT ejecutado.



Figura N°48. Vista panorámica del ensayo SPT-01. Fuente: CISMID 2015.

Tabla N°4. Relación de ensayos SPT ejecutados

Código	Coordenadas		Profundidad (m)	Nivel Freático
	Este (m)	Norte (m)		
SPT-01	286310.00	8653403.00	6.10	NA
SPT-02	286725.00	8651841.00	4.45	NA

Fuente: CISMID 2015

5.2.3 Taludes existentes

Una superficie de terreno expuesta situada a un ángulo con la horizontal se llama talud o pendiente no restringida, y puede ser natural o construido (Braja Das, 1999). En el presente estudio, de manera complementaria se procedió a describir cuatro taludes existentes en el área de estudio (Figura N°49). La Tabla N°4, muestra la ubicación (en coordenadas UTM WGS84) y la altura de los taludes levantados.

Tabla N°5. Relación taludes y cortes existentes

Código	Coordenadas		Altura (m)
	Este (m)	Norte (m)	
T-01	284504.00	8652951.00	3.00
T-02	284419.00	8653172.00	1.80
T-03	284814.00	8652065.00	4.50
T-04	287078.00	8653816.00	2.50

Fuente: CISMID 2015.



Figura N°49. Vista del Talud T-03. Fuente: CISMID 2015.

El Mapa A-05 muestra la ubicación de los sondajes ejecutados y recopilados en el área de estudio.

5.2.4 Ensayos de laboratorio

Los ensayos de mecánica de suelos, efectuados sobre las muestras obtenidas en los trabajos de campo, fueron realizados en el laboratorio geotécnico del CISMID. Se efectuaron ensayos estándares y especiales de acuerdo a las normas ASTM. Los ensayos estándares fueron realizados con la finalidad de identificar y clasificar las muestras de suelo, para esto se siguieron los criterios del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Los ensayos estándares realizados fueron los siguientes:

- Análisis granulométrico: realizado según la norma ASTM D422.
- Límite líquido y plástico: realizado según la norma ASTM D4318.
- Contenido de humedad: realizado según la norma ASTM D2216.

La Tabla N°6, muestra un resumen de los resultados de los ensayos estándares realizados.

Tabla N°6. Resultados de ensayos estándares de mecánica de suelos

Sondaje	Muestra	Prof. (m)	SUCS	% W	% Grava	% Arena	% Finos
C-01	M-1	0.30 - 1.10	SM	3.6	0.9	77.0	22.1
	M-2	1.10 - 2.30	SP-SM	1.9	0.0	92.0	8.0
	M-3	2.80 - 3.00	SP-SM	0.6	6.2	87.5	6.3
C-02	M-1	0.40 - 3.00	SM	3.1	0.0	84.0	16.0
C-04	M-1	0.50 - 3.00	SP-SM	2.2	0.0	94.3	5.7
C-05	M-1	1.00 - 2.50	SP-SM	0.5	0.0	94.9	5.1
C-06	M-1	0.40 - 3.00	SP-SM	2.1	0.0	93.2	6.8
C-07	M-1	0.20 - 3.00	SP-SM	1.8	0.0	91.9	8.1
C-08	M-1	0.80 - 1.50	SP	0.5	0.0	95.8	4.2
C-09	M-1	0.60 - 3.00	SP-SM	2.1	0.0	93.6	6.4
C-10	M-1	0.50 - 3.00	SM	5.3	0.4	85.4	14.2
C-11	M-1	0.40 - 1.15	SP-SM	3.6	6.8	81.7	11.5
	M-2	1.15 - 1.55	SP-SM	1.1	25.6	68.9	5.6
	M-3	1.55 - 3.00	SP-SM	1.4	3.1	90.1	6.8
C-12	M-1	0.50 - 3.00	SM	2.5	0.0	85.6	14.4
C-13	M-1	0.60 - 3.00	SP	3.7	0.0	95.6	4.4
C-14	M-1	1.00 - 1.80	SM	0.5	7.1	77.6	15.3
	M-2	1.80 - 3.00	SM	0.5	35.2	52.6	12.2
C-15	M-1	0.80 - 2.10	GP-GM	2	63.7	29.3	7.0
	M-2	2.10 - 3.00	SP	1.3	0.0	98.5	1.5
C-17	M-1	1.50 - 3.00	GP	0.5	60.4	35.9	3.7
C-18	M-1	0.40 - 3.00	SP-SM	2.0	0.0	93.7	6.3
C-19	M-1	0.50 - 1.00	SP-SM	1.8	0.4	93.7	5.9
	M-2	1.00 - 2.10	GM	1.2	57.8	26.6	15.6
	M-3	2.10 - 3.00	SP	1.9	3.7	94.2	2.1
C-20	M-1	0.40 - 3.00	SP	0.5	0.1	98.5	1.4
C-21	M-1	1.40 - 3.20	SP	0.7	0.0	98.6	1.4
C-22	M-1	1.20 - 3.10	SM	0.7	0.0	87.7	12.3
C-23	M-1	1.80 - 3.00	SP	1.4	0.0	95.8	4.2
C-24	M-1	1.00 - 3.00	SP	3.4	0.0	95.5	4.5
C-25	M-1	0.50 - 2.40	SP-SM	2.1	6.9	82.5	10.6
	M-2	2.40 - 3.00	CL -ML	10.1	0.0	41.5	58.5
C-27	M-1	1.90 - 3.00	SP-SM	3	0.0	94.7	5.3
C-28	M-1	1.50 - 3.00	SP	1.9	0.0	97.8	2.2
SPT-01	M-1	0.80 - 1.00	SP-SM	2	0.0	94.9	5.1
	M-2	1.00 - 1.45	SP-SM	2.6	0.0	92.2	7.8
	M-3	2.00 - 2.45	SP-SM	1.7	0.0	93.9	6.1

Sondaje	Muestra	Prof. (m)	SUCS	% W	% Grava	% Arena	% Finos
	M-4	3.00 - 3.45	SP-SM	0.8	1.4	87	11.6
	M-5	4.00 - 4.45	SP-SM	2.3	7.4	87	5.6
	M-6	5.00 - 5.45	SM	2.6	3.6	83.3	13.1
	M-7	5.80 - 6.10	SP-SM	2.8	1.3	90.7	8.0
SPT-02	M-1	1.00 - 1.45	SP	2.7	0.0	95.6	4.4
	M-2	2.00 - 2.45	SP-SM	1.7	0.0	90.5	9.5
	M-3	3.00 - 3.45	SM	1.5	1.6	83.8	14.6
	M-4	4.00 - 4.45	SP-SM	2.5	0.0	92.2	7.8

Fuente: CISMID 2015

Los parámetros de resistencia cortante fueron obtenidos mediante el ensayo especial denominado ensayo de corte directo, este ensayo se realizó según la norma ASTM D3080. La Tabla N°7 muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla N°7. Resultados de los ensayos de corte directo

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Cohesión (Kg/cm ²)	Fricción (°)
C-06	M-1	0.40 - 3.00	SP-SM	0.0	30.0°
C-09	M-1	0.60 - 3.00	SP-SM	0.0	31.5°
C-18	M-1	0.40 - 3.00	SP-SM	0.0	30.0°
C-21	M-1	1.40 - 3.20	SP	0.0	33.0°
C-22	M-1	1.20 - 3.10	SM	0.0	29.0°

Fuente: CISMID 2015

Las densidades de las muestras ensayadas fueron estimadas mediante las densidades secas máximas y mínimas, éstas se obtuvieron en el laboratorio siguiendo el procedimiento del método japonés JSF – T 26.

Los ensayos químicos se realizaron con la finalidad de cuantificar la cantidad de elementos nocivos para el concreto y acero de la cimentación, que se encuentran presentes en el suelo. Para esto se seleccionaron cinco muestras representativas y fueron ensayadas en el Laboratorio Químico de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería. Los ensayos realizados fueron los siguientes:

- Contenido de Sulfatos: realizado según la norma ASTM E275.
- Contenido de Cloruros: realizado según la norma ASTM D3370.
- Sales Solubles Totales: realizado según la norma ASTM D1888.
- Potencial de Hidrógeno: realizado según la norma ASTM D4972.

Tabla N°8 muestra un resumen de los resultados obtenidos.

Tabla N°8. Resultados de los ensayos químicos

Calicata	Muestra	Profundidad (m)	Sulfatos (ppm)	Cloruros (ppm)	SST (ppm)	PH
C-06	M-1	0.40 - 3.00	18130	58	18253	6.34
C-09	M-1	0.60 - 3.50	7651	791	8832	6.45
C-18	M-1	0.40 - 3.00	2698	53	2810	7.28
C-21	M-1	1.40 - 3.20	4763	826	5994	7.63
C-22	M-1	1.20 - 3.10	5668	84	5846	7.52

Fuente: CISMID 2015

Los certificados de laboratorio de los ensayos de mecánica de suelos y ensayos químicos se presentan en el Anexo A-04.

5.3 Tipos de suelos

De acuerdo con las características geológicas, geomorfológicas y a los datos de los estudios geotécnicos ejecutados y recopilados, se ha determinado que en el área de estudio predominan las arenas de origen aluvial y eólico; y en menor proporción las gravas de origen aluvial, las cuales se encuentran ubicadas principalmente en la zona suroeste (límite distrital con Surco y Chorrillos), además de esto, se ha identificado áreas importantes de rellenos antrópicos. Lo mencionado, ha quedado representado en los Mapas A-06 y A-07, los cuales muestran los tipos de suelos existentes a 1.0 m y 2.5 m de profundidad respectivamente. En estos mapas también se ha representado los afloramientos rocosos, en base a la información proporcionada por la geología local y los taludes levantados durante la exploración de campo.

A continuación, se detallan las características de cada tipo de suelo encontrado en área de estudio.

5.3.1 Arenas

De acuerdo con el sistema de clasificación SUCS, las arenas son partículas de suelo cuyo tamaño está comprendido entre 4.75 mm y 0.075 mm, en este tipo de suelo las propiedades mecánicas e hidráulicas están regidos por la granulometría, la compacidad de los granos y su orientación (Juárez Badillo y Rico Rodríguez, 2001).

Este tipo de suelo abarca la mayor parte del área de estudio y tiene una potencia mayor de 3.0 m. Predominan las arenas mal gradadas (SP) y las arenas limosas mal gradadas (SP-SM), de origen aluvial y eólico. En general, estos materiales presentan una compacidad media a densa (para profundidades mayores a 1.0 m), un bajo contenido de humedad y baja o nula plasticidad.

5.3.2 Gravas

Este tipo de suelo es de origen aluvial y está conformado por depósitos potentes de gravas y bolonerías inmersas en una matriz areno-limosa. Presentan una compacidad media a muy densa, un bajo contenido de humedad y tienen formas sub-redondeadas y redondeadas. Este material es típico de la ciudad de Lima, y sus características geotécnicas han sido ampliamente estudiadas por diversos autores, por ejemplo, Sánchez et al (2016) y Martínez Vargas (1986 y 2007).

Los sondeos recopilados CR-10, CR-31, CR-48 y CR-51; muestran que este tipo de suelo se encuentra superficialmente en la zona este del área de estudio (límite con Surco y Chorrillos). Aunque la profundidad a la cual se ubica este tipo de suelo en el resto del área de estudio no pudo ser determinado con exactitud, en base a la geología y los ensayos geofísicos, se presume que estos suelos subyacen a las arenas.

5.3.2 Rellenos antrópicos

Los rellenos antrópicos están compuestos por desperdicios humanos, como restos de basura, materiales de desmonte, escombros, etc. Debido a su falta de

compactación y heterogeneidad, es bastante complejo predecir el comportamiento mecánico y dinámico de estos materiales.

En el área de estudio, se han identificado tres zonas en las cuales se presentan rellenos antrópicos, de éstas, la de mayor extensión y en donde los problemas estructurales se hacen más evidentes, es la zona que comprende el antiguo asentamiento humano “Ex-Susana Higuchi”, el cual, está compuesto 10 AA.HH. (Defensores de Lima II, Villa Primavera, Las Flores de Villa Primera Etapa, Las Dunas, Los Arbolitos, Los Ángeles, Los Jardines de San Juan, Las Flores de Villa Segunda Etapa, Los Eucaliptos y José María Arguedas). Esta zona, antiguamente fue explotada como cantera para la obtención de materiales de construcción, luego, la excavación sirvió como relleno sanitario y botadero de desperdicios, desechos, basura y también desmonte. Con el paso de los años esta zona fue tomada por los pobladores, debido a la necesidad de vivienda y el desconocimiento del problema que conlleva cimentar sobre estos materiales.

Esta zona ha sido estudiada por Nakamatsu (1999) quién realizó un estudio general, en el cual delimita esta área en seis zonas en función de las características mecánicas de estos materiales y la potencia de los mismos (Mapa A-09), además propone recomendaciones para la cimentación y soluciones de estabilización.

5.4 Agresión al concreto de la cimentación

La agresión química ocasionada por el suelo, bajo el cual se cimienta una estructura, es causada por la cantidad de cloruros, sulfatos y el valor del potencial de hidrógeno (PH) presentes en él. Las sales solubles también juegan un papel importante, debido a que, podrían causar pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación.

Se debe precisar que, la acción química del suelo sobre la cimentación sólo ocurre a través del agua subterránea que disuelve estos compuestos y reacciona con el concreto y acero de refuerzo; es decir el deterioro de la cimentación, bajo esas condiciones, ocurre bajo el nivel freático, zona de ascensión capilar o presencia

de aguas de infiltración originadas por agentes externos como: la rotura de tubería, lluvias extraordinarias, inundaciones, etc. (CISMID, 2018).

La información expuesta en esta Tabla N°9 corresponde a las recomendaciones del ACI (Comité 319) para el caso de los sulfatos y cloruros, y a la experiencia en el caso de las sales solubles.

Como se mencionó, se realizaron ensayos químicos a cinco muestras de suelo, el criterio de elección de estas muestras fue tratar de cubrir, de forma representativa, la totalidad del área de estudio.

Los resultados de los ensayos de laboratorio muestran que los puntos estudiados presentan una concentración de sulfatos que varía entre 2698 y 18130 ppm, lo que indica que la acción química sobre el concreto de cimentación es severa.

Las concentraciones de los cloruros están entre 53 a 826 ppm, lo que indica que la acción química sobre los elementos de refuerzo de la cimentación no es perjudicial.

La concentración de sales soluble totales presente en la mayoría de los puntos estudiados se encuentran por debajo del valor referencial, excepto de la muestra de la calicata C-06, cuya concentración supera al valor referencial y hay la posibilidad de que exista la pérdida de resistencia mecánica por problemas de lixiviación.

Finalmente, se evidenció un valor de PH mayor a 6, lo cual indica que los suelos del área de estudio son ligeramente ácidos. Considerando que la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones indica que por debajo de un valor de PH de 4 se debe proponer medidas de protección adecuadas contra el ataque ácido, en el área de estudio no es necesario proponer consideraciones de protección especiales ante esta condición.

De los resultados, se puede recomendar el uso del Cemento Portland Tipo V en toda el área de estudio, salvo que un estudio detallado de una determinada zona indique lo contrario.

Tabla N°9. Elementos químicos nocivos para la cimentación

Elemento químico	PPM	Grado de alteración	Observaciones
SULFATOS	0 - 1000 1000 - 2000 2000 - 20,000 > 20,000	Leve Moderado Severo Muy severo	Ocasiona un ataque químico al concreto de la cimentación.
CLORUROS	> 6000	Perjudicial	Ocasiona problemas de corrosión de armaduras o elementos metálicos.
SALES SOLUBLES TOTALES	> 15,000	Perjudicial	Ocasiona problemas de pérdida de resistencia mecánica por problema de lixiviación.

Fuente: Comité 319 – 83 ACI

Un especial cuidado se debe tener en las inmediaciones de la calicata C-06, debido a los problemas de lixiviación que pudiesen presentarse. Considerando que la potencia del estrato soluble encontrado en la calicata C-06 es mayor a 3.00 m, se recomienda evitar la interacción de este estrato con el agua. Si es que se encontrasen lugares en los cuales el espesor del estrato soluble sea manejable, se recomienda cimentar a una profundidad mayor que la potencia de estos estratos, hasta encontrar un suelo con una menor concentración de sales solubles.

5.5 Capacidad de carga admisible

La cimentación de una estructura debe ser diseñada con el fin de no sobre esforzar el suelo, es decir, las cargas transmitidas a través de la cimentación no deben ocasionar fallas por corte ni asentamientos excesivos.

En el presente estudio se evaluó la capacidad de carga admisible de una cimentación convencional, representada por un cimiento corrido de 0.6 m de ancho y una profundidad de desplante mínima de 0.80 m. Para tal fin, se utilizó la ecuación N° 5.1, la cual fue propuesta por Terzaghi (1943) para el cálculo de la capacidad de carga última, los factores de capacidad de carga fueron tomados de Vesic (1973).

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (5.1)$$

N_c, N_q, N_γ : son los factores de capacidad de carga, que dependen de ϕ .

c : es la cohesión del suelo.

γ : es el peso específico del suelo.

q : $\gamma \cdot D_f$

La evaluación de la capacidad de carga fue realizada para el suelo más representativo del área de estudio, para esto se usó un factor de seguridad de 3. El resumen de los resultados se muestra en la Tabla N°10, mientras que el detalle de los cálculos se encuentra en el Anexo A-05.

En base al estudio de Microzonificación Sísmica del Distrito de Santiago de Surco (CISMID, 2016), se puede considerar, de manera referencial, que la capacidad admisible de los depósitos de gravas varía entre 2.0 a 4.0 kg/cm², mientras que la roca ligeramente alterada o sana presenta capacidades admisibles mayores a 5 kg/cm².

Tabla N°10. Capacidad Admisible

TIPO DE SUELO	B (m)	D_f (m)	q_{adm} (Kg/cm ²)
Arenas de compacidad media a densa	0.60	0.80	1.02
		1.40	2.11

La norma E.050 indica que no se debe cimentar sobre: turba, suelo orgánico, tierra vegetal, relleno de desmonte o rellenos sanitario o industrial, ni rellenos no controlados. Estos materiales no permitidos tienen que ser removidos en la totalidad del terreno, antes de ejecutar cualquier tipo de obra.

5.6 Microzonificación geotécnica

Tomando como referencia la zonificación realizada de los tipos de suelos existentes en el área de estudio, se procedió a agruparlos según sus características geotécnicas, adicionando a cada grupo formado, su respectiva capacidad admisible representativa. El propósito de esta agrupación ha sido

definir el Mapa de Microzonificación Geotécnica, el cual permite identificar zonas favorables y desfavorables para la cimentación de edificaciones convencionales.

De los resultados obtenidos, el área de estudio ha sido clasificada en tres zonas, denominadas Zona I, Zona II y Zona V. El Mapa A-08 presenta la microzonificación geotécnica propuesta para el distrito de San Juan de Miraflores y el Mapa A-09 presenta el detalle de la zonificación geotécnica de la Zona V. A continuación, se describe las características correspondientes a cada zona.

5.6.1 Zona I

Esta zona está conformada predominantemente por afloramientos de rocas con diferentes grados de fracturación, compuestas predominantemente por calizas, gabros, dioritas, granodioritas y andesitas. En menor proporción, se encuentran los depósitos de gravas con bolonería, inmersas en una matriz areno-limosa, de origen aluvial, los cuales tienen una compacidad densa a muy densa, presentan formas sub-redondeadas y redondeadas, y con un bajo contenido de humedad.

La capacidad de carga estimada, considerando una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y un desplante mínimo de 0.80 m, es de 5.0 kg/cm² si la cimentación se desplanta sobre roca y de 2.0 a 4.0 kg/cm² si se desplanta sobre grava. Estos materiales presentan las mejores características geotécnicas para cimentar viviendas convencionales.

Sobre esta zona no se han realizado ensayos que puedan mostrar el nivel de ataque químico al que estarán sometidas las cimentaciones, por lo cual se recomienda realizar estos ensayos para cuidar la integridad de los materiales que conforman la estructura de las cimentaciones.

5.6.2 Zona II

Esta zona está conformada por depósitos de arena de origen aluvial y eólico. Predominan las arenas SP y SP-SM, las cuales presentan una compacidad media a densa y un bajo contenido de humedad. La potencia de este tipo de suelo es mayor a los 3.0 m y sobreyacen a los depósitos de gravas o rocas.

La capacidad de carga estimada, considerando una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y un desplante mínimo de 0.80 m, varía entre 1.10 a 2.10 kg/cm². Estos materiales presentan características geotécnicas favorables para cimentar viviendas convencionales.

Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo V, debido a la alta concentración de sulfatos presentes en el suelo que conforma esta zona. Además, debido a la alta concentración de sales solubles presentes en los suelos cercanos al sondaje C-06, se recomienda evitar la exposición del suelo al agua en este lugar.

5.6.3 Zona V

Esta zona está conformada por rellenos antrópicos de potencia variable. De acuerdo al estudio geotécnico con fines de cimentación realizado por Nakamatsu (1999), esta zona se subdivide en 6 sub-zonas según el nivel de profundidad mínima de cimentación. El criterio tomado para elegir esta profundidad mínima fue el tipo de material encontrado y un valor de penetración del Cono Peck mayor a 10 ($N_{\text{peck}} > 10$). A continuación, se describen un resumen de estas subzonas y las recomendaciones para una adecuada cimentación en cada una de ellas.

- **Zona A:** Se cimentará sobre arena, con una profundidad mínima de desplante de 2.0 m. La capacidad portante para una cimentación corrida de ancho 0.70 m es de 0.50 kg/cm².
- **Zona B:** Se cimentará sobre arena, con una profundidad mínima de desplante de 3.0 m. La capacidad portante para una cimentación corrida de ancho 0.70 m es de 0.60 kg/cm².
- **Zona C:** El nivel de cimentación llegara hasta los 4.0 m en zona de suelo natural o relleno. La capacidad portante para una cimentación corrida de ancho 0.70 m es de 0.70 kg/cm².
- **Zona D:** Relleno con $N_{\text{peck}} > 10$, profundidad de cimentación mínima de 5.0 m. La capacidad portante para una cimentación corrida de ancho 0.70 m es de 0.80 kg/cm². Se debe considerar que se van a producir asentamientos

importantes, por lo cual se recomienda un proceso de precarga al nivel de cimentación por un periodo de 1 año.

- *Zona E*: Suelo natural o relleno con $N_{peck} > 10$, profundidad de cimentación mínima entre 5.0 a 7.0 m. Se recomienda el uso de Pilotes de longitudes mayores a 7.0 m o compactación dinámica a 3.0 m.
- *Zona F*: Suelo natural o relleno con $N_{peck} > 10$, profundidad de cimentación mínima mayor a 7.0 m. Se recomienda el uso de Pilotes de longitudes mayores a 11.0 m o compactación dinámica a 3.0 m.

Capítulo VI: Evaluación geofísica

Las propiedades dinámicas de un depósito de suelo son las que dominan la respuesta de éste ante un evento sísmico. Tal como se mencionó en el Capítulo II, algunas de estas propiedades pueden ser obtenidas mediante ensayos geofísicos no invasivos. En el presente estudio, se han usado este tipo de ensayos para determinar tres propiedades dinámicas importantes, las cuales son: el periodo fundamental del suelo (T_p), las velocidades de ondas de corte (V_s) y las velocidades de ondas compresionales (V_p).

Debe indicarse que, en la medida de lo posible, durante el procesamiento e interpretación de los resultados de los ensayos geofísicos, se ha tenido en cuenta la información proporcionada por los estudios geológicos y geotécnicos.

El presente capítulo resume las actividades realizadas para obtener las propiedades dinámicas mencionadas, se presenta, además, el denominado Mapa de Isoperiodos y se hace una interesante observación de la estacionariedad del periodo obtenido mediante el espectro H/V.

6.1 Información geofísica recopilada

Existen estudios geofísicos previos realizados en el distrito de San Juan de Miraflores, en el presente estudio, la principal fuente de información proviene del “Estudio de Vulnerabilidad y Riesgo de Sismo en 42 Distritos de Lima y Callao” (CISMID, 2005). Además, se ha recopilado información de diversos proyectos realizados por la empresa privada Jorge Alva Hurtado E.I.R.L.

La información recopilada permitió tener un conocimiento previo de las condiciones del área de estudio, lo cual facilitó la planificación de los trabajos de campo. Se recopilaron en total 06 Ensayos de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW), 02 Ensayos de Medición de Microtremores en Arreglos Multicanal, 06 Ensayos de Refracción Sísmica y 08 Ensayos de Medición Puntual de Microtremores.

6.2 Investigación geofísica

Con la finalidad de obtener el periodo predominante del suelo en distintas ubicaciones dentro del área de estudio, se han ejecutado Ensayos de Medición Puntual de Microtremores. Las velocidades de ondas de corte, por su parte, han sido determinadas mediante ensayos de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) y Ensayos de Arreglo de Microtremores, mientras que las velocidades de ondas compresionales han sido determinadas a partir de Ensayos de Refracción Sísmica.

Los ensayos ejecutados fueron estratégicamente distribuidos con el objetivo de complementar y corroborar la información provista por los estudios recopilados.

6.2.1 Determinación del periodo predominante del suelo

El periodo predominante del suelo ha sido estimado a partir de 57 Ensayos de Medición Puntual de Microtremores (ensayo de microtremores). La metodología usada fue la propuesta por Nakamura (1989). La distribución de los ensayos de microtremores ejecutados y recopilados se muestran en el Mapa A-10.

El ensayo consiste en colocar uno o más sensores triaxiales (orientados en la misma dirección) sobre el suelo y registrar la vibración natural durante cierto periodo de tiempo y a una determinada tasa de frecuencia de muestreo (Figura N°50). En cuanto a la cantidad de sensores, se recomienda usar más de uno, con la finalidad de poder promediar el resultado de cada uno de ellos y así obtener un valor de periodo más confiable. Respecto al tiempo de medición y la frecuencia de muestreo, se debe indicar que deben ser lo suficientemente razonables para poder captar las diferentes longitudes de ondas que puedan estar presentes en el movimiento natural suelo. En ese sentido, y de manera general, se puede indicar que un suelo rígido necesitará una tasa frecuencia de muestreo alta comparada con la de un suelo blando, mientras que este último necesitará un mayor tiempo de adquisición de datos.

La experiencia existente en este tipo de trabajos ha demostrado que, a veces, realizar la medición en lugares u horarios donde la perturbación es considerable

(por ejemplo, el tránsito constante de vehículos), afecta la calidad de los resultados. Esta es la razón, por la que algunos investigadores recomiendan que este tipo de mediciones sean realizadas de madrugada. Sin embargo, en ciertos lugares, como en el caso del área de estudio, el tema de la seguridad hace que esto no sea posible.



Figura N°50. Ensayo de Medición puntual de Microtremores (M-03)

Fuente: CISMID 2015.

Por lo anteriormente expuesto, las mediciones realizadas en el presente estudio han sido efectuadas entre las 8 am a 4 pm. El ruido generado por las personas, automóviles y otros, han sido, en la medida de lo posible, extraídos del registro durante los trabajos de gabinete.

Para cada uno de los sensores, el espectro H/V ha sido calculado mediante la siguiente expresión:

$$H/V = \frac{\sqrt{S_x^2 + S_y^2}}{S_v} \quad (6.1)$$

Donde S_x y S_y son los espectros de amplitudes de Fourier de los registros en las direcciones horizontales y S_v es el espectro de Fourier del registro en la dirección vertical.

Las características del equipo utilizado para el ensayo de microtremores, se muestran a continuación:

- 01 sistema de adquisición de datos GEODAS 15-HS.
- 01 computadora portátil NEC, modelo Versa Pro VS-8.
- 03 sensores de 1Hz de frecuencia tipo CR4.5-1S.
- 01 cable de conexión para batería.
- Software de adquisición de datos: Microtremor Observation (Mtobs, incluido en el GEODAS 15HS).
- Software de procesamiento de datos: m2n.exe, mtpltn2.exe, calHVm4.exe.

El valor del periodo predominante asignado a cada lugar de medición, fue obtenido mediante la observación directa del espectro H/V. Así, el periodo correspondiente al punto de mayor amplitud del mencionado espectro fue seleccionado como el valor del periodo predominante del suelo.

Los resultados obtenidos, junto con la información recopilada, muestran que el periodo predominante de los lugares evaluados varía entre 0.10 a 0.49 s. También se observa que los espectros H/V, que presentan periodos predominantes mayores a 0.2 s, tienen una forma espectral bien definida con picos notorios y de gran amplitud, esto último es un indicativo del alto contraste de impedancia presente en estos lugares (Figura N°51).

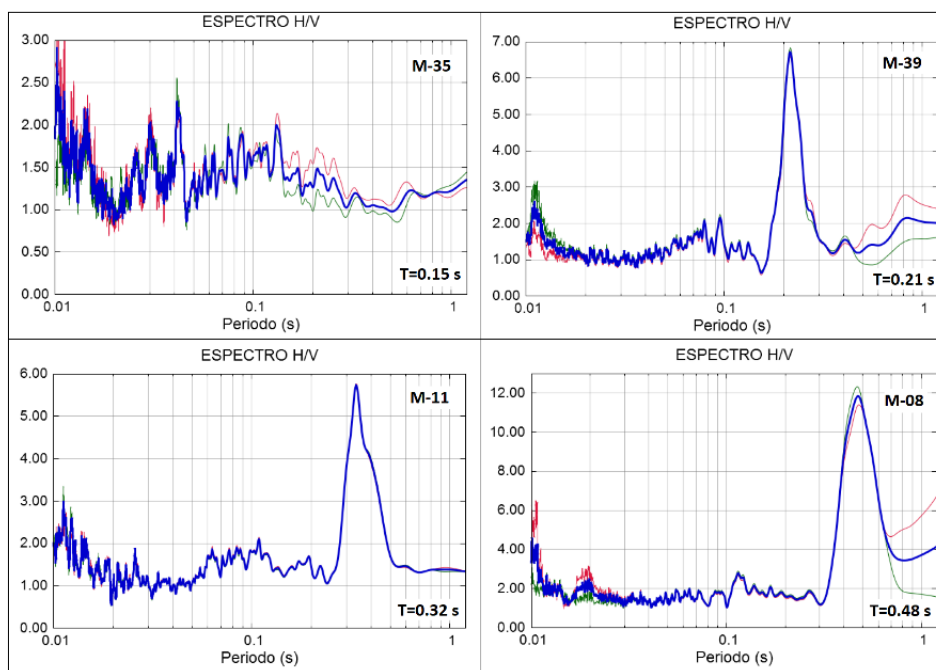


Figura N°51. Formas espectrales obtenidas. Fuente: CISMID 2015.

Si se toma en cuenta la información provista por la geología, se entenderá que gran parte del área de estudio se encuentra conformada por depósitos de arenas, las cuales, se encuentran descansando sobre depósitos potentes de grava aluvial o sobre roca (materiales rígidos). Bajo ese enfoque, el tema del contraste de impedancia resulta ser evidente.

La Tabla N°11 muestra el nombre, la ubicación (en coordenadas UTM WGS84) y el valor del periodo predominante asignado a cada lugar de medición.

Tabla N°11. Relación de ensayos de microtemores ejecutados

Punto	Coordenadas		Periodo Tp (s)
	Este (m)	Norte (m)	
M-01	284563.87	8652902.96	0.12
M-02	284853.70	8652714.10	0.11
M-03	284752.14	8652221.65	0.31
M-04	284971.36	8651624.76	0.41
M-05	284843.26	8651309.15	0.37
M-06	285255.15	8651261.70	0.41
M-07	285587.27	8653716.68	0.38
M-08	286092.64	8653075.84	0.48
M-09	286586.50	8651675.33	0.33
M-10	286955.56	8651710.85	0.20
M-11	286782.79	8651730.08	0.22
M-12	286856.23	8654737.15	0.16
M-13	286610.81	8653779.63	0.29
M-14	287080.28	8653751.15	0.15
M-15	286997.21	8652816.94	0.21
M-16	287124.51	8652205.99	0.27
M-17	286963.20	8652099.49	0.28
M-18	286550.64	8654936.10	0.20
M-19	285750.65	8655190.11	0.21
M-20	285016.39	8655054.78	0.10
M-21	285071.78	8655042.90	0.21
M-22	284441.39	8655145.86	0.31
M-23	287041.85	8655066.44	0.23
M-24	286259.80	8655611.36	0.33
M-25	286509.67	8655877.94	0.21
M-26	285896.26	8656325.60	0.30

Punto	Coordenadas		Periodo Tp (s)
	Este (m)	Norte (m)	
M-27	286374.19	8656791.11	0.37
M-28	286670.08	8657033.89	0.33
M-29	286471.92	8657702.08	0.45
M-30	286342.39	8657305.49	0.44
M-31	285792.54	8657646.73	0.22
M-32	285747.91	8657209.14	0.22
M-33	287269.97	8657726.41	0.29
M-34	287316.00	8658185.03	0.17
M-35	287118.64	8658682.84	0.15
M-36	286569.64	8658223.04	0.21
M-37	286170.10	8658084.84	0.18
M-38	285937.96	8656806.44	0.17
M-39	285155.25	8656456.22	0.21
M-40	285005.04	8656109.03	0.25
M-41	284426.61	8655933.44	0.21
M-42	284477.90	8656604.55	0.15
M-43	284264.79	8654327.67	0.26
M-44	284595.61	8654313.26	0.40
M-45	286550.50	8653177.29	0.48
M-46	286525.92	8653374.84	0.49
M-47	286517.47	8653098.42	0.49
M-48	286851.97	8653083.33	0.45
M-49	284299.82	8652024.59	0.41
M-50	284476.81	8652186.27	0.39
M-51	284813.44	8651848.93	0.31
M-52	285042.41	8653142.83	0.37
M-53	285773.85	8655712.03	0.26
M-54	286026.07	8654225.58	0.28
M-55	286294.92	8652350.37	0.40
M-56	284375.46	8653832.71	0.10
M-57	284776.13	8651508.99	0.25

Fuente: CISMID 2015

El Anexo A-06 muestra los registros de los ensayos microtremores ejecutados, mientras que, el Anexo A-07, muestra los registros de ensayos microtremores recopilados, por su parte, el Anexo A-08, presenta el panel fotográfico de los ensayos de microtremores y ensayos geofísicos ejecutados.

6.2.2 Mapa de isoperiodos

Los periodos obtenidos por medio de ensayos de microtremores, en trabajos en donde se abarcan grandes áreas de estudio, generalmente muestran un amplio rango de variación. Por esta razón, para poder lograr una mejor interpretación de los resultados, es conveniente agrupar estos periodos en rangos de valores y representarlos como zonas dentro del área de estudio, a esto último se le denomina Mapa de Isoperiodos.

Tomando como referencia los rangos de valores de periodos que ha venido utilizando el CISMID, en diversos estudios de microzonificación sísmica, se propone el Mapa de Isoperiodos para el distrito de San Juan de Miraflores (Mapa A-11), el cual muestra tres zonas bien diferenciadas denominadas Zona I, Zona II y Zona III. A continuación, se describe las características correspondientes a cada zona, se debe precisar que las características geotécnicas que se mencionan en adelante han sido desarrolladas en el Capítulo V.

6.2.2.1 Zona I

Esta zona abarca a los depósitos de suelos en los cuales el valor del periodo predominante es menor a 0.2 s, bajo esta condición, estos depósitos se comportarán dinámicamente como suelos rígidos, es decir, aquí no se esperan amplificaciones importantes durante un evento sísmico.

Como puede observarse, esta zona se encuentra ubicada predominantemente en la periferia del distrito, sobre los cerros y sus laderas, así como en el límite distrital con Chorrillos y Surco, en donde los depósitos potentes de grava aluvial son superficiales.

6.2.2.2 Zona II

Esta zona abarca a los depósitos de suelos en los cuales el valor del periodo predominante se encuentra entre 0.2 y 0.3 s, estos depósitos se comportarán dinámicamente como suelos medianamente rígidos. En general, se puede afirmar

que aquí se esperan amplificaciones mayores que la Zona I, pero menores que la Zona III.

Como puede observarse, esta zona se encuentra distribuida entre: la vertiente, en donde predominan los depósitos de arena aluvial; la llanura, donde existe depósitos de arena tanto aluvial como eólica; y en las partes bajas de las laderas de los cerros, donde encontramos capas de arena aluvial y eólica descansando sobre la roca.

6.2.2.3 Zona III

Esta zona abarca a los depósitos de suelos en los cuales el valor del periodo predominante es mayor 0.3 s, bajo esta condición, estos depósitos se comportarán dinámicamente como medianamente flexibles, es decir, aquí se espera que ocurran amplificaciones importantes durante un evento sísmico, las mismas que deben ser evaluadas.

Como puede observarse, esta zona se encuentra ubicada en la parte central del área de estudio y se distribuye entre: la vertiente, en donde predominan los depósitos de arena aluvial, y la llanura, donde existe depósitos de arena tanto aluvial como eólica. Esta zona esta se encuentra rodeada por la Zona II.

Como la teoría indica, el cociente espectral H/V provee información confiable sobre el periodo predominante, más no del nivel cuantitativo de la amplificación, es por eso que el lector debe entender que lo mencionado en la descripción de las zonas de isoperiodos, referente al nivel de amplificación, debe tomarse como algo relativo.

6.2.3 Determinación de las velocidades de ondas de corte (V_s)

Las velocidades de las ondas de corte de los 30 primeros metros del suelo, han sido obtenidas mediante la ejecución e interpretación de 14 Ensayos MASW. La ubicación de los Ensayos MASW ejecutados y recopilados, así como, los Ensayos MAM recopilados se presentan en el Mapa A-12.

Los Ensayos MASW se realizaron mediante la colocación de 24 sensores en el suelo, distribuidos en forma lineal y con una separación de 2.0 m entre sí. Los sensores fueron los encargados de captar las ondas generadas por el impacto de un martillo sobre un plato metálico. En cada ensayo, los impactos fueron realizados a 5.0 y 10 m del último sensor (en ambos extremos de la línea). Toda la información de las ondas captadas por los sensores fue registrada por un adquisidor de datos y posteriormente almacenada en una PC portátil (Figura N°52).



Figura N°52.Ensayo de Análisis multicanal de Ondas superficiales (MASW -09)

Fuente: CISMID 2015.

El equipo utilizado para la ejecución del Ensayo MASW, fue el McSeis-SW 24ch, el cual se detalla a continuación.

- Un adquisidor de 24 canales de entrada con convertidor A/D individual con resolución de 24 bit y alta velocidad de muestreo.
- 24 sensores o geófonos de 4.5 Hz.
- Computadora portátil Pentium IV.
- Dos cables conectores de geófonos de 200 m.
- Radios de comunicación y accesorios varios.

Un factor a tomar en cuenta para la ejecución de este ensayo es el espacio disponible del lugar a estudiar. A veces, el espacio disponible no es el suficiente

para poder emplazar la totalidad de línea que nos permitiría alcanzar la profundidad deseada. Si se estuviera estudiando un lugar específico, la solución sería buscar otro ensayo con el que se pueda cumplir los objetivos planteados.

En los estudios de microzonificación sísmica, por el contrario, este tema es un poco más flexible, debido a que aquí se abarcan grandes áreas de estudio. En ese sentido, si en una zona no se dispone de un área libre lo suficientemente grande para realizar el ensayo, se puede optar por realizarlo sobre las pistas o veredas cercanas al sitio de interés.

Otro factor a tomar en cuenta es el nivel de perturbación o ruido existente durante la ejecución del ensayo. El exceso de ruido afecta notablemente la calidad de los resultados y aunque parte de este ruido se puede filtrar con un correcto procesamiento, lo recomendable es evitar realizar las mediciones en lugares en donde el nivel de perturbación sea alto.

La Tabla N°12 muestra el nombre, la ubicación (en coordenadas UTM WGS84), de los ensayos MASW ejecutados.

Tabla N°12. Relación de ensayos MASW ejecutados

Línea	Coordenadas	
	Este (m)	Norte (m)
MASW-01	286282.00	8654664.50
MASW-02	285408.10	8655216.39
MASW-03	286717.00	8657930.10
MASW-04	286681.36	8656858.32
MASW-05	285752.95	8656784.64
MASW-06	286144.55	8655649.71
MASW-07	286539.50	8651748.50
MASW-08	286930.50	8652430.50
MASW-09	286613.65	8653212.28
MASW-10	285722.94	8653422.69
MASW-11	284532.30	8653030.25
MASW-12	284643.50	8654308.50
MASW-13	284654.95	8655802.28
MASW-14	285850.01	8654158.00

Fuente: CISMID 2015.

Del procesamiento realizado sobre los datos obtenidos en campo, se puede afirmar que se han obtenido curvas de dispersión bien definidas (Figura N°53), lo que garantiza un buen nivel de confiabilidad de los perfiles de velocidades obtenidos mediante el proceso de inversión.

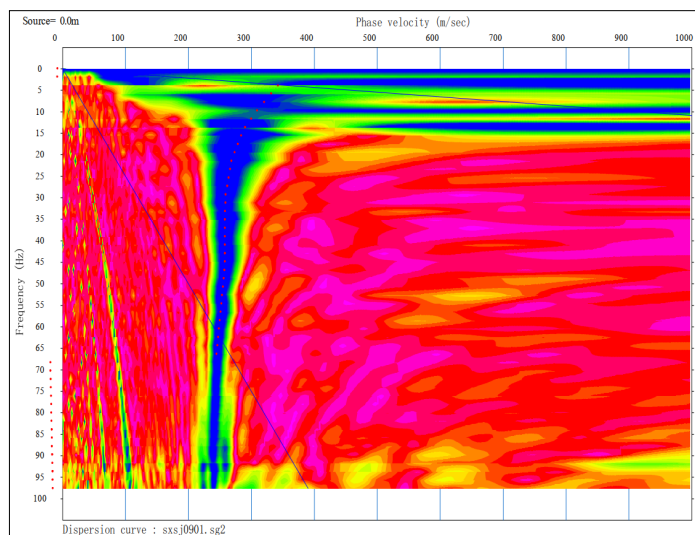


Figura N°53. Curva de dispersión (MASW-09). Fuente: CISMID 2015.

La Figura N°54 muestra los perfiles de velocidades obtenidos de los Ensayos MASW ejecutados, se puede observar que todos los perfiles parten de velocidades mayores a 180 m/s, lo que garantiza a priori, que ninguno de estos tenga una clasificación sísmica de suelo blando (S3) según la Norma E.030.

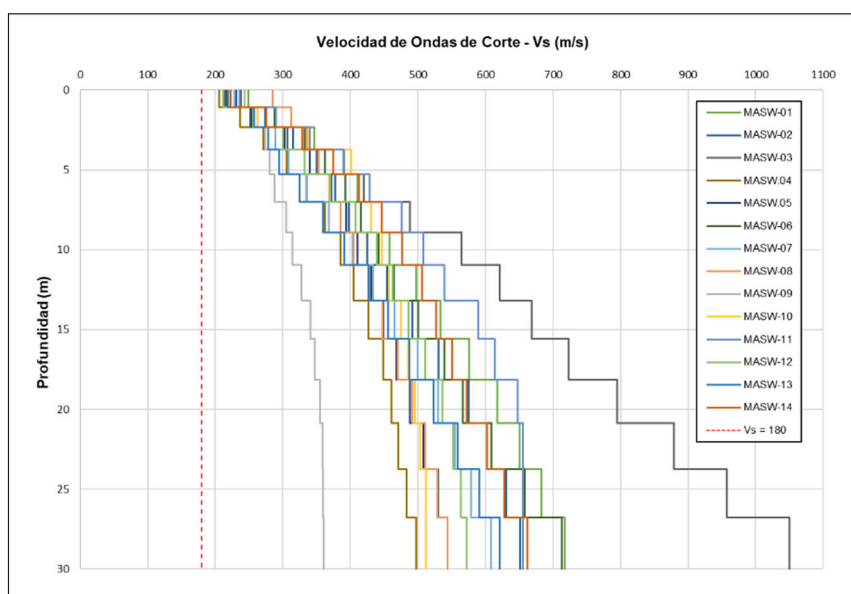


Figura N°54. Superposición de los perfiles de velocidades de ondas de corte.

El perfil MASW-09, tiene la tendencia de velocidades más bajas de todo el grupo, esto se debe a que este ensayo fue ejecutado sobre un depósito de relleno antrópico. El perfil MASW-03, por el contrario, tiene las velocidades más altas, la razón de esto es que este ensayo fue ejecutado sobre un depósito de arena de poco espesor el cual descansa sobre roca fracturada.

Los demás perfiles muestran una tendencia similar, esto es un indicativo de que el comportamiento dinámico de los suelos, representado por estos perfiles, debería ser semejante. Esto de hecho ha sido corroborado clasificando sísmicamente los suelos bajo los lineamientos de la Norma E.030 (Tabla N°13). El cálculo del promedio de las velocidades de ondas de corte de los 30 primeros metros del suelo (V_{s30}), de cada perfil, ha demostrado que estos presentan un rango de variación de 400 a 500 m/s, entrando así, en una clasificación sísmica de suelos intermedios (S2), es decir, son suelos medianamente rígidos (Figura N°55).

Tabla N°13. Clasificación sísmica del suelo

Perfil	V_{s30}	Descripción
S₀	> 1500	Roca dura
S₁	500 a 1500	Roca o suelos muy rígidos
S₂	180 a 500	Suelos intermedios
S₃	< 180	Suelos blandos
S₄	Clasificación basada en EMS	Condiciones excepcionales

Fuente: Norma E.030

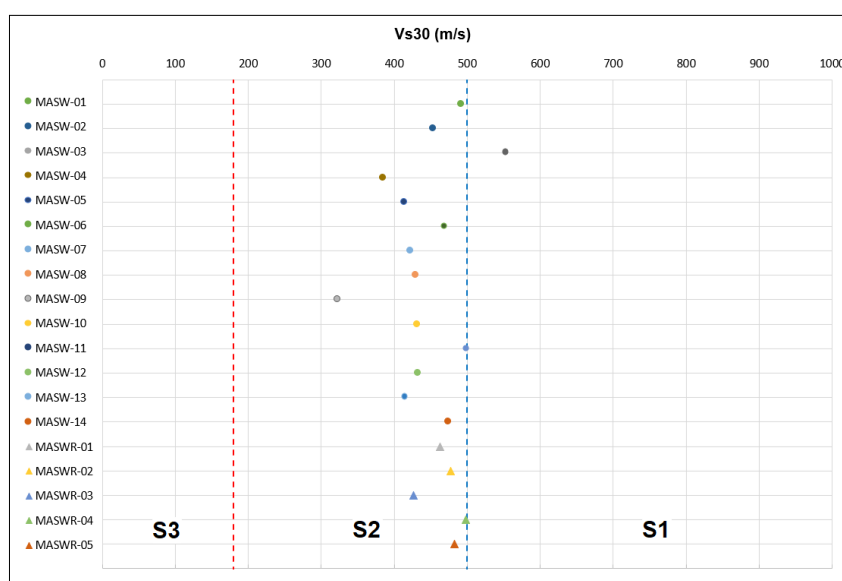


Figura N°55. V_{s30} de los perfiles MASW ejecutados y recopilados. Fuente: CISMID 2015.

Siguiendo los intervalos de velocidad propuestos por el ASCE 7 (2016) y usando, en lo posible, la información provista por la geología y geotecnia, se procedió a clasificar cada perfil en función a su rigidez. La Tabla N°14 muestra el resumen de los resultados obtenidos, en donde se puede observar que, exceptuando el perfil MASW-09, los perfiles muestran que superficialmente existe una capa de material granular medianamente denso, cuyo espesor máximo es de 9.0 m, subyaciendo a este material, se encuentra un depósito de material granular denso que se extiende hasta más de los 30.0 m de profundidad. Solo en el caso del MASW-03, el material granular denso, el cual alcanza una profundidad de 12.7 m, descansa sobre roca fracturada.

Tabla N°14. Descripción de los perfiles MASW

Línea	Estrato	Vs (m/s)	Espesor (m)	Descripción	Vs30 (m/s)
MASW-01	1	250-346	4.0	Material granular medianamente denso	492
	2	390-717	26.0	Material granular denso	
MASW-02	1	231-250	5.3	Material granular medianamente denso	454
	2	378-651	24.7	Material granular denso	
MASW-03	1	214-352	5.3	Material granular medianamente denso	553
	2	420-723	12.7	Material granular denso	
	3	795-1050	12.0	Roca muy fracturada	
MASW-04	1	205-362	9.0	Material granular medianamente denso	384
	2	385-498	21.0	Material granular denso	
MASW-05	1	217-340	5.3	Material granular medianamente denso	414
	2	372-544	24.7	Material granular denso	
MASW-06	1	237-332	3.7	Material granular medianamente denso	469
	2	363-713	26.3	Material granular denso	
MASW-07	1	228-336	7.0	Material granular medianamente denso	422
	2	368-608	23.0	Material granular denso	
MASW-08	1	285-353	5.3	Material granular medianamente denso	429
	2	369-543	24.7	Material granular denso	
MASW-09	1	244-360	30.0	Material de relleno	323
MASW-10	1	220-337	4.0	Material granular medianamente denso	432
	2	400-511	26.0	Material granular denso	
MASW-11	1	236-340	3.7	Material granular medianamente denso	500
	2	390-655	26.3	Material granular denso	
MASW-12	1	212-332	5.3	Material granular medianamente denso	433
	2	370-572	24.7	Material granular denso	
MASW-13	1	219-325	7.0	Material granular medianamente denso	415
	2	360-620	23.0	Material granular denso	
MASW-14	1	223-328	3.7	Material granular medianamente denso	474
	2	375-662	27.3	Material granular denso	

Fuente: CISMID 2015.

Los registros de las ondas captadas por los sensores en cada Ensayo MASW ejecutado, sus respectivas curvas de dispersión y los perfiles de velocidades obtenidos, se encuentran en el Anexo A-09. Finalmente, los perfiles de velocidades de los Ensayos MASW y MAM recopilados se muestran en el Anexo A-10.

El nivel de la amplitud observado en los picos de los espectros H/V, obtenidos de los ensayos de medición puntual de microtemores, han corroborado la información provista por la geología en relación al gran contraste de impedancias existente en el área de estudio. En un perfil de velocidades de ondas de corte, el contraste de impedancias está representado por un cambio brusco de la velocidad a una determinada profundidad. Si analizamos los perfiles obtenidos mediante los Ensayos MASW, notaremos que en ninguno de ellos se aprecia este cambio, lo cual indica que ese alto contraste debe estar ubicado a una mayor profundidad.

El Ensayo de Arreglo de Microtemores, como se explicó en el Capítulo II, tiene la bondad de poder determinar las velocidades de las ondas de corte a grandes profundidades. Por esta razón, el uso de este ensayo resulta muy útil, debido a que nos permitirá conocer la profundidad a la cual ocurre y el nivel real del contraste de impedancia.

En total se han ejecutado 04 Ensayos de Arreglo de Microtemores, cuya ubicación se muestra también en el Mapa A-12.

Los Ensayos de Arreglo de Microtemores se realizaron en dos etapas. La primera etapa consistió en realizar la medición de las vibraciones ambientales del suelo por medio de cuatro sensores, tres de estos colocados de forma equidistante sobre un círculo y el otro ubicado en el centro (Figura N°56a). Por cada ensayo, se realizaron en total cuatro mediciones de 20 minutos cada uno, en cada medición, el radio del círculo fue incrementado, de tal forma que los radios empleados fueron de 5, 10, 20 y 45 m.

En la segunda etapa, se realizaron dos mediciones de 90 segundos cada una, para esto, los cuatro sensores utilizados en la primera etapa, se distribuyeron sobre una línea de forma equidistante. En cada medición se registraron las ondas

generadas por una fuente impulsiva (salto de personas, Figura N°56b). En la primera medición, se usó una separación de 0.5 m entre sensores y la fuente impulsiva se ubicó a 5.0 m del último sensor, mientras que en la segunda medición, la separación entre sensores fue de 2.0 m y la ubicación de la fuente estuvo a 10.0 m.



Figura N°56. Ensayo de Arreglo de Microtremores

La razón de efectuar varias mediciones circulares y lineales, se debe al hecho que cada uno de éstas, bajo un análisis adecuado, aporta una parte de la curva de dispersión del suelo. Las mediciones lineales aportan la parte superficial de la curva, mientras que, las circulares la parte profunda.

Las señales registradas durante este ensayo también pueden ser usadas de forma aislada para calcular el periodo predominante del suelo mediante la técnica de Nakamura (1989). La Tabla N°15 muestra el nombre, la ubicación (en coordenadas UTM WGS84) y el periodo predominante calculado de los Ensayos de Arreglo de Microtremores ejecutados.

Tabla N°15. Relación de Ensayos de Arreglo de Microtremores ejecutados

Arreglo	Coordenadas		Tp (s)
	Este (m)	Norte (m)	
A-01	286116.00	8653079.00	0.49
A-02	286128.00	8654371.00	0.34
A-03	285112.00	8655564.00	0.32
A-04	285015.00	8651651.00	0.38

Las señales obtenidas en cada medición realizada, han sido analizadas por los métodos f-k (Capon, 1969), SPAC (Aki, 1957), CCA (Cho et al, 2004) y na-CCA (Tada et al 2007), dando como resultado una serie de puntos que representan la curva de dispersión (observada) del suelo (Figura N°57a).

Luego, se propuso varios perfiles de velocidades que pudiesen corresponder al sitio de estudio. Después de varias iteraciones, el perfil de velocidad asignado (Figura N°57d), fue aquel cuya curva de dispersión (teórica) tenía una mayor correspondencia con la curva de dispersión (observada) calculada a partir del análisis de los registros del ensayo (Figura N°57b). Además de esto, para juzgar una correcta asignación, se comparó el periodo del suelo obtenido de la medición puntual de microtremores (usando el registro del sensor ubicado en centro del arreglo), con el periodo teórico obtenido de la función de transferencia del perfil de velocidad asignado, debiendo ser en ambos casos similares (Figura N°57c).

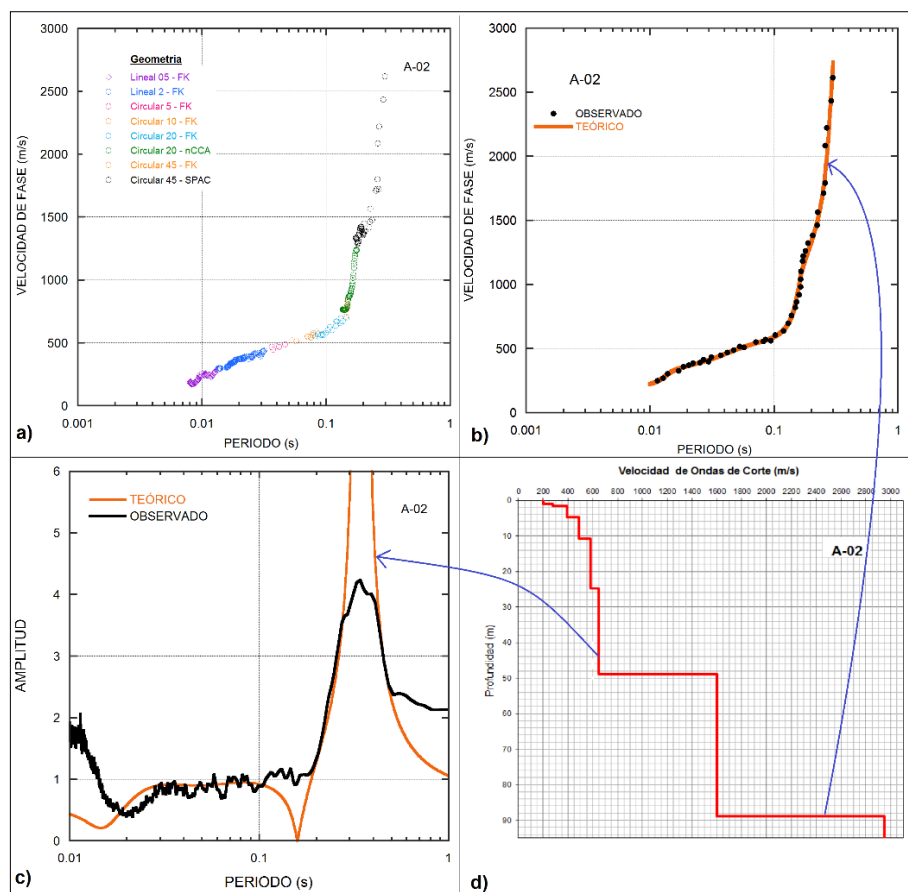


Figura N°57. Arreglo A-02. a) Curva de dispersión observada, b) correspondencia entre curvas de dispersión c) similitud entre los periodos predominantes y d) perfil de velocidades asignado.

Los registros de los Ensayos de Arreglo de Microtremores ejecutados, se presentan en el Anexo A-11.

La Figura N°58 muestra los perfiles de velocidades obtenidos en los Arreglos A-01, A-02 y A-03. Se puede observar que en estos perfiles existen cambios bruscos de las velocidades y que esto ocurre a más de 45 m de profundidad. De esta forma, queda corroborado el gran contraste de impedancias existente en la mayor parte del área de estudio, lo cual, se vió reflejado indirectamente en las grandes amplitudes mostradas por los picos de los espectros H/V.

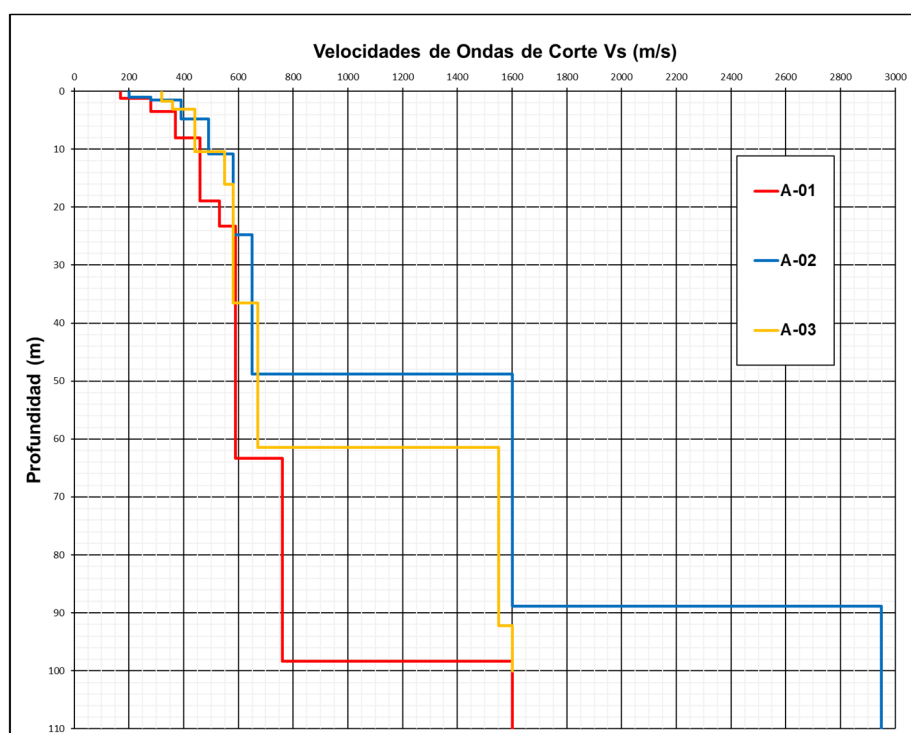


Figura N°58. Superposición de perfiles de velocidades de ondas de corte profundos

Los perfiles A-01, A-02 y A-03 muestran una tendencia similar hasta los 50 m de profundidad, debido a esto, el Vs30 de estos perfiles indica que les corresponde una clasificación sísmica de suelos rígidos (S2).

Debido a la impedancia evidenciada en estos perfiles, los picos de los espectros H/V también muestran una gran amplitud. De estos, el punto A-01 es el que presenta un pico más pronunciado y un mayor periodo predominante ($T_p = 0.48$ s). Esto se puede explicar debido que este perfil, en los primeros 63.5 m, se encuentra ligeramente desplazado a la izquierda de los otros perfiles, y que sobre

todo, debajo de este nivel el perfil muestra la existencia de un estrato potente de aproximadamente 35 m, el cual tiene una velocidad mucho más baja que los otros dos.

El ensayo efectuado en el punto A-04, fue realizado sobre un depósito de relleno antrópico no controlado (ver Capítulo V) y tuvo como objetivo principal poder estimar la potencia de este relleno. El perfil correspondiente a este punto, muestra la existencia de un material blando ($V_s < 180\text{m/s}$) con un espesor aproximado de 14 m (Figura N°59). En base a esto, y en concordancia con lo reportado por los sondeos geotécnicos recopilados se estima que, por lo menos, este material blando representa el relleno antrópico no controlado.

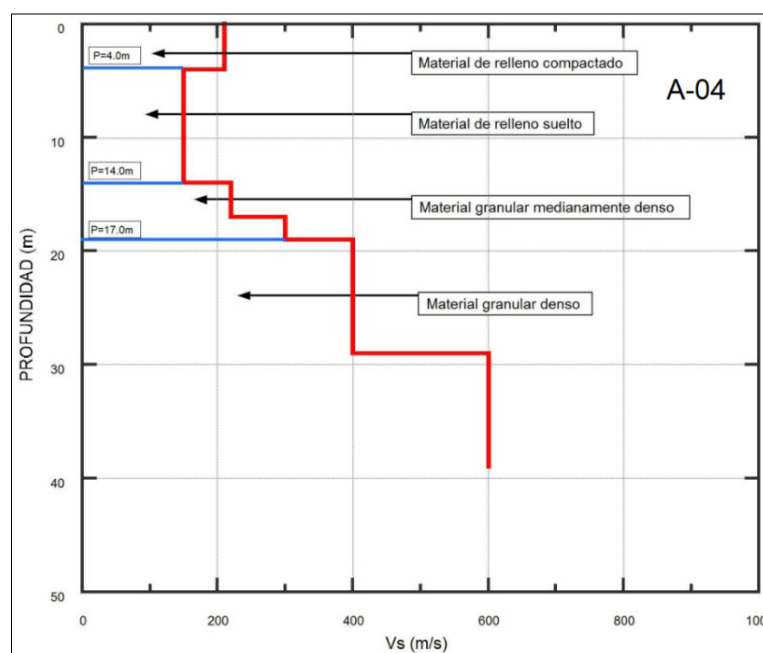


Figura N°59. Perfil de velocidades de ondas de corte en relleno (A-04). Fuente: CISMID 2015.

La Tabla N°16 muestra el resumen de la clasificación de los perfiles. Se puede observar que, exceptuando el perfil A-04, el resto de perfiles muestran superficialmente la existencia de una capa de material granular medianamente denso, cuyo espesor máximo es de 2.3 m, subyaciendo a este material, se encuentra un material granular denso, el cual, a su vez, descansa sobre un depósito granular muy denso o roca. Estos resultados son concordantes con los evidenciados en los perfiles MASW.

Tabla N°16. Perfiles de velocidad de ondas de corte profundos

Arreglo	Estrato	Vs (m/s)	Espesor (m)	Descripción	Vs30 (m/s)
A-01	1	170	1.2	Material granular suelto	423
	2	280	2.3	Material granular medianamente denso	
	3	370-590	59.8	Material granular denso	
	4	760	35.0	Material granular muy denso o roca fracturada	
	5	1600	10	Roca dura	
A-02	1	200-280	1.5	Material granular medianamente denso	474
	2	390-650	47.3	Material granular denso	
	3	1600-2950	40	Roca dura	
A-03	1	320	1.7	Material granular medianamente denso	487
	2	360-670	59.8	Material granular denso	
	3	1550	30.7	Roca dura	
A-04	1	210	4.0	Material de relleno denso	224
	2	150	10.0	Material de relleno suelto	
	3	220-300	3.0	Material granular medianamente denso	
	4	400-600	23.0	Material granular denso	

Aunque no es uno de los objetivos del presente estudio, se debe mencionar lo observado en relación a la estacionariedad del periodo predominante obtenido del espectro H/V. Como se observa en los Mapas A-10 y el Mapa A-12, el ensayo de Microtremores M-08 y el Arreglo A-01 están muy cercanos (25 m de separación), sin embargo, este último ensayo fue realizado al año siguiente de ejecutado el ensayo M-08. A pesar de esta condición, las formas espectrales H/V obtenidas muestran que el valor del periodo predominante se conserva, Figura N°60.

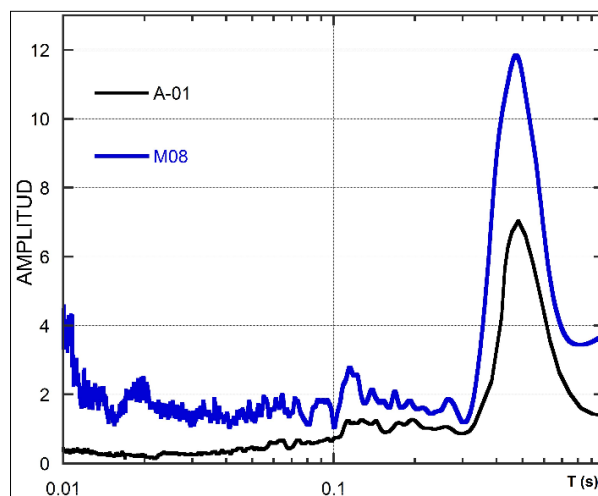


Figura N°60. Comparación de espectros H/V (M-08 y A-01)

6.2.4 Determinación de las velocidades de ondas compresionales (V_p)

Las velocidades de las ondas compresionales de los 25 primeros metros del suelo, han sido obtenidas mediante la ejecución e interpretación de 14 Ensayos de Refracción Sísmica. La ubicación de los Ensayos de Refracción Sísmica ejecutados y recopilados se presentan en el Mapa A-12.

Los Ensayos de Refracción Sísmica se realizaron en el mismo lugar (misma línea) en donde se realizaron los ensayos MASW. La razón de esto fue el poder relacionar las velocidades de ondas P y S, y así, poder lograr un mejor procesamiento e interpretación de los resultados.

El equipo utilizado fue el mismo que el usado en los ensayos MASW, la única variación fue el incremento de la frecuencia natural de los sensores (a 28 Hz), esto debido a que, a diferencia de las ondas superficiales, en refracciones y reflexiones se requiere captar ondas con un ancho de banda global más alto.

La configuración física y la ejecución del Ensayo de Refracción Sísmica también es similar al Ensayo MASW, es decir, se colocan sensores equidistantes sobre una línea y se registran las ondas generadas por una fuente impulsiva. En el presente estudio, la distancia de separación entre sensores fue 2.0 o 3.0 m (dependiendo del espacio disponible) y la fuente impulsiva se ubicó al centro y a 1.0 m de ambos extremos de la línea.

Los registros de las ondas captada por los sensores muestran que, en todos los ensayos ejecutados, la llegada de las ondas P se pueden determinar con claridad. Esto permite una fácil construcción de las dromocrónicas y da cierto nivel de confiabilidad a los perfiles de velocidades de ondas P obtenidos (Figura N°61).

El perfil de velocidades de ondas P obtenido mediante el Ensayo de Refracción Sísmica, es un perfil bidimensional, la ventaja de este tipo de perfil es que se puede apreciar directamente la variación aproximada de las interfases de los tipos de suelos en toda la extensión de la línea.

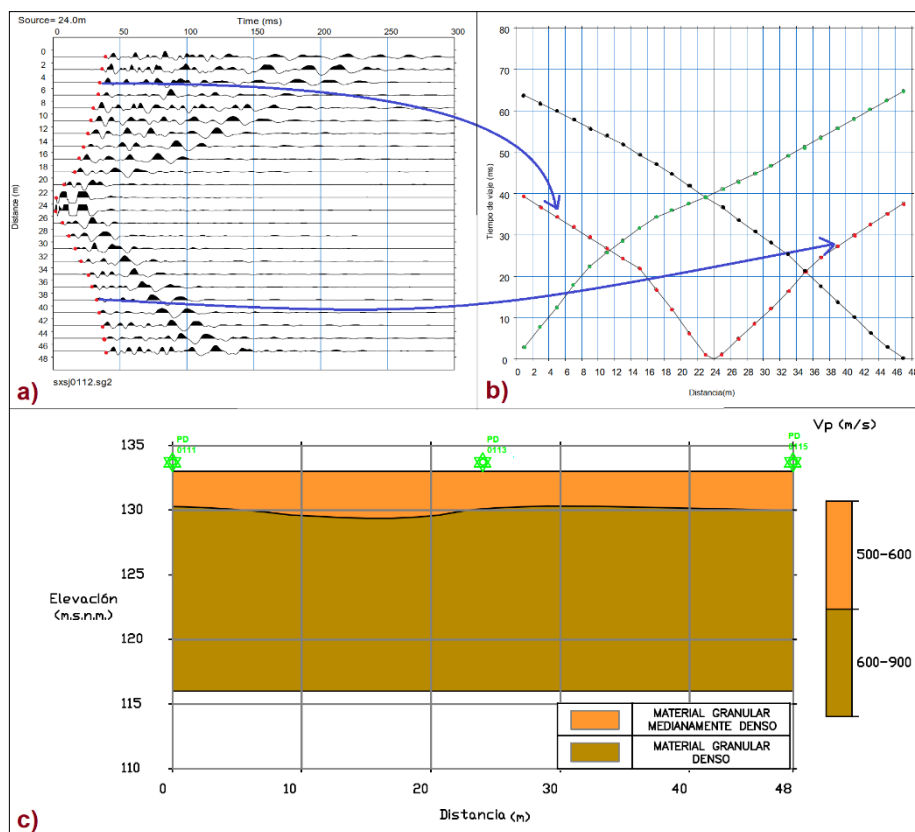


Figura N°61. Proceso para la obtención del perfil bidimensional de ondas P. Fuente: CISMID 2015.

Los registros de las ondas captadas por los sensores en cada Ensayo de Refracción Sísmica ejecutado, sus respectivas dromocrónicas y los perfiles de velocidades obtenidos, se encuentran en el Anexo A-12. Mientras que los perfiles de velocidades de los Ensayos de Refracción Sísmica recopilados se muestran en el Anexo A-13.

A manera de resumen se presenta la Tabla N° 17, la cual muestra la clasificación del suelo basado en la velocidad de ondas compresionales (tomando como referencia el centro de la línea). Se puede apreciar que, en general, la clasificación propuesta es concordante con la clasificación realizada en función a las velocidades de ondas de corte. Es decir, exceptuando el perfil LS0-9, existe una capa superficial de un material granular medianamente denso, cuyo espesor máximo es de 6.5 m, subyaciendo a este material, se encuentra un depósito de material granular denso cuyo espesor es mayor que los 25.0 m. Solo en el caso del perfil LS-03 este material granular denso, el cual alcanza una profundidad de 15.0 m, descansa sobre roca fracturada.

Tabla N°17. Perfiles de velocidad de ondas compresionales

Línea	Long. de Línea (m)	Estrato Sísmico	V _P (m/s)	Profundidad (m)	Descripción
LS-01	48	1	500-600	0.0-3.0	Material granular medianamente denso
		2	600-900	3.0-17.0	Material granular denso
LS-02	48	1	100-600	0.0-4.5	Material granular medianamente denso
		2	600-700	4.5-17.0	Material granular denso
LS-03	72	1	400-700	0.0-3.0	Material granular medianamente denso
		2	700-1800	3.0-15.0	Material granular denso
		3	> 1800	15.0-25.0	Roca fracturada
LS-04	72	1	400-700	0.0-5.0	Material granular medianamente denso
		2	> 700	5.0-25.0	Material granular denso
LS-05	72	1	300-700	0.0-4.5	Material granular medianamente denso
		2	700-1100	4.5-25.0	Material granular denso
LS-06	48	1	300-600	0.0-4.5	Material granular medianamente denso
		2	600-800	4.5-18.0	Material granular denso
LS-07	72	1	400-700	0.0-6.5	Material granular medianamente denso
		2	700-900	6.5-25.0	Material granular denso
LS-08	72	1	400-600	0.0-5.0	Material granular medianamente denso
		2	600-800	5.0-25.0	Material granular denso
LS-09	72	1	500-900	0.0-25.0	Material de relleno
LS-10	48	1	400-600	0.0-5.0	Material granular medianamente denso
		2	600-900	5.0-17.0	Material granular denso
LS-11	48	1	400-600	0.0-6.5	Material granular medianamente denso
		2	600-1000	6.5-17.0	Material granular denso
LS-12	72	1	300-700	0.0-5.0	Material granular medianamente denso
		2	700-800	5.0-25.0	Material granular denso
LS-13	48	1	300-700	0.0-6.0	Material granular medianamente denso
		2	700-800	6.0-18.0	Material granular denso
LS-14	48	1	300-700	0.0-3.5	Material granular medianamente denso
		2	700-900	3.5-18.0	Material granular denso

Fuente: CISMID 2015.

Capítulo VII: Evaluación del peligro sísmico

Luego de conocer las características mecánicas y dinámicas de un determinado lugar, es importante cuantificar la demanda sísmica esperada. Esta demanda debe expresarse en términos cuantitativos que puedan ser relacionados con las fuerzas inducidas en una estructura. Así, dentro del estado de la práctica actual, es común representar la demanda mediante los denominados espectros de peligro uniforme, los cuales suelen estar expresados en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento.

En el presente estudio, se ha realizado un análisis de peligro sísmico probabilístico con la finalidad de generar el espectro de peligro uniforme representativo del área de estudio. A continuación, se mencionan brevemente algunas consideraciones a tener en cuenta en este tipo de análisis, así como la aplicación realizada en este estudio.

7.1 Peligro sísmico probabilístico

El peligro sísmico probabilístico mide que tan frecuentemente se presentan en un sitio valores de intensidad sísmica (aceleración, velocidad, desplazamiento, etc.) iguales o mayores que uno dado.

Existen diversas metodologías para desarrollar un análisis de peligro sísmico probabilístico (PSHA, por sus siglas en inglés), la propuesta por Cornell (1968) ha sido usada en el presente estudio, Figura N°62. Para hacer uso de esta metodología se necesita: disponer de un catálogo sísmico, definir las fuentes sismogénicas, asignar a cada fuente una curva de recurrencia y una (o varias) leyes de atenuación y, finalmente, considerar que la ocurrencia de los sismos en el tiempo sigue un modelo de distribución de probabilidades de Poisson.

Las curvas de peligro sísmico, que son uno de los resultados de un análisis del peligro sísmico probabilístico, muestran en la abscisa el valor de intensidad sísmica a evaluar y en la ordenada la frecuencia anual de excedencia. Estas curvas son de mucha utilidad, debido a que a partir de ellas se pueden generar los mapas de aceleraciones del suelo y los espectros de peligro uniforme.

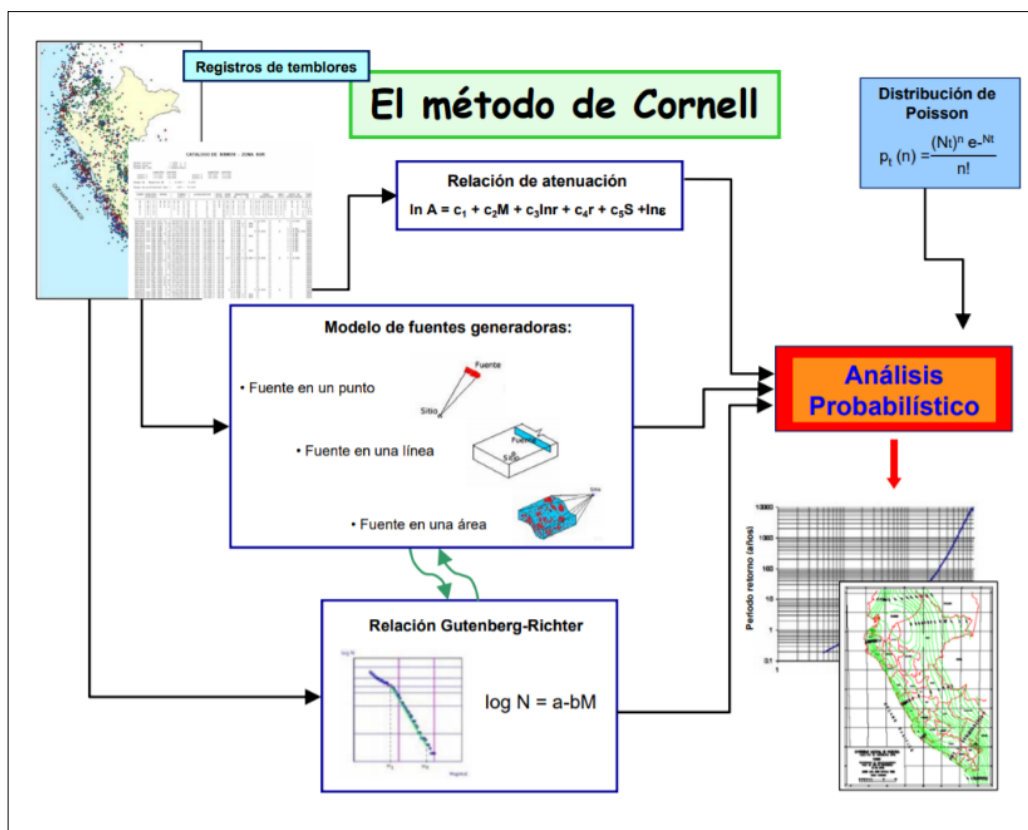


Figura N°62. Esquema del método de Cornell (1968). Fuente Alva y Escalaya (2005).

7.1.1 Catálogo sísmico

El catálogo sísmico es la base de datos de los sismos que han ocurrido en una determinada región. Este catálogo contiene información relevante que nos permiten conocer datos como: la localización, la fecha, la hora y el tamaño de los eventos sísmicos ocurridos.

En un estudio de peligro sísmico probabilístico el catálogo sísmico constituye una pieza fundamental, debido a que sirve como insumo para definir la geometría y las propiedades tectónicas de las fuentes, así como para calibrar las curvas de recurrencia y generar las leyes de atenuación.

La información sísmica de una determinada región se encuentra disponible en fuentes de información locales, regionales o internacionales; esto hace que exista una variabilidad considerable en los datos sísmicos. En ese sentido, la información a ser incluida en un catálogo sísmico debe ser previamente chequeada, verificada y procesada. El tratamiento que se le da a los datos sísmicos son los siguientes:

- *Homogenización de Magnitudes:* Las magnitudes reportadas pueden encontrarse expresadas bajo diferentes denominaciones como, por ejemplo, la magnitud local (ML) o magnitud de ondas superficiales (Ms). Cuando esto ocurra se debe homogenizar todas estas magnitudes y expresarlas bajo una sola denominación. Se acostumbra usar la magnitud de momento (Mw).
- *Unificación de huso horario:* La hora a la cual se reportó la ocurrencia de los eventos sísmicos, puede presentarse también bajo diferentes denominaciones, por lo tanto, se debe unificar esta información y expresarlas preferentemente bajo el Tiempo Coordinado Universal (UTC).
- *Remoción de réplicas y premonitorios:* Se debe identificar e incluir en el catálogo solo el evento principal, esto garantiza la independencia de los registros y es importante realizarlo sobre todo cuando se usa un modelo poissoniano de ocurrencia de sismos.
- *Chequeos de completitud:* Es importante identificar el intervalo de tiempo en el que, para una determinada magnitud, se puede considerar que un catálogo sísmico tiene una cantidad suficiente de información (completo). El problema generalmente consiste en identificar el año de inicio de la completitud, para esto existen diversas metodologías, la desarrollada por Tinti y Mulargia en 1985 es una de las más usadas.
- *Verificación de localización y profundidades:* Se debe verificar la localización espacial de los sismos. Para esto se hace uso de los registros acelerográficos, debido a que por medio de la diferencia del tiempo de llegada de las ondas P y S, se puede estimar la distancia a la cual ocurrió el sismo. Se necesitan por lo menos 3 registros para poder realizar la triangulación y estimar el epicentro. La profundidad del sismo se puede estimar por medio de la solución de los momentos tensores.

En el presente estudio se ha tomado como referencia el catálogo sísmico desarrollado por el CISMID en el año 2015 (se incluyen los datos del sismo de Pisco 2007). Este catálogo es una actualización del catálogo sísmico desarrollado por el Instituto Geofísico del Perú en el año 2001.

7.1.2 Fuentes sismogénicas

Las fuentes sismogénicas son zonas que tienen similitudes geológicas, geofísicas y sísmicas, de tal forma que se puede considerar que poseen un potencial sísmico homogéneo, es decir, que la generación y recurrencia de sismos depende de los mismos factores (Alva y Escalaya, 2005).

Las fuentes sismogénicas pueden adoptar formas geométricas puntuales, lineales, de superficies o de volumen. La configuración de las fuentes va a depender, entre otras cosas, del análisis de la distribución espacial de los sismos y del conocimiento neotectónico de la zona de estudio, Figura N°63.

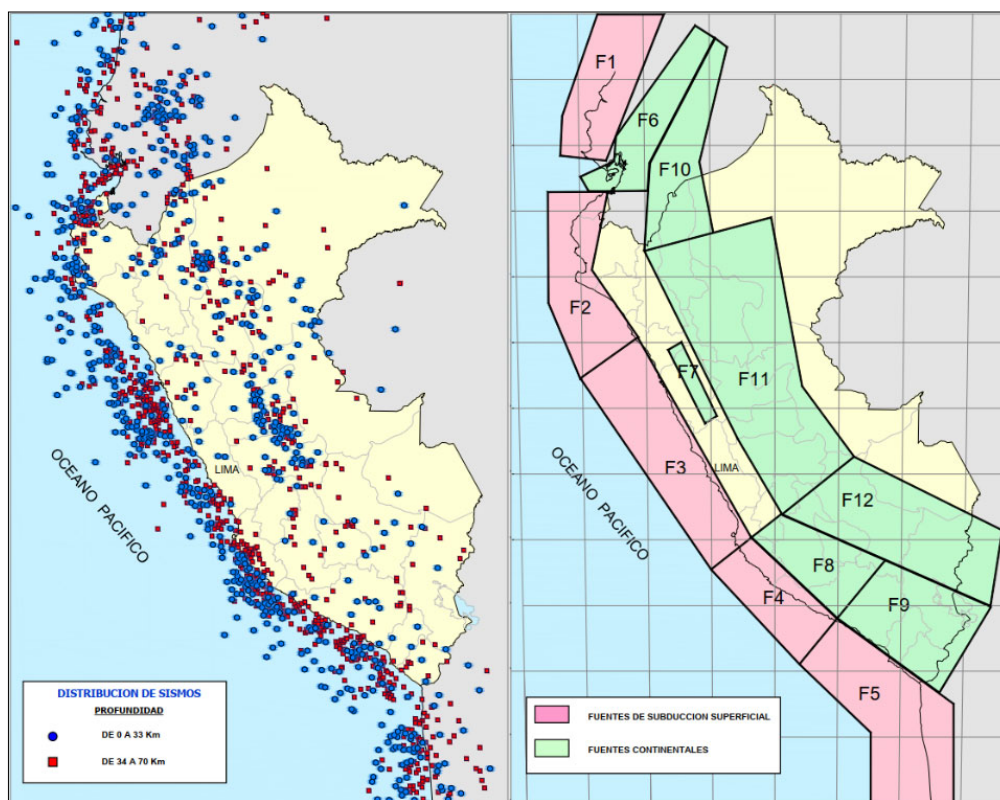


Figura N°63. Proyección de las fuentes de interfase y continentales asignadas al Perú

Fuente: Alva y Escalaya (2005)

Junto con la elaboración del catálogo sísmico, la delimitación del contorno de cada fuente, así como, la asignación de una determinada geometría, es un aspecto clave en el futuro análisis del peligro sísmico, por lo tanto, se requiere de una amplia experiencia y sólidos conocimientos de la sismicidad de la zona de estudio.

Es importante comprender el concepto de que cada punto dentro de una determinada fuente, va a tener la misma probabilidad de ser hipocentro, es decir, es igualmente probable que un terremoto de igual magnitud ocurra.

Las fuentes sismogénicas usada en el presente estudio han sido tomadas del trabajo de Gamarra (2009). En aquel estudio se identificaron 20 fuentes sismogénicas, 14 de ellas representan las zonas en donde ocurren sismos de subducción (5 interfase y 9 de intraplaca) y 6 las zonas de ocurrencia de sismos continentales, Figuras N°64 y N°65 respectivamente.

Las fuentes de interfase, como es de esperarse, se orientan paralelas a la costa y representan las zonas en donde se generan los sismos producto del contacto entre la Placa de Nazca y Sudamericana, mientras que las fuentes de intraplaca, se encuentran desplazadas a la derecha y representan las zonas en donde se generan los sismos producto de las fallas de la propia Placa de Nazca.

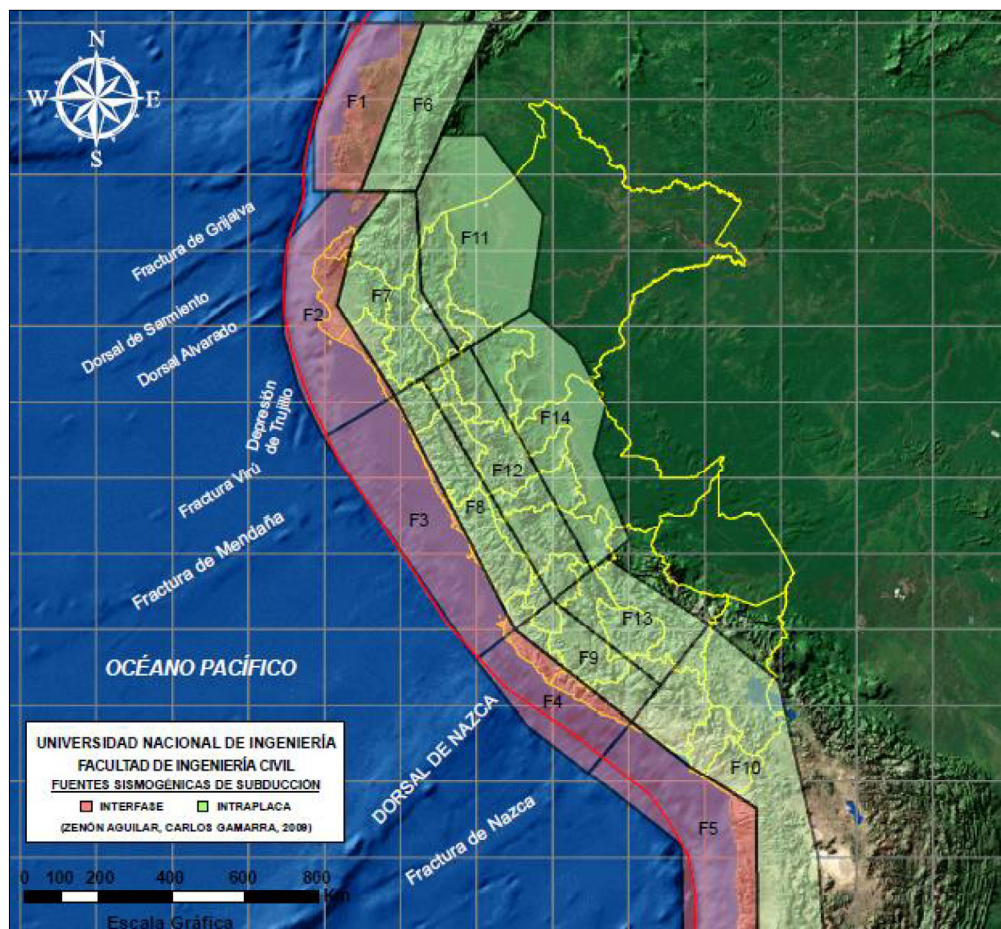


Figura N°64. Proyección de las fuentes de subducción asignadas al Perú. Fuente: Gamarra (2009)

Las fuentes de continentales se orientan a lo largo de la cordillera andina, y representan las zonas en donde se producen sismos producto de las deformaciones corticales (fallas, fracturas etc.).



Figura N°65. Proyección de las fuentes continentales asignadas al Perú. Fuente: Gamarra (2009)

7.1.3 Ley de recurrencia

Luego de la asignación de las fuentes sismogénicas se debe estimar, para cada una de ellas, que tan frecuentemente (recurrente) se producen sismos de una magnitud mayor o igual que una dada.

Para lograr esto, se identifican los sismos que pertenecen a la fuente de estudio, luego, se grafica (escala semilogarítmica) la cantidad de sismos por unidad de tiempo (λ) mayores o iguales a una magnitud dada versus esa magnitud (M),

finalmente, se ajusta esa gráfica a una curva basada en la Ley de Recurrencia de Gutenberg y Richter Modificada (Cornell and Vanmarke, 1969), Figura N°66.

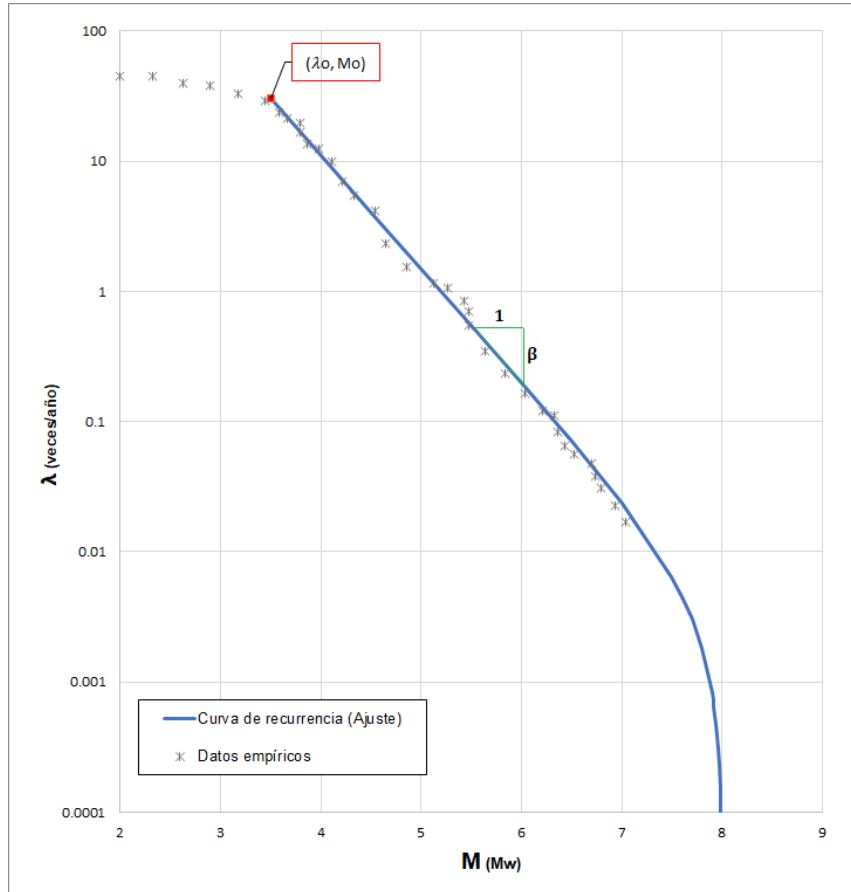


Figura N°66. Representación de la obtención de una curva de recurrencia

La formulación que define la curva a ser ajustada, es la siguiente:

$$\lambda = \lambda_0 \frac{\exp(-\beta M) - \exp(-\beta M_u)}{\exp(-\beta M_0) - \exp(-\beta M_u)} \quad (7.1)$$

- M_u : Magnitud máxima que se estima que puede generar la fuente.
 M_0 : Magnitud mínima de interés estimada para la fuente.
 λ_0 : Cantidad de sismos por año que son mayores o iguales a M_0 .
 β : Relación entre los sismos pequeños y grandes (pendiente).

La magnitud mínima (M_0) se puede obtener mediante la observación de la gráfica de recurrencia empírica, esta magnitud se define como aquel valor para el cual los datos caen linealmente por debajo de ésta (Gamarra, 2009).

Por su parte, la magnitud máxima (M_u) se puede establecer considerando la información histórica de la fuente, es decir, si un sismo muy grande ha ocurrido, es muy probable que vuelva a ocurrir.

Como se puede observar, una vez definida la magnitud máxima y la magnitud mínima, el ajuste de la curva depende solo de los parámetros λ_0 y β . Para calcular estos valores, el método de máxima verosimilitud y el método de mínimos cuadrados son comúnmente usados. El método de máxima verosimilitud está basado en principios estadísticos, lo que lo convierte en una herramienta más poderosa para ser asociada al proceso de ocurrencia de sismos.

Bajo el método de máxima verosimilitud, los parámetros quedan definidos de la siguiente manera:

$$\lambda_0 = \frac{N}{T'} \quad , \quad \beta = \frac{1}{M' - M_0} \quad (7.2)$$

N : Número total de sismos.
 T' : Tiempo de total de observación.
 M' : Promedio de las magnitudes.

El método de mínimos cuadrados es ampliamente conocido, por lo que no se detalla en el presente estudio.

Resulta evidente que, si se tuviera una suficiente cantidad de datos empíricos (basados en un tiempo de observación muy grande), no se requeriría el uso de una curva que trate de representar la recurrencia de los sismos dentro de una fuente. El hecho del usar una curva de ajuste, se fundamenta en que esto nos permite extrapolar valores para los cuales no se cuenta con suficientes datos.

CISMID (2015) calcula los parámetros sísmicos de cada una de sus fuentes, haciendo uso de la Ley de Recurrencia de Gutenberg y Richter Modificada y utilizando un ajuste por el método de máxima verosimilitud. Los datos mostrados en la Tabla N°18, resumen los parámetros encontrados por dicha institución, siendo éstos los que han sido empleados en la presente tesis.

Tabla N°18. Parámetros sísmicos de las fuentes

FUENTE	M_o	M_u	β	λ_o
F2	4.4	8.6	1.2471	5.8562
F3	4.3	8.6	1.5957	14.0302
F4	4.3	8.5	1.544	9.7881
F5	4.2	8.8	1.3305	9.5505
F7	4.2	6.6	1.3407	3.1114
F8	4.2	7.7	1.4477	3.7718
F9	4.4	7.5	1.575	4.5766
F10	5.0	8.0	2.3454	13.0837
F11	4.3	7.5	1.6183	9.0854
F12	4.2	8.5	1.6555	3.2898
F13	4.3	7.0	1.3216	3.4012
F14	4.7	7.8	2.0615	5.4152
F 15	4.0	7.3	0.6913	0.8147
F 16	4.2	7.6	1.2578	2.3338
F 17	4.2	7.0	1.0968	2.2363
F 18	4.7	7.2	1.5437	1.6851
F 19	4.2	7.1	1.2353	2.5516
F 20	4.4	6.9	0.5029	0.5084

Fuente: CISMID (2015).

7.1.4 Ecuaciones de predicción del movimiento de suelo

Las ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPE, por sus siglas en inglés), también conocidas como leyes de atenuación, nos permiten predecir el valor de intensidad sísmica (aceleración del suelo, aceleración espectral, etc.) que generará un sismo de una determinada magnitud ubicado a una determinada distancia. En otras palabras, estas ecuaciones relacionan la fuente con el sitio de interés.

Las diversas ecuaciones de predicción de movimiento que pueden encontrarse en la literatura, contemplan una gran cantidad de variables, siendo las principales: la magnitud, la distancia a la zona de ruptura, la profundidad, el área de ruptura, los efectos de la fuente, trayectoria y sitio.

El efecto de sitio juega un papel importante en el desarrollo de las GMPE, debido a que el nivel de intensidad sísmica es influenciado notablemente por las

características dinámicas de los suelos. En ese sentido, generar una ley de atenuación capaz de predecir correctamente un nivel de intensidad sísmica para un tipo de suelo en particular, requiere de una gran cantidad de registros acelerográficos en suelos con características dinámicas similares al estudiado.

En la actualidad, como es el caso del Perú, todavía existen muchas regiones en las que no se dispone de una cantidad suficiente de datos para generar las GMPE con un nivel de predicción aceptable. Algunos esfuerzos por generar las GMPE acorde con la sismicidad nacional, han sido desarrollados por Casaverde y Vargas (1980), Ruiz (1999) y Chávez (2006), sin embargo, son para un tipo de suelo en particular y la data usada en el cómputo de esas ecuaciones es escasa.

A raíz de esta problemática se acostumbra usar las GMPE generadas con datos de otras partes del mundo. Arango et al (2012) estudiaron la aplicabilidad de las GMPE de sismos de subducción en Chile, Perú y América Central. Ellos sugieren que las ecuaciones propuestas por Youngs et al (1997), Atkinson y Boore (2003), Zhao et al (2006) y BC Hydro (2010) pueden ser usadas para estimar los niveles de movimiento del suelo debido a sismos de subducción.

En el presente estudio se han usado las GMPE propuestas por Youngs et al (1997) y Zhao et al (2006) para las fuentes sismogénicas de sismos subducción y la de Sadigh et al (1997) para las fuentes continentales.

7.1.4.1 Ley de atenuación de Youngs et al (1997)

Youngs et al (1997) fueron los primeros en proponer las GMPE para sismos de subducción, diferenciándolos entre sismos intraplaca e interfase. La base de datos usada por los autores, fueron registros de sismos ocurridos en: Alaska, Chile, Cascadia, Japón, México, Perú e Islas Solomon, para distancias entre los 10 a 500 km, y magnitudes de momento mayores o iguales a 5 (Mw).

De acuerdo a esta ley, los movimientos máximos se incrementan con la profundidad y los sismos de intraplaca producen movimientos picos que son alrededor de 50% más grandes que los sismos de interfase para la misma magnitud y distancia (Gamarra 2009).

Youngs et al. (1997) consideran tres formas de clasificar el sitio de interés: roca, suelo duro poco profundo y suelo profundo. Fueron considerados eventos en roca, aquellas estaciones cuya velocidad de ondas de corte fue mayor a los 750 m/s (aproximadamente Suelo Tipo B según el ASCE 7-16).

La ecuación propuesta por Youngs et al (1997) para predecir aceleraciones espectrales con un amortiguamiento del 5% en roca, ha sido desarrollada en base a modelos de regresión de efectos aleatorios y es la siguiente:

$$\ln(Sa) = 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup} + 1.7818e^{0.554M}) + 0.00607H + Z_T \quad (7.3)$$

Desviación estándar: $\ln(Sa) = C_4 + C_5M$

Sa : Aceleración espectral (g).

M : Magnitud de momento (Mw).

r_{rup} : Distancia más cercana al área de ruptura (Km).

H : Profundidad focal (Km).

Z_T : Tipo de fuente (0 para interfase y 1 para intraplaca).

Los coeficientes de la ecuación descrita en función de cada periodo estructural, se muestran en la Tabla N°19.

Tabla N°19. Coeficientes de atenuación de Youngs et al (1997) para roca

Periodo	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
0	0.0000	0.0000	-2.552	1.45	-0.1
0.075	1.275	0.0000	-2.707	1.45	-0.1
0.1	1.188	-0.0011	-2.655	1.45	-0.1
0.2	0.722	-0.0027	-2.528	1.45	-0.1
0.3	0.246	-0.0036	-2.454	1.45	-0.1
0.4	-0.115	-0.0043	-2.401	1.45	-0.1
0.5	-0.400	-0.0048	-2.36	1.45	-0.1
0.75	-1.149	-0.0057	-2.286	1.45	-0.1
1.0	-1.736	-0.0064	-2.234	1.45	-0.1
1.5	-2.634	-0.0073	-2.16	1.5	-0.1
2.0	-3.328	-0.008	-2.107	1.55	-0.1
3.0	-4.511	-0.0089	-2.033	1.65	-0.1

Fuente: Youngs et al (1997)

7.1.4.2 Ley de atenuación de Zhao et al (2006)

Zhao et al (2006) propusieron las GMPE para el escenario sísmico de Japón. Los datos utilizados para el desarrollo de estas ecuaciones son mayoritariamente provenientes de sismos japoneses (subducción y continentales), sin embargo, para completar información de sismos registrados cerca a la fuente (< 30km), se usaron datos sísmicos de Estados Unidos e Irán.

Para generar las GMPE, Zhao et al. (2006) se basaron en la clasificación del sitio propuestas por Molas y Yamazaki (1995), la cual establecía que el sitio se podía clasificar en: roca dura, roca, suelo duro, suelo medio y suelo suelto. Se consideraron eventos en roca a todos aquellos con velocidades de corte mayores a los 600 m/s (aproximadamente Suelo Tipo B-C según el ASCE 7-16).

La ecuación propuesta por Zhao et al. (2006) para poder predecir aceleraciones espectrales con un amortiguamiento del 5% en roca, ha sido desarrollada en base a modelos de regresión de efectos aleatorios y es la siguiente:

$$\ln(y) = aM_w + bx - \ln(r) + e(h - h_c)\delta_h + F_R + S_I + S_S + S_{SL}\ln(x) + C_1 + \sigma \quad (7.4)$$
$$r = x + c^{dM_w}$$

y : Aceleración espectral (cm/s²).

M_w : Magnitud de momento (Mw).

x : Distancia más cercana al área de ruptura (Km).

h : Profundidad focal (Km), como máximo 125 km.

h_c : Profundidad fijada del modelo $\approx$ 15 km.

δ_h : 0 si $h < h_c$, de lo contrario 1.

F_R : Factor para sismos continentales (falla inversa), de lo contrario 0.

S_I : Factor para sismos de interfase, de lo contrario 0.

S_S : Factor para sismos de intraplaca, de lo contrario 0.

S_{SL} : Factor que modifica los sismos de intraplaca.

C_1 : Factor de sitio (roca).

Los coeficientes de la ecuación descrita en función de cada periodo estructural, se muestran en la Tabla N°20.

Tabla N°20. Coeficientes de atenuación de Zhao et al (2006) para roca

T	a	b	c	d	e	F_R	S_I	S_S	S_{SL}	C_1
0	1.101	-0.00564	0.0055	1.080	0.01412	0.251	0.000	2.607	-0.528	1.111
0.05	1.076	-0.00671	0.0075	1.060	0.01463	0.251	0.000	2.764	-0.551	1.684
0.10	1.118	-0.00787	0.0090	1.083	0.01423	0.240	0.000	2.156	-0.420	2.061
0.15	1.134	-0.00722	0.0100	1.053	0.01509	0.251	0.000	2.161	-0.431	1.916
0.20	1.147	-0.00659	0.0120	1.014	0.01462	0.260	0.000	1.901	-0.372	1.669
0.25	1.149	-0.00564	0.0140	0.966	0.01459	0.269	0.000	1.814	-0.360	1.468
0.30	1.163	-0.00590	0.0150	0.934	0.01458	0.259	0.000	2.181	-0.450	1.172
0.40	1.200	-0.00422	0.0100	0.959	0.01257	0.248	-0.041	2.432	-0.506	0.655
0.50	1.250	-0.00338	0.0060	1.008	0.01114	0.247	-0.053	2.629	-0.554	0.071
0.60	1.293	-0.00282	0.0030	1.088	0.01019	0.233	-0.103	2.702	-0.575	-0.429
0.70	1.336	-0.00258	0.0025	1.084	0.00979	0.220	-0.146	2.654	-0.572	-0.866
0.80	1.386	-0.00242	0.0022	1.088	0.00944	0.232	-0.164	2.480	-0.540	-1.325
0.90	1.433	-0.00232	0.0020	1.109	0.00972	0.220	-0.206	2.332	-0.522	-1.732
1.00	1.479	-0.00220	0.0020	1.115	0.01005	0.211	-0.239	2.233	-0.509	-2.152
1.25	1.551	-0.00207	0.0020	1.083	0.01003	0.251	-0.256	2.029	-0.469	-2.923
1.50	1.621	-0.00224	0.0020	1.091	0.00928	0.248	-0.306	1.589	-0.379	-3.548
2.00	1.694	-0.00201	0.0025	1.055	0.00833	0.263	-0.321	0.966	-0.248	-4.410
2.50	1.748	-0.00187	0.0028	1.052	0.00776	0.262	-0.337	0.789	-0.221	-5.049
3.00	1.759	-0.00147	0.0032	1.025	0.00644	0.307	-0.331	1.037	-0.263	-5.431
4.00	1.826	-0.00195	0.0040	1.044	0.00590	0.353	-0.390	0.561	-0.169	-6.181
5.00	1.825	-0.00237	0.0050	1.065	0.00510	0.248	-0.498	0.225	-0.120	-6.347

Fuente: Zhao et al (2006)

7.1.4.3 Ley de atenuación de Sadigh et al (1997)

Sadigh et al (1997) desarrollaron las GMPE para sismos continentales. La base de datos usada por los autores fueron grabaciones de sismos ocurridos principalmente en California, aunque también se incluyeron algunos datos de sismos ocurridos en la URRS e Irán. La distancia de aplicabilidad de las ecuaciones es de hasta los 100 km y las magnitudes a ser evaluadas deben ser mayores a 4 (Mw).

Sadigh et al (1997) generaron sus ecuaciones de predicción para dos tipos de sitios: roca y suelo profundo. Los eventos en roca son considerados aquellos cuya velocidad de ondas de corte es mayor a los 750 m/s (aproximadamente Suelo Tipo B según el ASCE 7-16).

La ecuación propuesta por Sadigh et al (1997) para predecir aceleraciones espectrales con un amortiguamiento del 5% en roca, es la siguiente:

$$\ln(y) = C_1 + C_2M + C_3(8.5M)^{2.5} + C_4\ln(r_{rup} + e^{(C_5+C_6M)}) + C_7\ln(r_{rup} + 2) \quad (7.5)$$

y : Aceleración espectral (g).

M : Magnitud de momento (Mw).

r_{rup} : Distancia más cercana al área de ruptura (Km).

Los coeficientes de la ecuación descrita en función a cada periodo estructural, se muestran en la Tabla N°21. Se observa que, dependiendo de la magnitud, estos coeficientes pueden tomar dos valores distintos para un mismo periodo. La razón de Sadigh et al (1997) de tomar en consideración los eventos mayores o menores de 6.5 Mw, fue el de tener en cuenta los efectos del campo cercano.

Tabla N°21. Coeficientes de atenuación de Sadigh et al (1997) para roca

T	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7
Mw ≤ 6.5							
0	-0.624	1.0	0.000	-2.100	1.29649	0.25	0.000
0.03	-0.624	1.0	0.000	-2.100	1.29649	0.25	0.000
0.07	0.11	1.0	0.006	-2.128	1.29649	0.25	-0.082
0.10	0.275	1.0	0.006	-2.148	1.29649	0.25	-0.041
0.20	0.153	1.0	-0.004	-2.080	1.29649	0.25	0.000
0.30	-0.057	1.0	-0.017	-2.028	1.29649	0.25	0.000
0.40	-0.298	1.0	-0.028	-1.990	1.29649	0.25	0.000
0.50	-0.588	1.0	-0.040	-1.945	1.29649	0.25	0.000
0.75	-1.208	1.0	-0.05	-1.865	1.29649	0.25	0.000
1.0	-1.705	1.0	-0.055	-1.800	1.29649	0.25	0.000
1.5	-2.407	1.0	-0.065	-1.725	1.29649	0.25	0.000
2.0	-2.945	1.0	-0.070	-1.670	1.29649	0.25	0.000
3.0	-3.700	1.0	-0.080	-1.610	1.29649	0.25	0.000
4.0	-4.23	1.0	-0.100	-1.570	1.29649	0.25	0.000
Mw > 6.5							
0	-1.237	1.1	0.000	-2.100	-0.48451	0.524	0.000
0.03	-1.237	1.1	0.000	-2.100	-0.48451	0.524	0.000
0.07	-0.54	1.1	0.006	-2.128	-0.48451	0.524	-0.082
0.1	-0.375	1.1	0.006	-2.148	-0.48451	0.524	-0.041
0.2	-0.497	1.1	-0.004	-2.08	-0.48451	0.524	0.000

T	C ₁	C ₂	C ₃	C ₄	C ₅	C ₆	C ₇
0.3	-0.707	1.1	-0.017	-2.028	-0.48451	0.524	0.000
0.4	-0.948	1.1	-0.028	-1.990	-0.48451	0.524	0.000
0.5	-1.238	1.1	-0.040	-1.945	-0.48451	0.524	0.000
0.75	-1.858	1.1	-0.050	-1.865	-0.48451	0.524	0.000
1	-2.355	1.1	-0.055	-1.800	-0.48451	0.524	0.000
1.5	-3.057	1.1	-0.065	-1.725	-0.48451	0.524	0.000
2	-3.595	1.1	-0.070	-1.670	-0.48451	0.524	0.000
3	-4.35	1.1	-0.080	-1.610	-0.48451	0.524	0.000
4	-4.88	1.1	-0.100	-1.570	-0.48451	0.524	0.000

Fuente: Sadigh et al (1997)

En el presente estudio se han usado las leyes de atenuación para generar movimientos en roca (suelo Tipo B) con un amortiguamiento del 5%, en ese sentido, las leyes de atenuación de Youngs et al (1997) y Zhao et al (2006), con un factor de ponderación de 0.4 y 0.6 respectivamente, fueron asignadas a las fuentes sismogénicas de subducción.

Por otra parte, la única ley de atenuación asignada a las fuentes de sismos continentales fue la propuesta Sadigh et al (1997).

7.1.5 Cálculo del peligro sísmico probabilístico

Las curvas de peligro sísmico son las formas más usadas de representar los resultados de un análisis de peligro sísmico probabilístico, estas curvas relacionan la frecuencia anual de excedencia con una determinada intensidad sísmica.

Aunque los cálculos internos involucrado en el desarrollo de estas curvas son un tanto complejos, la formula general se puede deducir desde los conceptos básicos del peligro sísmico. Si consideramos la existencia de una fuente puntual, la probabilidad de que una magnitud “ M_i ” logre generar una aceleración espectral mayor o igual a “ a ” en un determinado lugar, queda definido por:

$$P(Sa > a | M_i) = \frac{v(a)}{v(total)} \quad (7.6)$$

Donde $v(a)$ representa el número de eventos favorables, es decir, el número de eventos de magnitud M_i que generan una aceleración espectral mayor o igual que a , y $v(total)$ es el número de eventos totales de magnitud M_i que se pueden producir en la fuente. Ordenando convenientemente la expresión anterior, la tasa de excedencia queda definida de la siguiente manera:

$$v(a) = v(total).P(Sa > a|M_i) \quad (7.7)$$

Con la misma idea, el número de eventos totales de magnitud M_i que pueden producirse en una fuente sería el número total de eventos (que está representado por el parámetro λ de la ley de recurrencia) multiplicado por la probabilidad de que pueda producirse un evento de magnitud M_i , es decir:

$$v(total) = \lambda.P(M_i) \quad (7.8)$$

La probabilidad que pueda producirse un evento de magnitud M_i en una fuente, puede ser estimada mediante el área bajo la curva de la función de densidad de probabilidades de las magnitudes $p(M)$, entonces el $v(total)$ se reescribe como:

$$v(total) = \lambda.p(M).\Delta M \quad (7.9)$$

En donde ΔM es un pequeño diferencial en las inmediaciones de M_i . Ahora, reemplazando esta última expresión en la mostrada para la tasa de excedencia:

$$v(a) = \lambda.p(M).P(Sa > a|M_i).\Delta M \quad (7.10)$$

Debido a que en el análisis de peligro sísmico se debe considerar la influencia de todas las magnitudes que se encuentren en el rango entre la magnitud mínima M_o y máxima M_u , la expresión anterior puede ser escrita así:

$$v(a) = \lambda.\int_{M_o}^{M_u} p(M).P(Sa > a|M).dM \quad (7.11)$$

Se cree conveniente mencionar que el término $P(Sa > a|M)$, se calcula en base a ley de atenuación asignada a la fuente, considerando su respectiva incertidumbre.

Finalmente, si se considerara el efecto de N fuentes sismogénicas y que estas adoptan una geometría diferente de la puntual, la ecuación de la tasa de excedencia puede ser generalizada y expresada de la siguiente manera:

$$v(a) = \sum_{i=1}^N \lambda_i \cdot \int_{M_0}^M \int_{r=0}^{r=\infty} p_i(M) \cdot p_i(r) \cdot P(Sa > a | M, r) \cdot dr \cdot dM \quad (7.12)$$

Donde $p_i(r)$ representa la función densidad de probabilidad de las distancias, desde el sitio de interés hasta todas las posibles localizaciones del evento de magnitud M , dentro de la fuente i .

El periodo de retorno T_r se define como el tiempo medio de ocurrencia entre eventos de ciertas características y se calcula como la inversa de la tasa de excedencia, en el caso de las aceleraciones espectrales sería:

$$T_r = \frac{1}{v(a)} \quad (7.13)$$

Por otra parte, el proceso de ocurrencia temporal de los sismos puede ser estimada a partir de la distribución de probabilidades de Poisson, la cual, en su expresión más general se define como:

$$P(n)_t = \frac{(kt)^n \cdot e^{-kt}}{n!} \quad (7.14)$$

$P(n)_t$: Probabilidad de que ocurra n eventos en un tiempo t .

k : Número medio de eventos que ocurren en un tiempo t .

La probabilidad de que ocurra por lo menos un evento se puede calcular mediante:

$$P(n \geq 1)_t = 1 - P(n = 0)_t = 1 - e^{-kt} \quad (7.15)$$

Ahora, para conocer la probabilidad de que ocurran eventos con una aceleración mayor o igual a " a " en un tiempo t , puede hacerse uso de expresión anterior, la cual puede reescribirse como:

$$P([n = Sa > a] \geq 1)_t = 1 - e^{-v(a)t} = 1 - e^{-\frac{t}{T_r}} \quad (7.16)$$

En base a esta última ecuación, se ha generado la Tabla N°22, la cual ayuda a comprender claramente que el periodo de retorno es el tiempo medio de ocurrencia entre eventos, debido a que para un $T_r = t$ la probabilidad de ocurrencia no es del 100%.

Tabla N°22. Probabilidad de ocurrencia de eventos

		Periodo de retorno del evento (Tr)				
		10	225	475	975	2475
Tiempo de exposición (t)	1	9.5%	0.4%	0.2%	0.1%	0.0%
	10	63.2%	4.3%	2.1%	1.0%	0.4%
	50	99.3%	19.9%	10.0%	5.0%	2.0%
	225	100.0%	63.2%	37.7%	20.6%	8.6%
	475	100.0%	87.9%	63.2%	38.6%	17.5%
	975	100.0%	98.7%	87.2%	63.2%	32.6%
	2475	100.0%	100.0%	99.5%	92.1%	63.2%

Para generar las curvas de peligro sísmico de aceleración espectral, los datos de las fuentes sismogénicas, las leyes de recurrencia y las leyes de atenuación, descritos en el presente capítulo, han sido cargados en el programa CRISIS 2015 (Ordaz et al 2015). El punto representativo evaluado dentro del área de estudio se encuentra representado por las coordenadas 286114.00 E y 8653084.00 S. La Figura N° 67, muestra algunas de las curvas de peligro sísmico obtenidas para ciertos periodos estructurales, considerando un amortiguamiento del 5% y evaluadas para un suelo Tipo B ($V_s > 760$ m/s).

El espectro de peligro uniforme (EPU), como su nombre lo indica, es aquel cuyos valores espectrales tienen la misma probabilidad de excedencia en todos los periodos estructurales. Así, la obtención del EPU se puede lograr por medio de las curvas de peligro sísmico. En el presente estudio se ha calculado el EPU para un periodo de retorno de 475 años (tasa de excedencia de 0.0021), es decir, los valores de las aceleraciones espectrales tendrán una probabilidad del 10% de ser excedidas en un tiempo de exposición de 50 años.

La Figura N°68 muestra el EPU obtenido, en ella se resaltan los puntos correspondientes los periodos estructurales de $T=0$ s, $T=0.5$ s y $T=1$ s, con la única

intención de que al ser relacionado con la Figura N°67 se clarifique la manera de construir dicho espectro. El EPU muestra un valor de aceleración máxima del terreno ($T=0$) de 0.40 g y un incremento de la aceleración espectral hasta los 0.15 s, teniendo en este punto un valor aproximado de aceleración de 1 g.

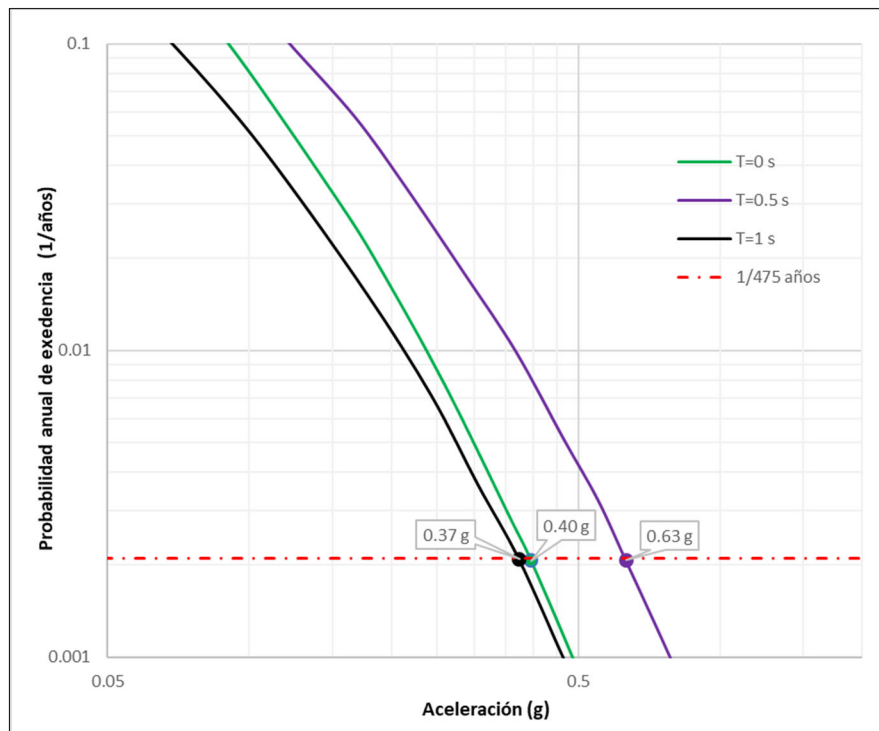


Figura N°67. Curvas de Peligro Sísmico

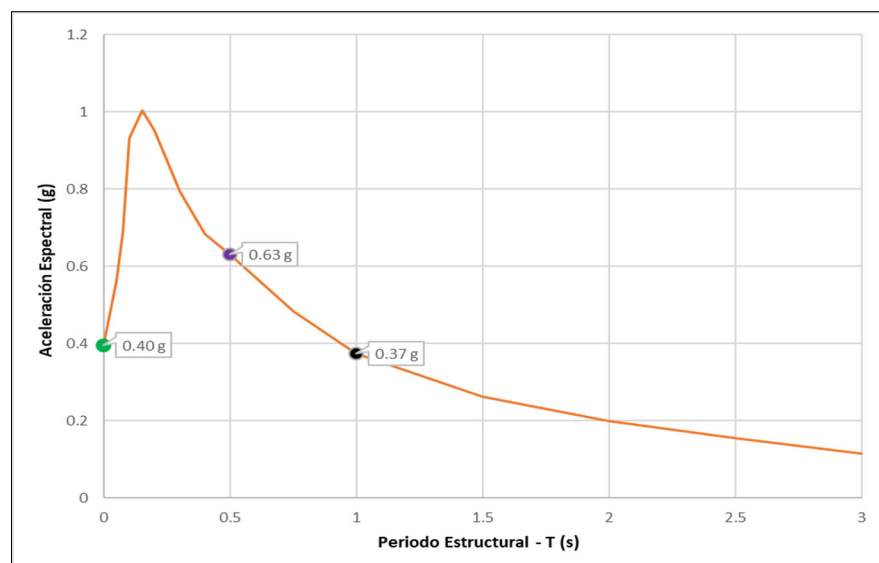


Figura N°68. Espectro de Peligro Uniforme

7.1.6 Espectro de peligro uniforme – SENCICO 2016

En el año 2016, el Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (SENCICO) desarrolló un aplicativo web llamado “CPSP”, el cual permite evaluar el peligro sísmico probabilístico para un suelo Tipo B en el ámbito nacional.

El catálogo sísmico utilizado fue actualizado hasta enero del 2016 y el tratamiento que se le dió siguió los mismos lineamientos que los planteados en el acápite 2.15. Las fuentes de información que sirvieron de insumo para la elaboración de este catálogo provinieron de los catálogos del Instituto Geofísico del Perú (IGP), el catálogo del International Seismological Centre (ISC), el catálogo del National Earthquake Information Center (NEIC), el catálogo del National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) y el catálogo del Global Centroid Moment Tensor (Global CMT).

Las fuentes sísmicas asignadas al Perú fueron redefinidas con mayor nivel de detalle, tanto las geometrías como los parámetros sísmicos. En total 29 fuentes sismogénicas fueron consideradas, representando 20 de ellas a las zonas de sismos de subducción (6 de interfase y 14 de intraplaca) y 9 a las zonas de sismos continentales. El cálculo de los parámetros sísmicos de cada fuente estuvo basado en la Ley de Recurrencia de Gutenberg y Richter Modificada utilizando para esto ajustes por el método de máxima verosimilitud.

Las leyes de atenuación asignadas a las fuentes de subducción, fueron las propuestas por Youngs et al. (1997), Zhao et al. (2006), McVerry et al. (2006) y BC HYDRO (Abrahamson et al. 2015), con factores de ponderación de 0.4, 0.1, 0.1 y 0.4 respectivamente; mientras que, el modelo de atenuación propuesto por Sadigh et al. (1997) fue asignado a las fuentes de sismos continentales.

El aplicativo web permite obtener las curvas de probabilidad anual de excedencia y los espectros de peligro uniforme para distintos periodos de retorno y amortiguamientos, con tan solo poner la coordenada del lugar de interés. Haciendo uso de este aplicativo, el espectro de peligro uniforme, considerando un

periodo de retorno de 475 años, fue calculado para las coordenadas 4655.50055 N y 121500015 S, Figura N°69.

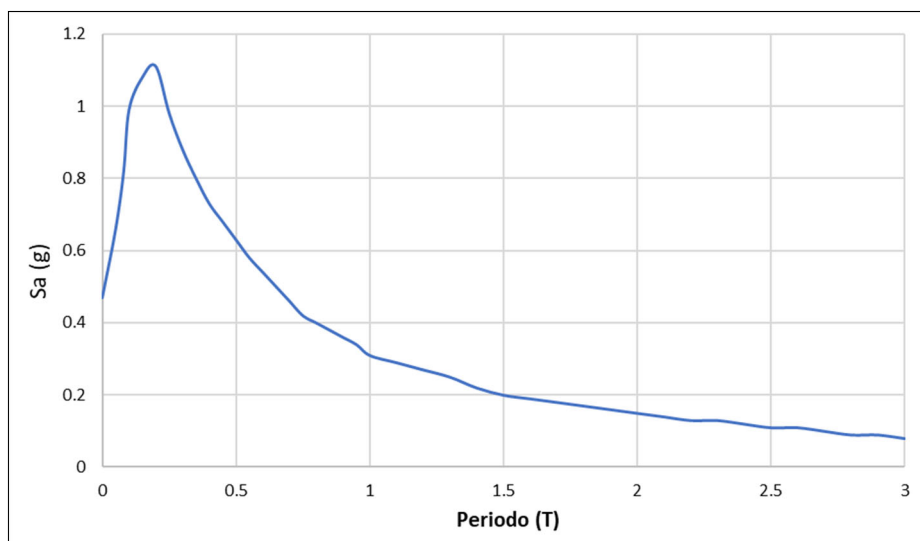


Figura N°69. Espectro de Peligro Uniforme - SENCICO. Fuente: SENCICO (2016).

La Figura N° 70 muestra la comparación entre el espectro de peligro uniforme calculado como parte de la presente tesis y el obtenido mediante el aplicativo de SENCICO. Se puede observar que el valor la aceleración máxima del suelo ($T=0$) se encuentra en el rango de 0.4 a 0.47g, además, el EPU de SENCICO presenta mayores demandas en periodos menores a 0.5 s, mientras que en el resto de periodos es superado por el EPU calculado.

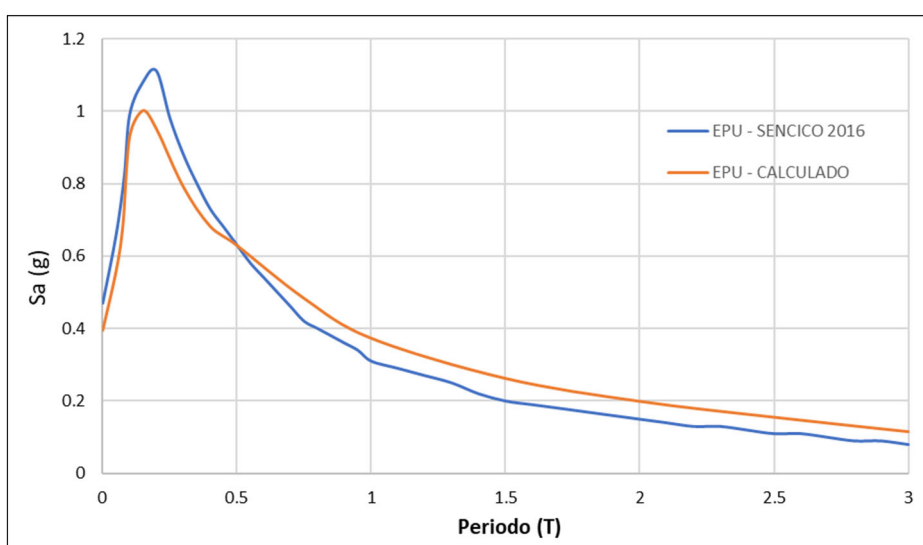


Figura N°70. Comparación de Espectros de Peligro Uniforme.

La diferencia entre ambos espectros puede ser atribuida a las diferentes leyes de atenuación usadas en su cálculo, también influye la ponderación asignada a cada ley, así como la definición de las fuentes sismogénicas y sus respectivos parámetros sísmicos. Dado que ambos EPU han sido obtenidos mediante procedimientos que obedecen al estado de la práctica actual, cualquiera de los dos podría ser usado para representar la demanda sísmica del área de estudio. En ese sentido, y de manera un tanto arbitraria, se ha elegido el EPU propuesto por SENCICO para ser usado en el posterior análisis de respuesta sísmica, la razón de esta elección ha sido que este EPU nos da mayores demandas en periodos cortos, que es el rango en donde se encuentran las viviendas convencionales.

Capítulo VIII: Análisis de respuesta sísmica

A través de la interpretación del tipo de suelo, el periodo fundamental y el V_{s30} , se puede llegar a estimar las zonas en las cuales se podrían producir las mayores amplificaciones. Si bien esta información resulta útil, solo puede llegar a ser usada de manera referencial. Para una buena comprensión del comportamiento del suelo frente a un movimiento sísmico, las amplificaciones deben ser cuantificadas.

El análisis de respuesta sísmica unidimensional consiste en introducir un movimiento en el interior de un depósito del suelo y obtener, a través de la propagación vertical de las ondas, el movimiento en la superficie. En el presente capítulo, se da una breve descripción de los principios involucrados en este tipo de análisis, y se cuantifican los factores de amplificación para tres lugares representativos de la zona de estudio.

8.1 Movimientos en superficie según el ASCE 7-16

El Capítulo C21 del código ASCE 7-16, establece tres formas de obtener un movimiento en la superficie del suelo para ser usado en el diseño de estructuras. La primera forma consiste en obtener el movimiento a partir de un análisis de peligro sísmico probabilístico o determinístico (PSHA o DSHA); la segunda forma es a través de un PSHA o DSHA seguido de un análisis de respuesta sísmica; mientras que la tercera forma consiste en usar únicamente un análisis de respuesta sísmica.

La elección de la forma de obtener el movimiento en la superficie dependerá básicamente de las condiciones del sitio de estudio. La segunda forma, por ejemplo, debe ser usada cuando se encuentre un depósito de suelo no muy profundo descansando sobre un suelo rígido, y en donde el contraste de impedancia sea grande. Debido a que estas condiciones son concordantes con las encontradas en el área de estudio, esta forma fue la elegida.

La Figura N°71 muestra el procedimiento para obtener el movimiento en la superficie siguiendo los lineamientos de la segunda forma. Como puede observarse, primero se debe obtener un espectro de peligro uniforme para un

suelo Tipo B. Luego, se ajusta a este espectro un movimiento sísmico registrado (preferiblemente en suelo Tipo B). Posteriormente, el movimiento ajustado se introduce a una profundidad donde las velocidades de ondas de corte son mayores a 760 m/s y/o donde el contraste de impedancias sea grande. Finalmente, este movimiento se propaga por el depósito de suelo, hasta llegar a la superficie.

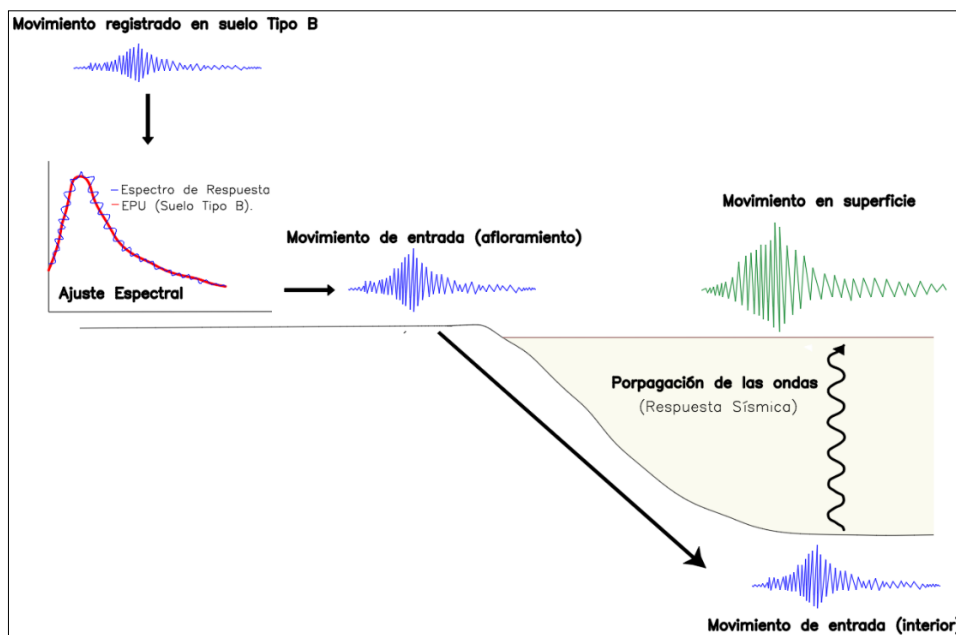


Figura N°71. Procedimiento para obtener un movimiento en superficie

El espectro de peligro uniforme representativo del área de estudio se definió en el Capítulo VII.

8.2 Base de datos de registros acelerográficos

Los sismos de magnitudes considerables que han ocurrido cerca de la ciudad de Lima y han podido ser registrados se muestran en la Tabla N°23. Dado que para el proceso de ajuste espectral se requieren acelerogramas registrados en suelos Tipo B, los registros de las estaciones La Molina y Zarate han quedado descartados para ser utilizados en el presente estudio.

Como se mencionó en el Capítulo II, los sismos históricos han sido registrados en instrumentos analógicos. Debido a esto, antes del proceso de ajuste espectral, éstos han sido tratados apropiadamente usando el programa SeismoSignal 2018.

La calidad del tratamiento dado a los registros ha sido evaluada mediante la comparación de éstos con los historiales de aceleración, velocidad y desplazamiento reportados en el trabajo de Brady y Perez (1977).

Tabla N°23. Sismos de magnitudes considerables ocurridos en la ciudad de Lima

Sismo	Nombre de la estación	Mw	Mecanismo	Estación	
				Lat	Long
Lima_09/11/1974	La Molina	7.1	Interfase	12.08	76.95
Lima_09/11/1974	Parque de la Reserva	7.1	Interfase	12.07	77.04
Lima_03/10/1974	Casa del Dr. Huaco	8.1	Interfase	12.13	76.98
Lima_03/10/1974	Parque de la Reserva	8.1	Interfase	12.07	77.04
Lima_05/01/1974	Zárate	6.6	Intraplaca	12.02	77.01
Lima_17/10/1966	Parque de la Reserva	8.1	Interfase	12.07	77.04
Chimbote_31/05/1970	Parque de la Reserva	8.0	Intraplaca	12.07	77.04

Fuente: Adaptado de Macedo (2011)

8.3 Proceso de ajuste espectral

El proceso de ajuste espectral consiste en compatibilizar un movimiento sísmico registrado y un espectro objetivo. Existen varias opciones para lograr esto; una de ellas es realizar esta correspondencia en el dominio de las frecuencias, a través del ajuste del Espectro de Amplitudes de Fourier. Sin embargo, a pesar de que se logra una estrecha coincidencia, este tipo de ajuste puede corromper la velocidad y el desplazamiento, y dar lugar a movimientos con un contenido de energía poco realista (Naeim y Lew, 1995)

Realizar el ajuste espectral en el dominio del tiempo es la opción más usada actualmente. Bajo este enfoque, se realiza el ajuste añadiendo wavelets (ondículas) a la serie temporal inicial (acelerograma). Este tipo de ajuste ofrece las mismas ventajas que el ajuste en el dominio de las frecuencias, pero introduce menos energía y preserva el carácter no estacionario del movimiento inicial

La metodología del ajuste espectral en el dominio del tiempo, haciendo uso de las wavelets, ha quedado expuesta en el trabajo de Hancock et al (2006), y se resume a continuación:

- Se calcula el espectro de respuesta del acelerograma a ajustar.

- Para cada periodo estructural, se determina la diferencia de amplitudes entre el espectro objetivo y el espectro de respuesta.
- Se añade al acelerograma, wavelets con amplitudes y fases apropiadas, de tal forma, que se logre hacer coincidir el espectro objetivo y el espectro de respuesta en cada periodo estructural.

Para realizar el ajuste espectral en el dominio del tiempo, se ha utilizado el programa SeismoMatch 2018 y se ha seleccionado el algoritmo wavelet propuesto por Al Atik y Abrahamson (2010). Se han ajustado un total de 10 registros (5 sismos, cada uno con sus componentes NS y EW) al espectro de peligro uniforme representativo del área de estudio, como se muestra en la Figura N°72.

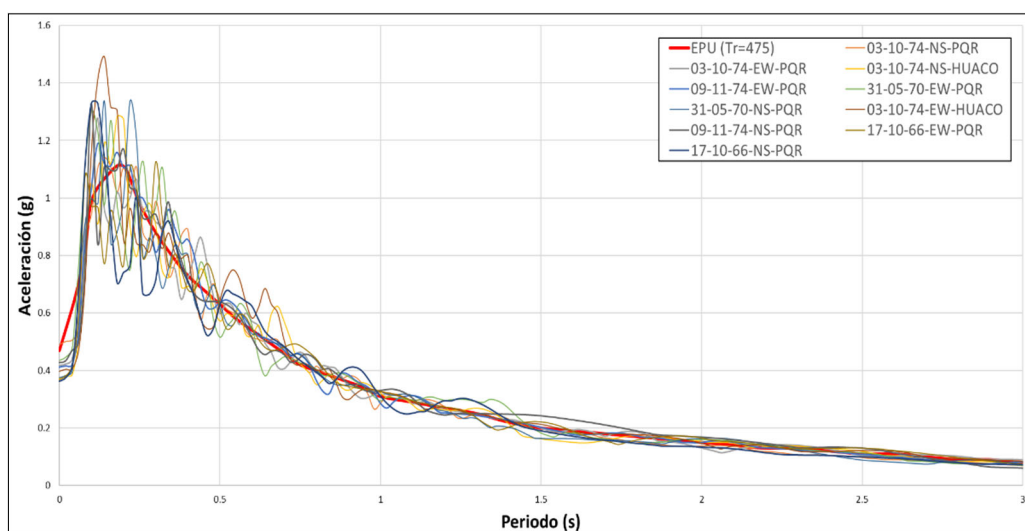


Figura N°72. Resultados del proceso de ajuste espectral

La inspección visual y el valor de los parámetros de convergencia han sido las primeras consideraciones usadas para juzgar la calidad del ajuste. También se ha tenido en cuenta que las historias de tiempo, el Espectro de Amplitudes de Fourier y la Intensidad de Arias normalizada de cada registro debían conservar sus características luego del proceso de ajuste correspondiente.

La Figura N°73 muestra lo anteriormente mencionado. En ella, se puede observar que las historias de tiempo de la velocidad del sismo 03-10-74-PQR-EW (original y ajustado) muestran una tendencia semejante y conservan la posición de los picos máximos. También se observa que los Espectros de Amplitudes de Fourier

poseen tendencias similares y que las Intensidades de Arias normalizadas son prácticamente idénticas.

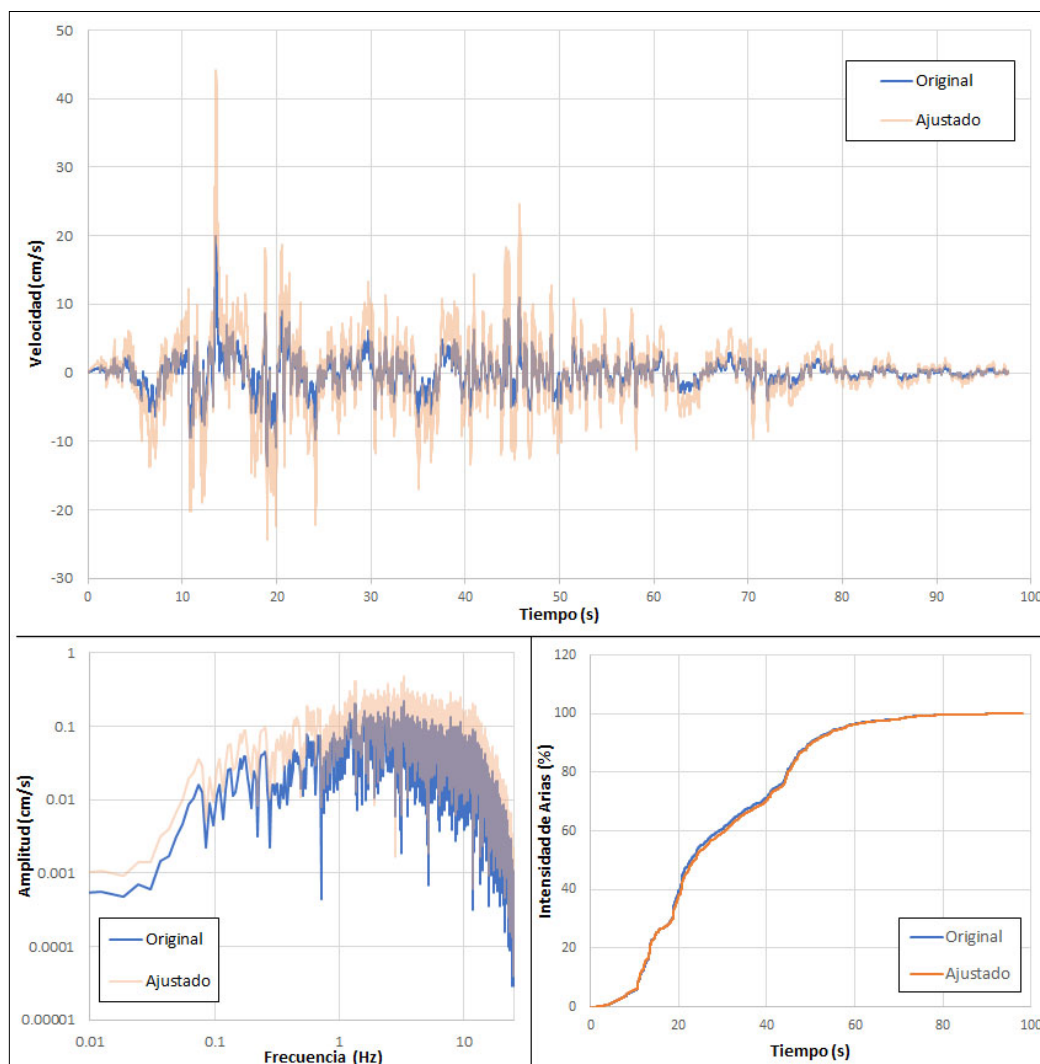


Figura N°73. Verificación de la calidad del ajuste espectral del sismo 03-10-74-PQR-EW

Bajo estas consideraciones, se han seleccionado solo 5 movimientos sísmicos ajustados, los cuales serán usados en el posterior análisis de respuesta sísmica. Estos son: 03-10-1974-HUACO-NS, 03-10-74-PQR-EW, 03-10-1974-PQR-NS, 09-11-1974-PQR-EW y 09-11-1974-PQR-NS, las características de estos sismos se mostrarán más adelante.

Finalmente se debe acotar que las estaciones Parque de La Reserva (PQR) y Casa del Dr. Huaco (Dr. Huaco) se encontraban emplazadas sobre la grava típica

de la ciudad de Lima, la cual tiene un comportamiento sísmico similar al de una roca blanda (Repetto et al. 1980).

8.4 Respuesta sísmica

En la actualidad, es ampliamente aceptada la condición de que un depósito de suelo puede hacer variar considerablemente las características de un movimiento sísmico (efecto de sitio). Los depósitos profundos de suelos blandos, por ejemplo, amplifican fuertemente una determinada señal, aumentan su duración y cambian drásticamente su contenido de frecuencias.

Dependiendo de las condiciones geológicas y topográficas, la respuesta del suelo puede ser estimada mediante modelos sencillos, como los unidimensionales, o modelos más complejos, como los bidimensionales. El modelo unidimensional puede ser utilizado para representar depósitos de suelo con estratos horizontales y extensos. Por otro lado, el análisis bidimensional debe ser empleado cuando la superficie del suelo presente una topografía variable y/o cuando la forma del basamento rocoso sea tal que cause que la reflexión de las ondas incidentes tenga una gran influencia en el movimiento superficial, por ejemplo, en el extremo de una cuenca.

Debido a las características del área de estudio (expuestas en capítulos precedentes) y considerando que los movimientos fuertes ocasionan que las propiedades del suelo incursionen en el rango no lineal, el análisis lineal equivalente unidimensional “EQL” (Seed e Idriss, 1969) se ha usado en el presente estudio para poder estimar los movimientos en superficie.

Para comprender bien el mecanismo de un EQL, primero se debe tener claro los conceptos básicos que involucra un análisis lineal unidimensional, por esta razón, se cree conveniente dar algunos alcances al lector sobre este tipo de análisis.

8.4.1 Análisis lineal

Este análisis parte de la suposición de que el suelo tiene un comportamiento de un material viscoelástico (Kelvin-Voigt), es decir, que la resistencia a la deformación por corte es la suma de una parte elástica y otra viscosa, Figura N°74.

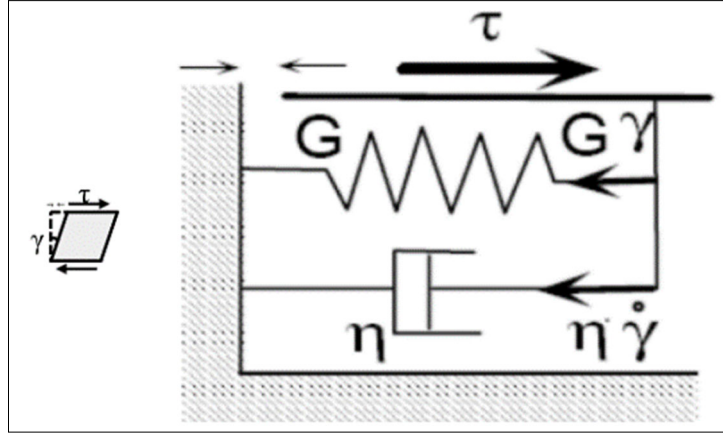


Figura N°74, Modelo Kelvin-Voigt. Fuente: Hosseini et al (2010)

En virtud de lo mencionado, el esfuerzo de corte se representa a través de la siguiente ecuación:

$$\tau(z, t) = G\gamma(z, t) + \eta \frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial t} \quad (9.1)$$

Donde G es el módulo de corte, $\gamma(z, t)$ la deformación cortante y η la viscosidad. La deformación cortante y su derivada se definen como:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} \quad (9.2)$$

$$\frac{\partial \gamma(z, t)}{\partial t} = \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z \partial t} \quad (9.3)$$

Donde $u(z, t)$ es el desplazamiento horizontal del suelo. Ahora bien, si se considera que la excitación del sistema es causada por un movimiento armónico de frecuencia angular ω , el desplazamiento, en función de la amplitud del movimiento (U), se escribe como:

$$u(z, t) = Ue^{i\omega t} \quad (9.4)$$

Entonces, al reemplazar esta ecuación en las ecuaciones 9.2 y 9.3, la deformación cortante y su derivada se pueden reescribir de la siguiente manera:

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial U}{\partial z} e^{i\omega t} \quad (9.5)$$

$$\frac{\partial \gamma(z,t)}{\partial t} = i\omega \gamma(z,t) \quad (9.6)$$

Por otra parte, se debe tener presente que la viscosidad en función del amortiguamiento crítico (ξ) se define mediante la relación:

$$\eta = \frac{2G\xi}{w} \quad (9.7)$$

Reemplazando estas tres últimas expresiones en la ecuación 9.1, se tiene que el esfuerzo cortante en un material viscoelástico sometido a una carga armónica es:

$$\tau(z,t) = (G + i\omega\eta)\gamma(z,t) = G(1 + 2i\xi)\gamma(z,t) = G^*\gamma(z,t) \quad (9.8)$$

Para un depósito de suelo, un análisis lineal unidimensional considera que la propagación vertical de una señal puede ser cuantificada a partir de la ecuación del movimiento de las ondas de corte, entonces:

$$\rho \frac{\partial^2 u(z,t)}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau(z,t)}{\partial z} \quad (9.9)$$

Derivando las ecuaciones 9.4 y 9.8, y sustituyéndolas en la expresión anterior, se tiene:

$$\rho w^2 U = G(1 + 2i\xi) \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad (9.10)$$

La ecuación 9.10, admite una solución general de la siguiente forma:

$$U = Ee^{ik^*z} + Fe^{-ik^*z} \quad (9.11)$$

Donde E y F son las amplitudes del desplazamiento y k^* es el número de onda complejo ($k^* = \frac{\rho w^2}{G^*}$). Reemplazando la expresión 9.11 en la ecuación 9.4, el desplazamiento queda expresado de la siguiente manera:

$$u(z,t) = (Ee^{ik^*z} + Fe^{-ik^*z})e^{i\omega t} \quad (9.12)$$

Esta ecuación nos indica que para conocer el desplazamiento (velocidad o aceleración) en un punto dentro del suelo, se tendría que calcular los valores de E y F . Usando las ecuaciones 9.2, 9.7 y 9.12, el esfuerzo de corte se puede expresar como:

$$\tau(z, t) = ik^*G^*(Ee^{ik^*z} - Fe^{-ik^*z})e^{i\omega t} \quad (9.13)$$

Si el depósito de suelo tiene un solo estrato, la solución de estas dos últimas ecuaciones sería sencilla si se toman en cuenta las condiciones de borde. Sin embargo, para resolver el caso de suelos estratificados, como se muestra en la Figura N°75, es necesario considerar que el desplazamiento y el esfuerzo de corte en la zona de contacto de dos estratos sucesivos deben ser continuos. Los valores de E y F de un estrato m respecto al estrato subyacente $m+1$ se definen de la siguiente manera:

$$E_{m+1} = 0.5E_m(1 + \alpha_m^*)e^{ik^*_mh_m} + 0.5E_m(1 - \alpha_m^*)e^{-ik^*_mh_m} \quad (9.14)$$

$$F_{m+1} = 0.5E_m(1 - \alpha_m^*)e^{ik^*_mh_m} + 0.5E_m(1 + \alpha_m^*)e^{-ik^*_mh_m} \quad (9.15)$$

Donde α_m^* representa la relación de impedancia compleja.

Las ecuaciones anteriores se evalúan inicialmente desde el primer estrato, bajo la condición de superficie libre ($\tau=0$), y la solución obtenida se extiende a los estratos subyacentes. Una vez calculada la solución para cada estrato, la respuesta de todo el depósito de suelo puede representarse a través de una única función que relaciona la amplitud del movimiento en la superficie con respecto a la de la base. A este tipo de función se le conoce como función de transferencia. También es posible calcular funciones de transferencia entre estratos.

Debido a que los cálculos mostrados están en función de la frecuencia angular de una onda armónica (ω), el acelerograma de entrada debe expresarse convenientemente en términos de la frecuencia. Así, el acelerograma en la superficie se obtiene aplicando la Transformada Inversa de Fourier al resultado de la multiplicación de la función de transferencia por el Espectro de Amplitudes de Fourier de la señal de entrada.

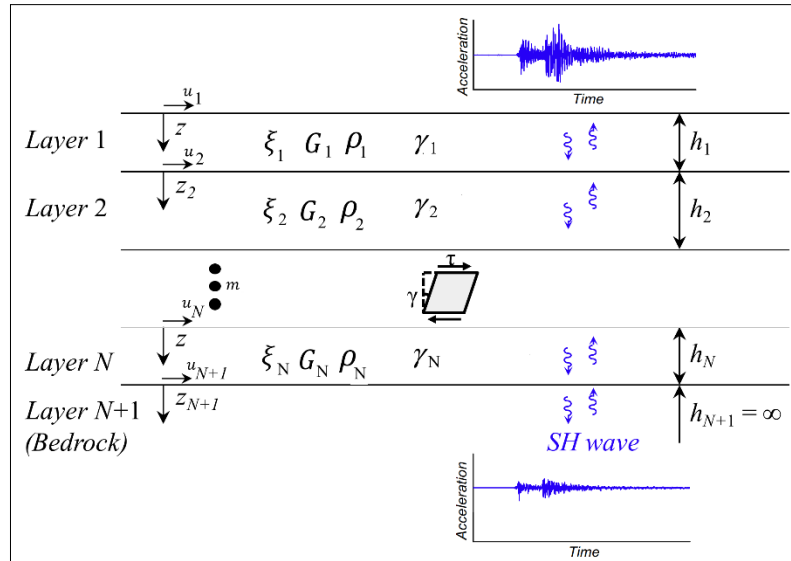


Figura N°75, Modelo estratificado del suelo para un análisis lineal.

Fuente: Adaptado de Hosseini et al (2010)

8.4.2 Análisis lineal equivalente

Se debe comprender que, bajo el enfoque lineal, la función de transferencia es única para un determinado modelo de suelo; es decir, esta función permanece invariante ante cualquier señal de entrada. La razón de esto es que los valores del módulo de corte y el amortiguamiento asignado a cada estrato son constantes. Sin embargo, esta suposición no es válida en la práctica, ya que el suelo responderá de manera diferente ante la ocurrencia de diversos sismos.

Debido a su comportamiento no lineal de esfuerzo-deformación, el módulo de corte y el amortiguamiento del suelo dependen de la carga cíclica inducida. En este sentido, el análisis lineal equivalente busca simular el comportamiento no lineal histéretico del suelo mediante propiedades equivalentes y análisis lineales iterativos. Bajo este enfoque, el módulo de corte se toma como el módulo de corte secante y el amortiguamiento se define como aquel que produce la misma pérdida de energía en un ciclo del lazo de histéresis real (Figura N°76).

Para analizar la respuesta del suelo ante una determinada señal sísmica, se requiere conocer la variación de los valores de G y ξ en función de la deformación cortante inducida. Las denominadas curvas de degradación tratan de cubrir esta necesidad. Estas curvas, que tiene un origen teórico-experimental, muestran la

variación de los valores de G y ξ para un amplio rango de deformaciones. La Figura N°77 muestra las formas típicas de las curvas de degradación, en ellas se puede apreciar como a medida que la deformación cortante aumenta, el suelo pierde su rigidez (módulo de corte disminuye) y su capacidad de disipar energía aumenta (mayor amortiguamiento).

Los ensayos dinámicos con los que se pueden obtener las curvas de degradación no siempre se justifican en un determinado proyecto. En tales casos, se puede emplear diversas curvas de degradación normalizadas existentes en la literatura. Las ecuaciones que definen estas curvas normalizadas suelen estar definidas en función de algunos parámetros del suelo que son relativamente fáciles de determinar.

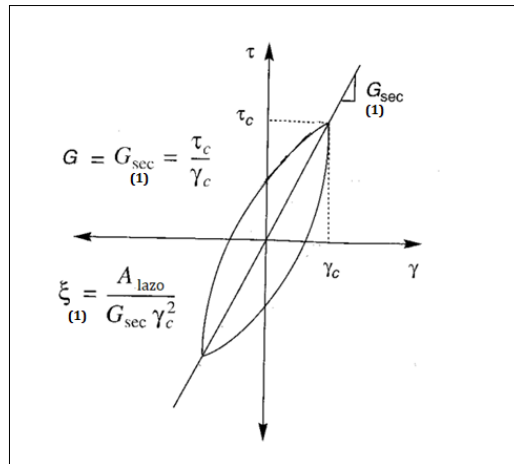


Figura N°76, Módulo de corte y amortiguamiento equivalentes

Fuente: Adaptado de Kramer (1996)

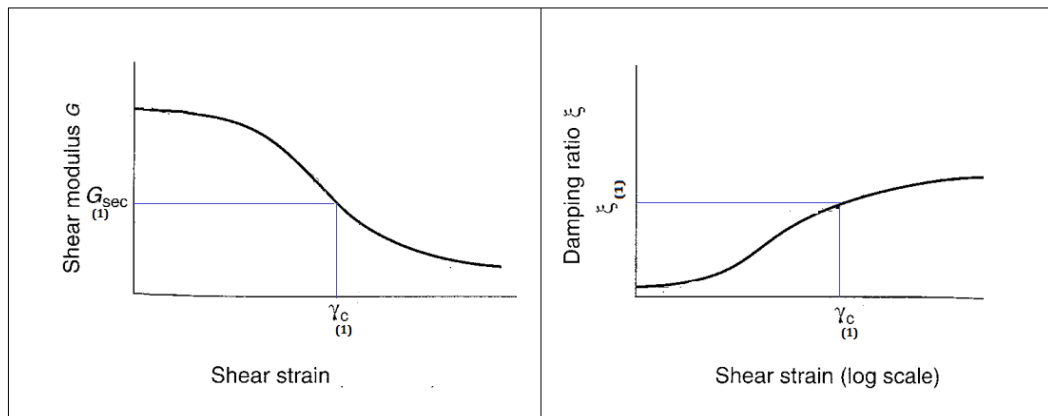


Figura N°77, Curvas de degradación del módulo de corte y amortiguamiento

Fuente: Adaptado de Kramer (1996)

El EQL consiste en asumir unos valores iniciales de G y ξ para cada estrato del suelo. Luego, la señal de entrada se propaga utilizando el análisis lineal. Si el nivel de deformación que induce el sismo en cada estrato es diferente al nivel de deformación que se puede calcular a partir de los valores de G y ξ asumidos (haciendo uso de las curvas de degradación), el proceso debe repetirse con nuevos valores de G y ξ hasta alcanzar un nivel de convergencia aceptable.

Los valores de G y ξ obtenidos mediante ensayos de laboratorio están basados en cargas armónicas. Si comparamos la deformación cortante inducida por una carga armónica con la inducida por una señal real (para un mismo valor pico máximo), se observa que la señal armónica representa una condición más severa (Figura N°78). Debido a esto, el nivel de deformación que induce el sismo se reduce generalmente al 65% antes de ser comparado con el nivel de deformación que se puede calcular a partir de los valores de G y ξ asumidos.

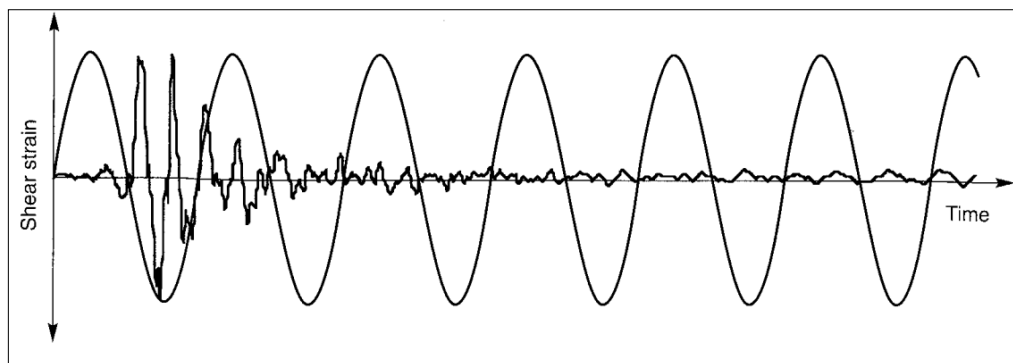


Figura N°78, Historial de deformación cortante debido a carga armónica y señal real.

Fuente: Kramer (1996).

Con todo lo expuesto, el proceso que sigue un EQL se puede resumir en los siguientes pasos:

- Asumir valores iniciales de G y ξ para cada estrato de suelo. Generalmente se toman valores a baja deformación.
- Haciendo uso del análisis lineal, calcular los valores de E y F para cada estrato, con esto se podrá conocer los desplazamientos, esfuerzos y deformaciones, y por ende, las funciones de transferencia entre estratos.

- Haciendo uso de las funciones de transferencia y de la señal de entrada, calcular las historias de tiempo de las deformaciones cortantes en cada estrato.
- Calcular el valor de la deformación cortante máxima de cada historial de deformación. El valor de deformación cortante efectiva se calcula reduciendo la deformación cortante máxima ($\gamma_{ef} = R \cdot \gamma_{máx}$). Como se mencionó se acostumbra usar un valor de $R=0.65$.
- Usando las curvas de degradación, se calculan los valores de G y ξ para la deformación cortante efectiva (γ_{ef}). Comparar estos valores con los valores iniciales asumidos.
- Repetir todo el proceso asumiendo nuevos valores de G y ξ hasta encontrar una convergencia razonable (5 a 10%).

El análisis de respuesta sísmica ha sido realizado en los lugares en donde fueron ejecutados los arreglos A-03, A-02 y A-01. Como puede observarse en la Figura N°79, los dos primeros se ubican dentro de la zona donde los periodos están en el rango de 0.3 a 0.4 s, y el último en la zona los periodos son mayores a 0.4 s.

En cada arreglo, los sismos han sido introducidos en un nivel donde las velocidades de ondas de corte fueron mayores a 760 m/s y donde se evidenciaba un gran contraste de impedancia (Figura N°80).

Las curvas de degradación normalizadas usadas para el análisis de respuesta han sido tomadas del trabajo de Darendeli (2001). Estas curvas se encuentran respaldadas por una gran cantidad de ensayos de laboratorio; en específico, son el resultado de 110 ensayos de columna resonante y ensayos de torsión cíclica, realizados sobre muestras inalteradas procedentes Estados Unidos y Taiwan.

Debido a que en el área de estudio predominan los depósitos de arenas de formaciones recientes, se ha considerado un índice de plasticidad igual a cero ($IP=0$) y que estos se encuentran normalmente consolidados ($OCR=1$). La presión de confinamiento media para cada capa (σ'_m) ha sido calculada en función a los pesos específicos asignados para cada estrato y un K_o de 0.5.

El análisis de respuesta ha sido realizado empelando el software DeepSoil V7.

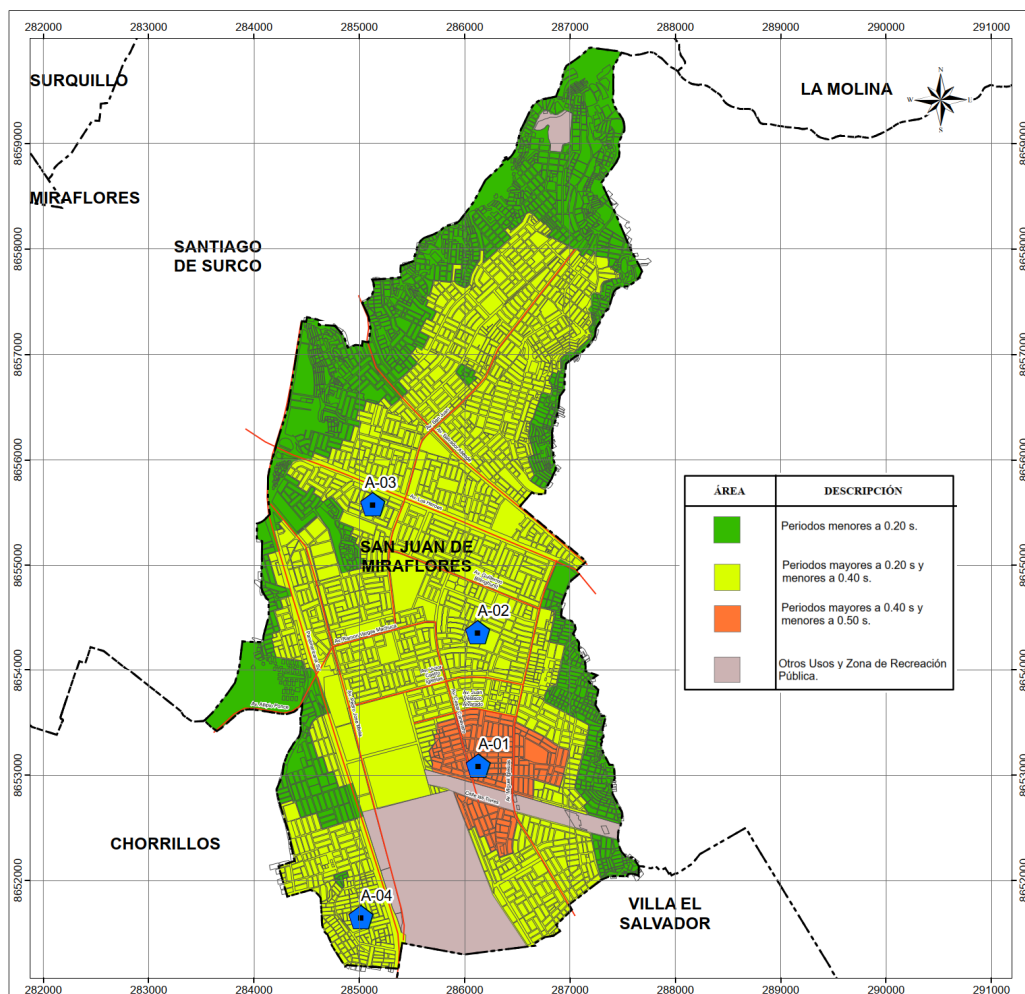


Figura N°79, Ubicación de Arreglos dentro de rango de periodos

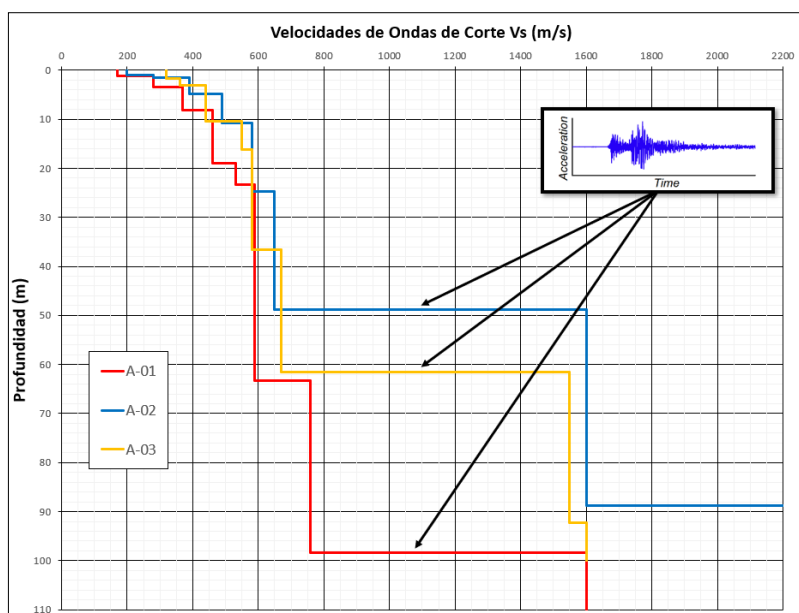


Figura N°80, Nivel de introducción de los sismos

8.4.3 Respuesta sísmica en arreglo A-03

En primer lugar, veamos las modificaciones que han sufrido las señales al propagarse a través del depósito de suelo existente en el Arreglo A-03. La Figura N°81a muestra las funciones de transferencia obtenidas haciendo uso del EQL. Se puede observar que las señales han sufrido ampliaciones en el rango de 1 a 10 Hz aproximadamente, y que la mayor ampliación se da en 2.12 Hz, valor que representa la frecuencia fundamental (o periodo predominante $T_p=0.47s$) del depósito de suelo. Lo mencionado se puede comprender mejor si se superponen los Espectros de Amplitudes de Fourier de la base y de la superficie de una determinada señal. Por ejemplo, la Figura N°81b muestra esta superposición considerando el sismo 03-10-74-PQR-NS.

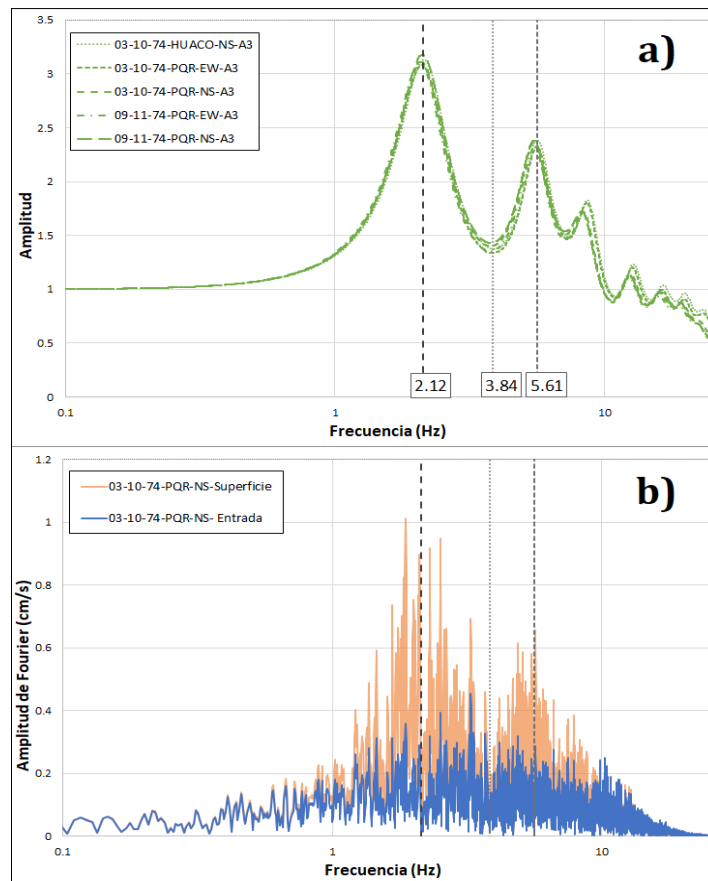


Figura N°81. a) Funciones de transferencia, b) Espectros de Fourier, en A-03

Un hecho que vale la pena resaltar, es que el valor del periodo predominante obtenido por medio de este análisis ($T_p=0.47s$) resulta mayor que obtenido con la técnica de Nakamura H/V ($T_p=0.33s$). Esta diferencia no debe resultar extraña,

debido a que se conoce que el periodo predominante del suelo puede degradarse cuando este se encuentra sometido a movimientos intensos. Por ejemplo, Verdugo (2016) y Alva et al (2019) han reportado este tipo de diferencias luego de evaluar algunas señales de sismos de grandes magnitudes.

En cuanto a los valores de aceleración máxima (PGA) se han observado incrementos de 1.7 a 2.2 veces, siendo el valor de 0.92 g el máximo obtenido correspondiente al sismo 09-11-74-PQR-NS. A pesar de esto, si se observa los registros en toda su duración, se podrá observar que el incremento de las aceleraciones ha sido moderado (Figura N°82).

Los resultados mostrados proveen buena información sobre cómo influyen las características del suelo en la modificación de las señales evaluadas. Para poder evaluar ahora la influencia que tendrán estas señales en una determinada estructura, se debe cuantificar los espectros de respuesta.

La Figura N°83 muestra los espectros de respuesta de las señales en la superficie junto con los espectros de respuesta de la base. La razón de tener los espectros de respuesta tanto de la base como de la superficie en un solo gráfico es que se puede comprender mejor (abusando de la definición de la resonancia) la influencia de los periodos naturales del suelo en la respuesta de una estructura. En esta figura se puede observar que ha ocurrido un incremento notable de las demandas sísmicas en los lugares en donde el periodo estructural fue coincidente con el periodo natural del suelo (0.18 y 0.47s). Se observa además que, si bien este incremento es considerable para periodos cercanos a 0.47s (periodo predominante del suelo), las mayores demandas se producen en los periodos cercanos a los 0.18 s.

Se aprovecha la condición expuesta para aclarar una idea que a veces genera confusión. Si bien el periodo predominante del suelo tiene una influencia importante en la respuesta de una estructura, no necesariamente bajo este periodo (ahora estructural) se van a presentar las mayores demandas sísmicas; esto va a depender, entre otras cosas, de la señal de entrada (duración, contenido de frecuencias, etc.).

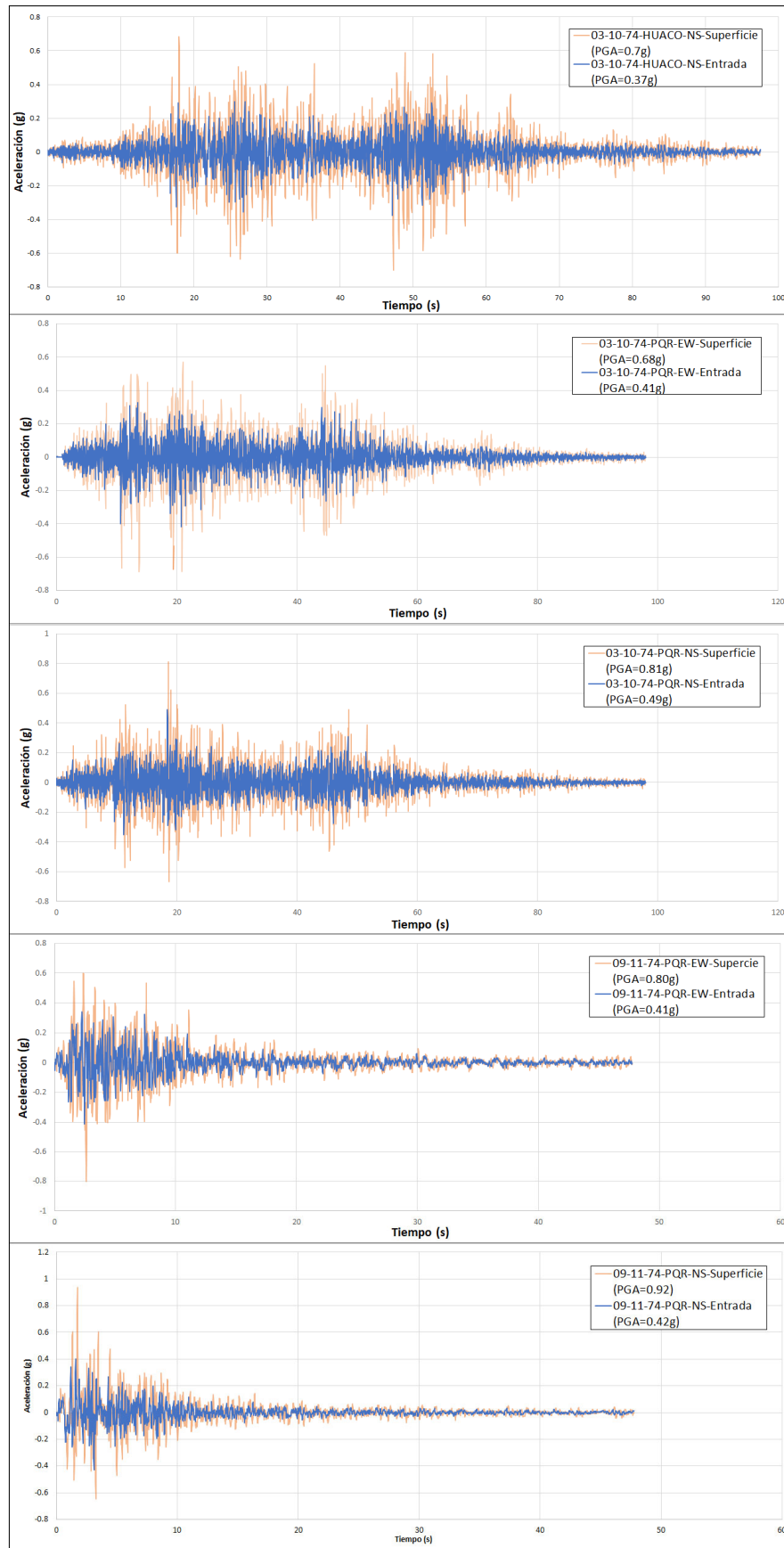


Figura N°82. Acelerogramas en base y superficie en A-03

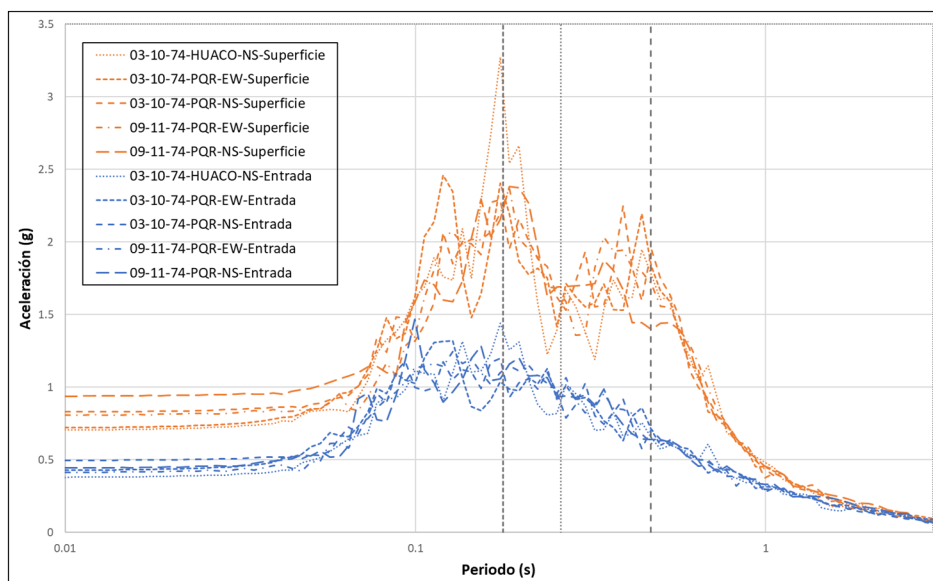


Figura N°83. Espectros de respuesta en base y superficie en A-03.

Evaluando los espectros de respuesta en superficie (exceptuando el sismo 03-10-74-HUACO-NS-Superficie), se puede observar que se presentan, en promedio, valores de aceleraciones espectrales máximas de 2.3 y 2.1 g para periodos de 0.18 y 0.47 s respectivamente. El espectro de respuesta obtenido de la señal 03-10-74-HUACO-NS-Superficie, en general, muestra una tendencia similar al resto de espectros, sin embargo, para un periodo de 0.18 s el valor de aceleración espectral se aleja fuertemente de esta tendencia, presentando un pico de 3.25 g. En adelante se seguirán mostrando los resultados obtenidos mediante el uso de este sismo, sin embargo, estos deben ser tomados con precaución.

La Figura N°84 muestra la comparación entre factores de amplificación obtenidos mediante la normalización de los espectros de respuesta con el factor de amplificación que establece la Norma E030 para un suelo Tipo S2 (V_{s30} del Arreglo A-03 es 487 m/s). Se puede observar que la plataforma que define el factor de amplificación de la norma es sobrepasada por los dos picos que presentan los factores de amplificación calculados como parte de este estudio. Finalmente, se debe mencionar que el mayor valor del factor de amplificación obtenido ha sido de 3.4 para un periodo de 0.18 s y de 3.0 para un periodo de 0.47 s.

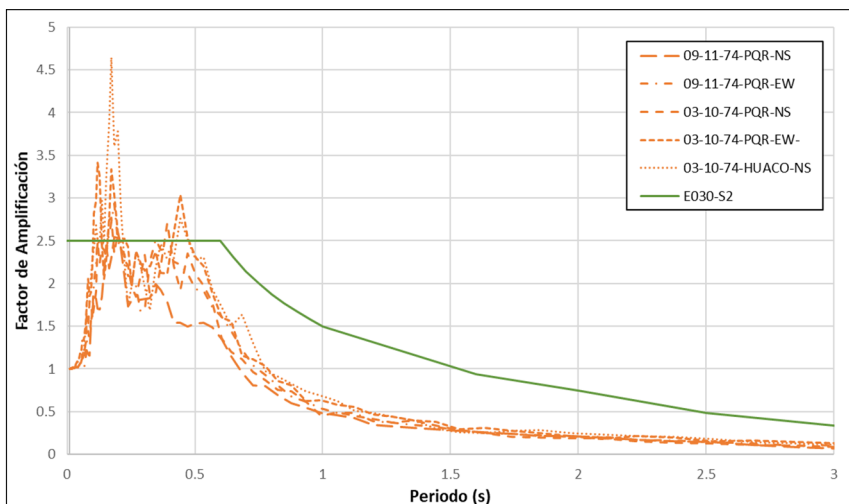


Figura N°84. Factores de amplificación, obtenidos y normado en A-03.

8.4.3 Respuesta sísmica en arreglo A-02

El análisis de respuesta sísmica efectuado en el lugar en el que fue realizado el Arreglo A-02, muestra que el periodo predominante de este sitio es de 0.41 s (Figura N°85). Al igual que el caso anterior, aquí también encuentra una diferencia entre este periodo y el obtenido a través de la técnica del H/V (0.32 s).

Los valores de aceleración máxima (PGA) obtenidos en superficie muestran incrementos de 1.7 a 2.1 veces, siendo el valor máximo obtenido el de 0.86 g, correspondiente al sismo 03-10-74-PQR-NS. El incremento de las aceleraciones en toda la duración de los registros ha sido moderado (Figura N°86).

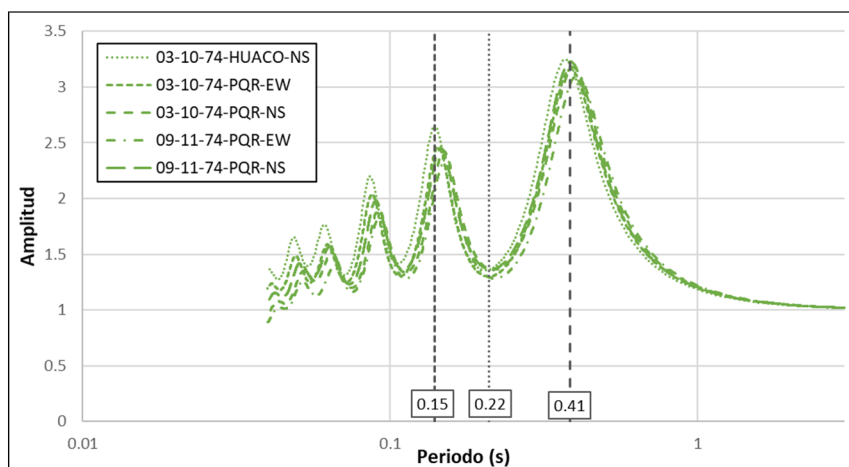


Figura N°85. Funciones de transferencia en A-02

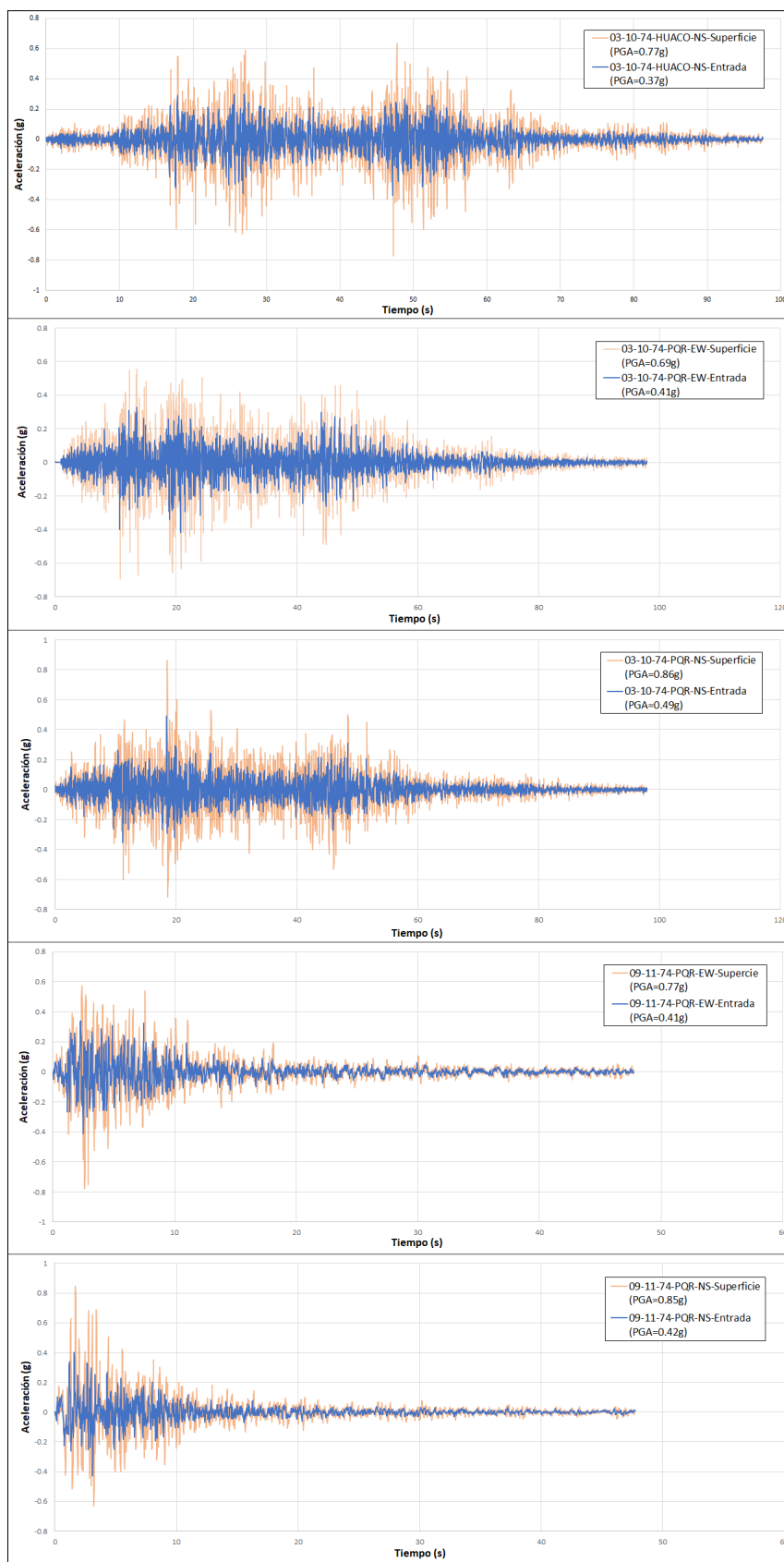


Figura N°86. Aceleraciones en base y superficie en A-02

La Figura N°87 muestra la superposición de los espectros de respuesta de las señales tanto de la base como de la superficie. Se puede observar que ha ocurrido un incremento notable de las demandas sísmicas en los lugares en donde el periodo estructural fue coincidente con el periodo natural del suelo (0.15 y 0.41s). También se observa que estos incrementos son relativamente equiparables y que, si no se considera el sismo de 03-10-74-HUACO-NS-Superficie, los incrementos obtenidos para el periodo de 0.41 s son mayores que los obtenidos para el periodo de 0.15 s. Las aceleraciones espectrales, por su parte, toman valores máximos de 2.45 y 2.70 g para periodos de 0.15 y 0.41 s respectivamente.

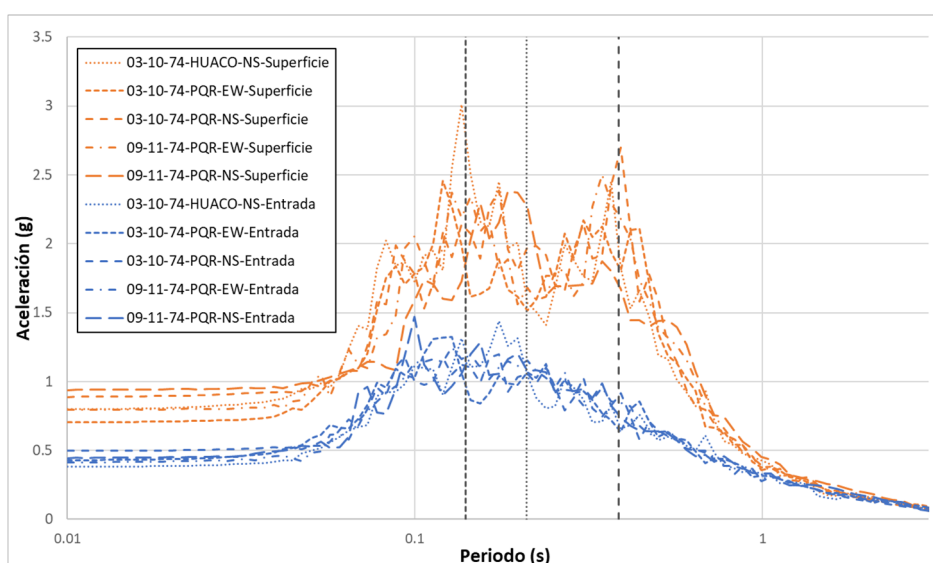


Figura N°87. Espectros de respuesta en base y superficie en A-02

La Figura N°88 muestra la comparación de los factores de amplificación obtenidos mediante la normalización de los espectros de respuesta con el factor de amplificación que establece la Norma E030 para un suelo Tipo S2 (V_{s30} del Arreglo A-02 es 474 m/s). Se puede observar que la plataforma que define el factor de amplificación de la norma, al igual que el caso anterior, es sobrepasada por los dos picos que se presentan en los factores de amplificación calculados. El mayor valor del factor de amplificación obtenido es de 3.5 para un periodo de 0.15 s y de 3.2 para un periodo de 0.41 s.

La Figura N° 89 muestra el factor de amplificación propuesto por la norma para un suelo S2 y la superposición de los factores de amplificación obtenidos en los arreglos A-02 y A-03. Se puede observar que estos factores muestran una

tendencia similar con dos picos bien definidos. Además, se observa que el factor de amplificación propuesto por la norma representa conservadoramente bien los factores de amplificación que se esperan en estos lugares. Por lo tanto, parece ser suficiente efectuar una clasificación sísmica de sitio basada únicamente en las velocidades de ondas de corte (V_{s30}) en las zonas del distrito donde el periodo del suelo sea menor a 0.4 s (H/V).

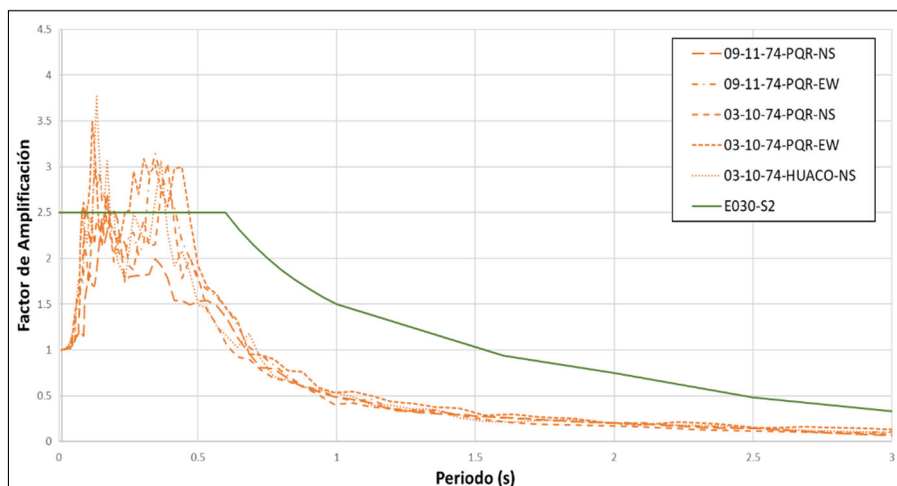


Figura N°88. Factores de amplificación, obtenidos y normado en A-02

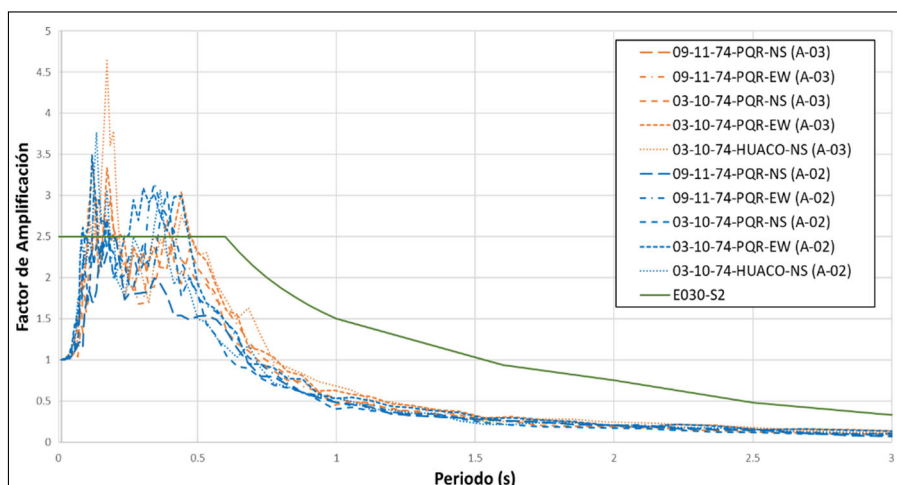


Figura N°89. Factores de amplificación, obtenidos y normado en A-02 y A-03

8.4.3 Respuesta sísmica en arreglo A-01

El análisis de respuesta sísmica efectuado en el Arreglo A-01 ha dado como resultado funciones de transferencia que indican que el periodo predominante del lugar es 0.69 s (Figura N°90), valor que, como era de esperarse, es mayor a los

obtenidos en los arreglos A-02 y A-03. También se observa que las funciones de transferencia presentan valores de amplificación mayores que los casos mencionados, y que aquí también se da la degradación del periodo predominante respecto al calculado con la técnica H/V (0.49 s).

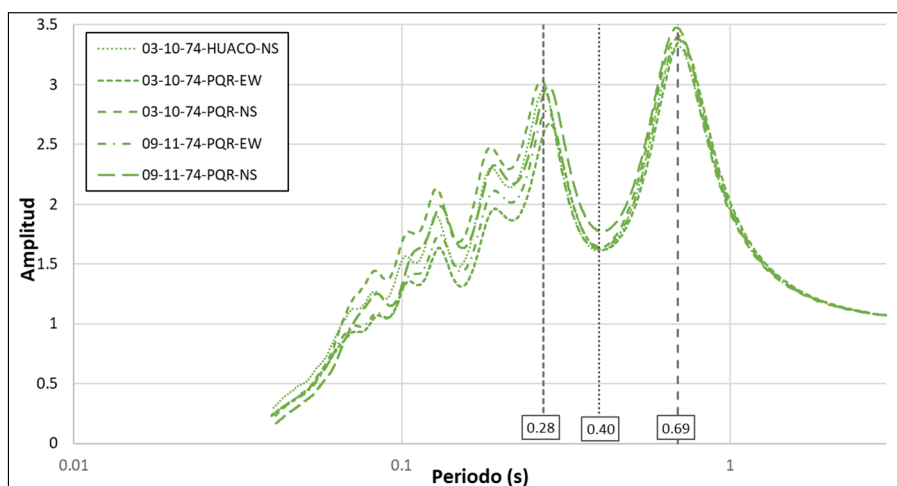


Figura N°90. Funciones de transferencia en A-01

Los valores de aceleración máxima en superficie (PGA) han sufrido incrementos de 1.8 a 2.4 veces, siendo 0.97 g el valor máximo obtenido, el cual corresponde al sismo de 03-10-74-PQR-NS (Figura N°91). A pesar de esto, y de que los valores de aceleración resultantes son mayores que observados en los Arreglos A-02 y A-03, al observar los registros en toda su extensión, se puede apreciar que estos incrementos siguen siendo moderados.

La superposición de los espectros de respuesta de las señales tanto de la base como de la superficie, mostradas en la Figura N° 92, revelan incrementos de las demandas sísmicas en los lugares donde el periodo estructural fue coincidente con el periodo natural del suelo (0.28 y 0.69 s), y que las mayores demandas se están produciendo en periodos cercanos al periodo natural del suelo de 0.28 s. Las aceleraciones espectrales, por su parte, toman valores máximos de 2.8 y 1.4 g para periodos de 0.28 y 0.69 s respectivamente, es decir, la demanda sísmica para el periodo predominante de 0.69 s resulta considerablemente menor que el obtenido para el periodo natural de 0.15 s.

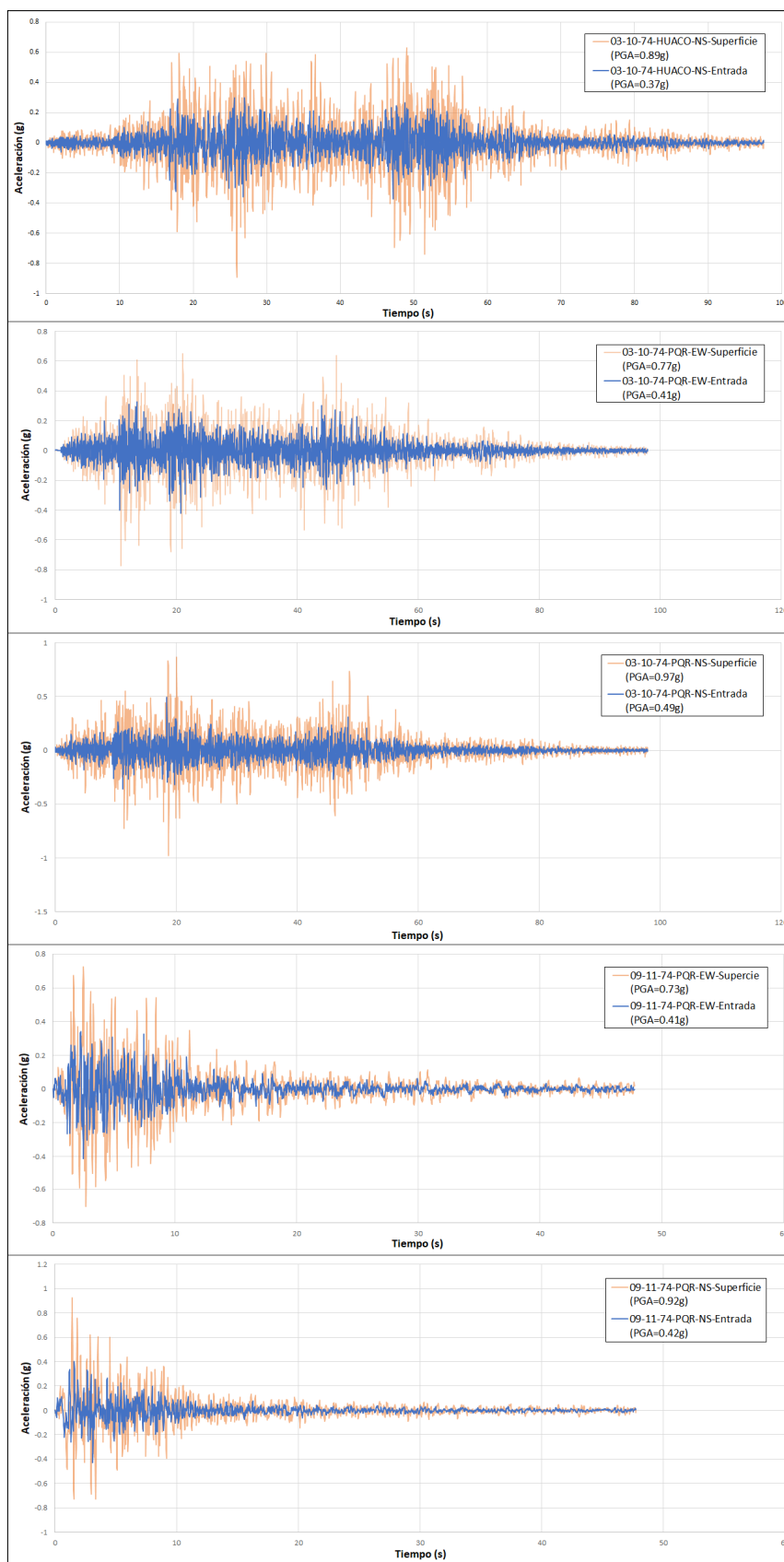


Figura N°91. Acelerogramas en base y superficie en A-01

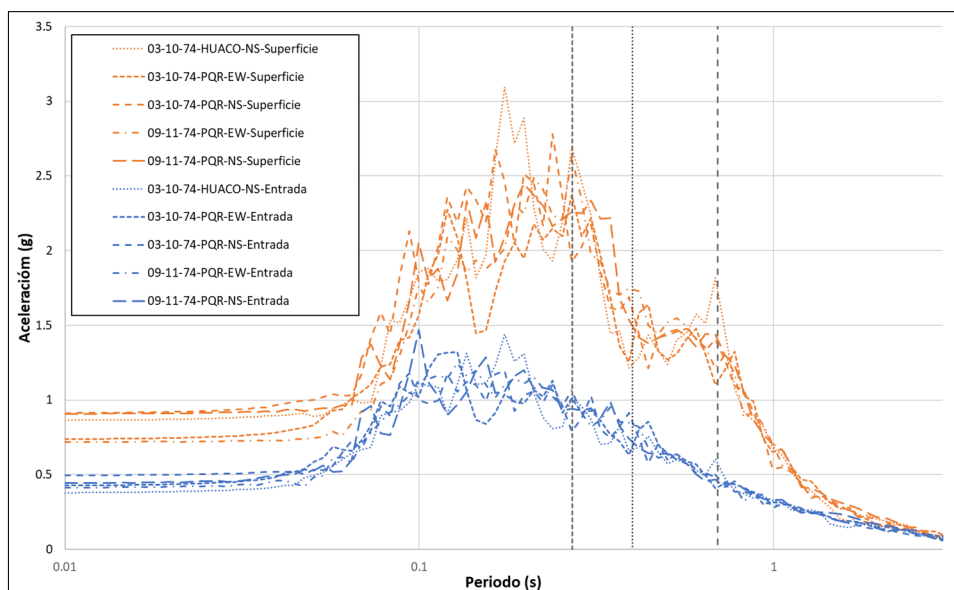


Figura N°92. Espectros de respuesta en base y superficie en A-01

La Figura N°93, muestra la comparación entre los factores de amplificación obtenidos y los factores de amplificación que establece la norma peruana para un suelo S3 y S2. Se observa que el factor de amplificación S2 puede representar los resultados obtenidos, además, si bien existe una amplificación importante para el periodo predominante del suelo (0.69 s) este no sobrepasa la del factor propuesto por la norma.

En la Figura N° 94 se presentan los factores de amplificación obtenidos en los arreglos A-01, A-02 y A-03 junto con el factor propuesto por la norma para un suelo S2. Se puede observar que los tres puntos evaluados quedan envueltos por este factor. Sin embargo, se debe advertir que si en el arreglo A-01 se hubiese evaluado una mayor cantidad de acelerogramas representativos de la sismicidad de la zona (los cuales no están disponibles), es probable que algunos de estos puedan sobrepasar el factor de amplificación S2 en los periodos de 0.69 s.

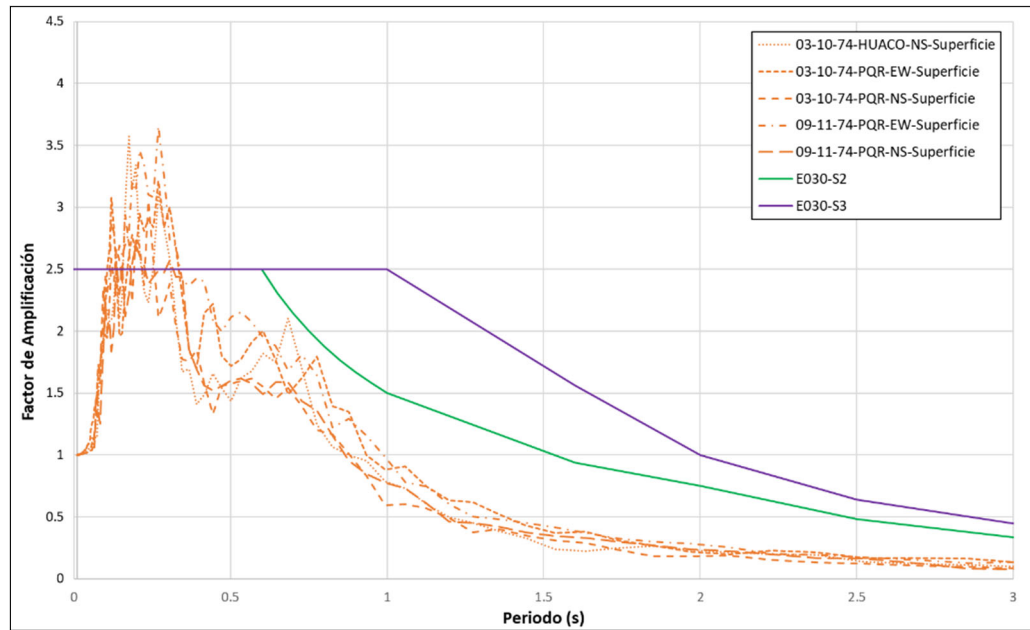


Figura N°93. Factores de amplificación, obtenidos y normados

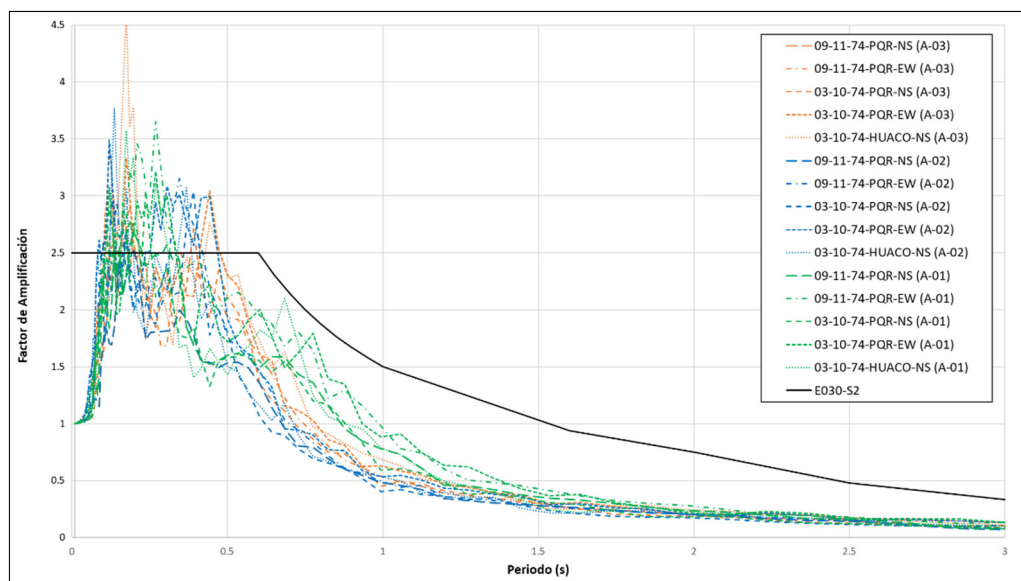


Figura N°94. Factores de amplificación obtenidos en A-01, A-02 y A-03

Capítulo IX: Microzonificación sísmica

Con todo lo desarrollado en los capítulos precedentes se puede generar el mapa de Microzonificación Sísmica del distrito. Para lograrlo, se adoptó el criterio de superposición, es decir, el mapa de microzonificación sísmica consiste en la superposición de los mapas de peligros geológicos, microzonificación geotécnica e isoperiodos. Además, se toma los resultados del análisis de respuesta sísmica para terminar de delimitar la zona de estudio.

Muchos códigos de diseño, incluyendo la normativa peruana, clasifican una determinada zona en función del V_{s30} , dado que es una manera rápida de poder estimar el comportamiento dinámico del suelo. Sin embargo, como ya se ha mencionado en el presente trabajo, el periodo fundamental del suelo también juega un papel importante en la respuesta sísmica, sobre todo donde existen depósitos profundos de material blando descansando sobre otro más rígido.

La Figura 95 trata de mostrar claramente la limitación que a veces puede tener clasificar una zona en función solo del V_{s30} . Por lo tanto, generar un mapa de microzonificación sísmica, requiere también de la inclusión del periodo fundamental del suelo. Es decir, debe ser la combinación de ambos factores lo que determine la zonificación sísmica. El problema que existe en relación a esto es que en nuestro medio, el periodo del suelo todavía no está explícitamente incluido en los códigos de diseño.

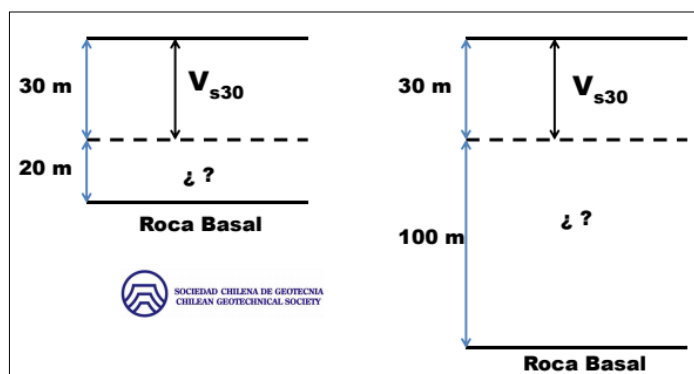


Figura N°95. Limitación del V_{s30} . Fuente: Verdugo (2016)

CISMID viene desarrollando desde hace muchos años trabajos de microzonificación sísmica a nivel nacional, el criterio usado por esta institución es primero determinar del Vs30 y luego usar el rango de periodos mostrados en la TABLA N° 24. Cuando existen conflictos en la clasificación de una determinada zona, se sigue el criterio de hacer prevalecer el peor de los escenarios.

Tabla N°24. Equivalencia de la clasificación sísmica del suelo.

Perfil	Tp
S ₀ - S ₁	< 0.2
S ₂	0.2 a 0.3
S ₃	0.3 a 0.5

Fuente: CISMID

El rango de periodos establecidos por CISMID tienen un origen empírico y ha sido modificado algunas veces en base al criterio de sus profesionales en determinados trabajos de microzonificación sísmica. Los trabajos de investigación que contribuirán a definir mejor estos rangos vienen siendo llevados a cabo por esta institución, y se espera que pronto puedan ser publicados.

Como se mostró en el Capítulo VI, los resultados de los Vs30 realizados en la planicie del distrito muestran que esta zona debería tener una clasificación de suelo S2. Sin embargo, las mediciones de microtemores alertan (siguiendo el rango de valores de CISMID) la posible presencia de una zona S3. De hecho, en el año 2015, cuando CISMID realizó el estudio de microzonificación del distrito de San Juan de Miraflores, la institución optó por hacer prevalecer los periodos y asignarle a esa zona una categoría S3 (Figura N° 96). Se debe precisar que en ese estudio se definió la zona S3 como aquella que tenía periodos de 0.4 a 0.5 s. Esto se debió a que, si se hubiese seguido el rango de valores “estándar”, gran parte del distrito hubiese sido catalogada como S3, lo cual discrepaba con las mediciones de Vs30, la geología del distrito y el criterio de sus profesionales.

El Capítulo VIII, por su parte, demostró mediante un análisis de respuesta sísmica que, si bien se dan amplificaciones en la zona clasificada por CISMID como S3 (Arreglo A-01), éstas todavía se encuentran dentro del factor de amplificación definido para un suelo S2 en la norma E.030. Por consiguiente, la zona que abarca las inmediaciones del Arreglo A-01 fue clasificada como S2 en el presente estudio.

Aunque los análisis de respuesta sísmica representan un avance en las investigaciones de sitio, la mejor manera de comprender el comportamiento dinámico del suelo en la actualidad es a través de la instrumentación y el monitoreo constante, utilizando acelerógrafos en superficie o en pozos. Los trabajos de microzonificación sísmica son fundamentales en ese sentido, ya que permiten identificar las zonas donde se esperan mayores demandas sísmicas. En ese sentido y considerando las limitaciones de los análisis de la presente tesis, se recomienda que las inmediaciones del Arreglo A-01 sean monitoreadas con la finalidad de validar los resultados obtenidos.

Por todo lo expuesto, es indispensable que las instituciones del estado continúen realizando la instrumentación sísmica a nivel nacional.

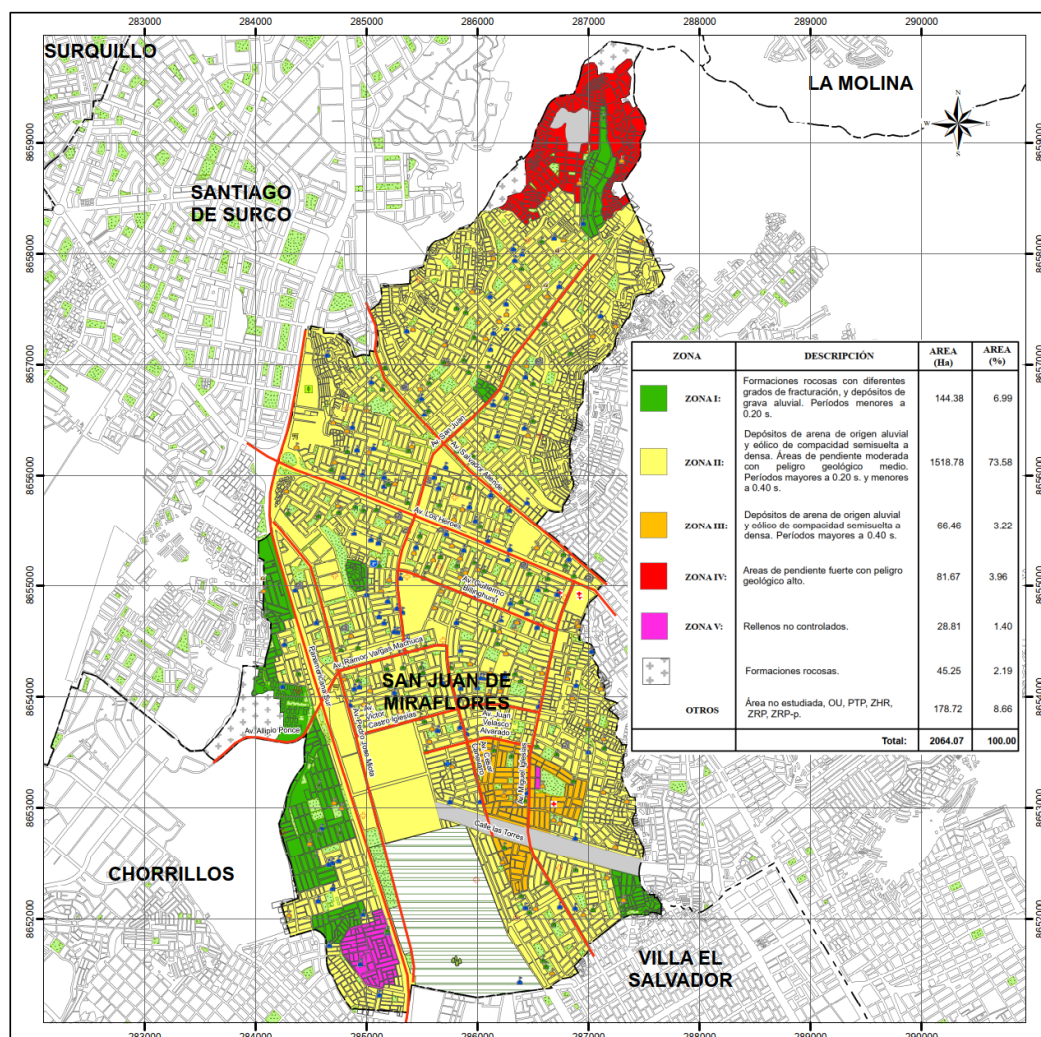


Figura N°96. Microzonificación Sísmica del Distrito de San Juan de Miraflores

Fuente: CISMID 2015

9.1 Mapa de microzonificación sísmica

El Mapa A-13 muestra la Microzonificación Sísmica propuesta para el distrito de San Juan de Miraflores en el cual se han definido tres zonas bien diferenciadas denominadas Zona I, Zona II, Zona IV y Zona V.

A continuación, se describe las características correspondientes de cada zona.

9.1.1 Zona I

Esta zona presenta las mejores condiciones para la fundación de viviendas, ya que está conformada principalmente por afloramientos de roca como calizas, gabros, dioritas, granodioritas y andesitas, con diferentes grados de fracturación y con una capacidad de carga estimada de 5.0 kg/cm² (considerando una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y un desplante mínimo de 0.80 m). Esta zona comprende también, en menor proporción, depósitos de gravas con bolonería de origen aluvial, con formas sub-redondeadas y redondeadas, de compacidad densa a muy densa, inmersas en una matriz areno-limosa y con un bajo contenido de humedad. La capacidad de carga estimada para este material es de 2 a 4 kg/cm².

Los periodos del suelo obtenidos a través de la medición de microtemores arrojan valores inferiores a los 0.2 s.

Al ser la zona con las mejores condiciones mecánicas y dinámicas del distrito, no se realizaron las mediciones de las velocidades de ondas de corte ni el análisis de respuesta sísmica en esta zona. Sin embargo, en base a los estudios previos realizados por CISMID en Lima Metropolitana, es altamente probable que esta zona se clasifique como S1 según la norma E.030.

9.1.2 Zona II

Esta zona abarca la mayor parte del distrito, está conformada predominantemente por depósitos de arena de origen aluvial y eólico (SP y SP-SM), los cuales presentan una compacidad media a densa y un bajo contenido de humedad. La

potencia de este tipo de suelo es mayor a los 3.0 m y sobreyacen a los depósitos de gravas o rocas, aunque no se descarta la existencia de estratificaciones.

La capacidad de carga estimada, considerando una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y un desplante mínimo de 0.80 m, varía entre 1.10 a 2.10 kg/cm². Los materiales encontrados en esta zona presentan características mecánicas favorables para cimentar viviendas convencionales. Se recomienda el uso de Cemento Portland Tipo V u otra alternativa de protección a la cimentación debido a la alta concentración de sulfatos presentes.

Esta zona también incluye afloramientos de roca de pendiente media a moderada, ubicados en los flancos laterales del distrito, clasificados con un peligro medio por caída de rocas. De igual modo, se considera la existencia de un peligro medio por flujo de detritos, el cual podría ocurrir ante la presencia de lluvias extraordinarias y afectaría las inmediaciones de las avenidas San Juan y Nazareth.

Los periodos obtenidos a través de la medición de microtemores se encuentran en el rango de 0.2 a 0.49 s. Por su parte, los Vs30 en esta zona se encuentran en el rango de 384 a 553 m/s.

Las aceleraciones máximas esperadas (PGA) se encuentran en un rango de 0.68 a 0.97 g, mientras que los factores de amplificación tienen una media de 3.3 para periodos menores a 0.5 s. En general, estos factores de amplificación sobreestiman al dado por la norma E.030 para un suelo S2 en dicho intervalo. No obstante, para periodos más largos estos factores quedan dentro de los límites normativos. Por lo expuesto, esta zona puede ser considerada con una clasificación sísmica S2 de acuerdo con la norma E.030 de manera conservadora.

9.1.3 Zona IV

Esta zona abarca los cerros de mayor altimetría y fuerte pendiente, los cuales se encuentran ubicados en el extremo noreste del distrito. Estos cerros se encuentran conformados básicamente por afloramientos de roca del tipo granodiorita superficialmente meteorizados. Esta zona está expuesta a un peligro geológico alto, debido a que sismos de grandes magnitudes podrían desencadenar la caída

de rocas a gran velocidad y, como consecuencia, podrían dañar las viviendas que se encuentran emplazadas en su trayectoria.

La capacidad de carga y la clasificación sísmica (S1) en esta zona es la misma que la descrita para la roca en la Zona I. Se debe tener presente que esta condición es válida si las viviendas se cimientan sobre la roca. Sin embargo, se ha observado que la mayoría de las viviendas que se emplazan en esta zona son precarias y se han cimentado sobre pircas artesanales.

9.1.4 Zona V

Esta zona comprende los escombros y rellenos antrópicos no controlados producto del relleno de una antigua cantera de agregados. La potencia de este relleno es variable y va desde los 2.0 hasta los 11.0 m de profundidad. Se ha evidenciado la presencia de fisuras en algunas de las viviendas de este sector, como se muestra en la Figura N°97.

La Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones prohíbe la construcción de viviendas sobre estos materiales, debido a que los rellenos no controlados son materiales sueltos y propensos a sufrir grandes asentamientos frente a cargas como las que imponen las viviendas.

Aunque el estudio efectuado por Nakamatsu (1999) estima las capacidades de carga en algunos sectores de esta zona, se debe advertir que estos resultados deben ser tomados con precaución. Debido a su naturaleza errática, resulta muy difícil poder predecir el comportamiento mecánico de este material con una certeza aceptable.

Los periodos obtenidos a través de la medición de microtemores se encuentran en el rango de 0.38 a 0.41 s. Por su parte, el Vs30 en esta zona se encuentra representado por el Arreglo A-04 con un valor de 224 m/s. En base a estas mediciones, esta zona puede ser clasificada sísmicamente como S2 de manera conservadora.



Figura N°97. Vivienda en Zona V con daño estructural

Considerando todo lo expuesto, se presenta la Tabla N° 25, en la cual se resumen los parámetros que pueden ser utilizados por los profesionales en la práctica para obtener una estimación del comportamiento estructural de una edificación ubicada en una determinada zona de la Microzonificación Sísmica propuesta.

Tabla N°25. Parámetros sísmicos para cada zona.

	Material predominante	Parámetros según Norma E.030				
		Factor Z	Clasificación de suelo	Factor S	T _p	T _L
ZONA I	Roca fracturada - gravas	0.45	S ₁	1.00	0.40	2.50
ZONA II	Arenas		S ₂	1.05	0.60	2.00
ZONA IV	Roca fracturada		S ₁	1.00	0.40	2.50
ZONA V	Relleno antrópico		S ₂	1.05	0.60	2.00

Conclusiones

- Geomorfológicamente, se ha identificado la existencia llanuras, vertientes, lomadas y montañas. Las dos primeras cubren la mayor parte del distrito y se encuentran separadas aproximadamente por la avenida Salvador Allende. Las lomadas se encuentran ubicadas en los flancos laterales del distrito, mientras que las montañas se ubican en la zona noreste del distrito y corresponden al sector conocido como Pamplona Alta.
- La litología local muestra la existencia de depósitos de gravas aluviales en la mayor parte del distrito, los cuales se han emplazado sobre las llanuras y las vertientes. Desde la parte central, estos depósitos están cubiertos por arenas eólicas, las cuales se extienden hacia el sur donde alcanzan su máxima potencia. Alrededor de estos materiales se encuentran los afloramientos de roca, los cuales han sido aprovechados en el pasado para definir el límite distrital. En la frontera con el distrito de Chorrillos se encuentran las rocas calizas. Por su parte, la frontera con el distrito de Santiago de Surco está conformada por calizas, andesitas y granodioritas. Finalmente, en el límite con el distrito de Villa María del Triunfo se ubican las granodioritas, gabros, dioritas y calizas.
- Las zonas de mayor altimetría (montañas), ubicadas al noreste del distrito (sector de Pamplona Alta), están expuestas a un peligro geológico alto debido a que movimientos sísmicos importantes podrían desestabilizar la roca superficial meteorizada y provocar su caída, lo cual afectaría a las viviendas emplazadas en esta zona. Este fenómeno también ha sido identificado, en los flancos laterales del distrito (lomadas), aunque debido a su pendiente y altimetría se espera que sea de menor intensidad. Por lo tanto, esta zona ha sido clasificada con un peligro geológico medio. Esta misma designación ha sido dada a las inmediaciones de las Avenidas San Juan y Nazareth por estar sobre el cauce de una antigua quebrada, donde se espera que las lluvias extraordinarias produzcan el fenómeno de flujo de detritos.

- Los ensayos ejecutados y recopilados han permitido definir el Mapa de Microzonificación Geotécnica del distrito. Este mapa muestra cuatro zonas bien diferenciadas.
 - La Zona I tiene las mejores características mecánicas, está compuesta por afloramientos de roca con diferentes grados de fracturación y depósitos de gravas con bolonería, inmersas en una matriz areno-limosa, de origen aluvial, de compactación densa a muy densa, con formas sub-redondeadas y redondeadas, y con un bajo contenido de humedad. La capacidad de carga estimada, considerando una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y un desplante mínimo de 0.80 m, es de 5.0 kg/cm² si la cimentación se desplanta sobre roca y de 2.0 a 4.0 kg/cm² si se apoya sobre grava.
 - La zona II está conformada por depósitos de arena (SP y SP-SM) con una potencia superior a los 3.0 m. Estos depósitos tienen origen aluvial y eólico, son de compactación media a densa y de bajo contenido de humedad. Estos materiales sobreyacen a los depósitos de gravas o rocas. La capacidad de carga estimada para una cimentación corrida de 0.60 m de ancho y un desplante mínimo de 0.80 m, varía entre 1.10 a 2.10 kg/cm². La alta concentración de sulfatos indica la necesidad de usar Cemento Portland Tipo V.
 - La Zona V presenta las peores condiciones mecánicas, esta zona está conformada por rellenos antrópicos no controlados, es decir materiales de desecho y desmonte. La potencia de esta zona es muy variable y va desde los 2.0 hasta los 11.0 m. Aunque la Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones prohíbe las construcciones en este tipo de material, esta zona se encuentra completamente habitada y algunas de sus viviendas muestran agrietamientos.
- Los ensayos MASW ejecutados y recopilados sobre suelo natural muestran que las velocidades de onda de corte promedio de los primeros 30 metros (Vs30) se sitúan en un rango de 384 a 553 m/s. Por lo tanto, siguiendo lo establecido por la Norma E.030, todos los ensayos tendrían una clasificación sísmica de suelo tipo S2, excepto el MAS-03, al que le corresponde a una clasificación S1.

- Las mediciones de la vibración ambiental del suelo en los puntos M-08 y A-01 han verificado la estacionariedad del periodo fundamental del suelo aplicando la técnica de Nakamura (H/V).
- Las mediciones de microtemores permitieron generar el Mapa de Isoperiodos, el cual, siguiendo los rangos establecidos por CISMID, muestra tres zonas diferenciadas. La Zona I es la más rígida y, por lo tanto, tiene un mejor comportamiento dinámico. Esta zona comprende los depósitos en los cuales el periodo fundamental del suelo es menor a 0.2 s. La Zona II abarca los depósitos en los cuales los periodos se encuentran entre 0.2 a 0.3 s, mientras que la Zona III comprende los depósitos con periodos entre 0.3 a 0.5 s. Esta última zona tiene picos mejor definidos en sus cocientes espectrales (H/V), lo cual evidencia un alto contraste de impedancia y, por ende, es en esta zona donde se esperan las mayores amplificaciones.
- Tres arreglos de microtemores fueron ejecutados (A-01, A-02 y A-03) en el área de estudio. El primero se ubicó en la zona donde se registraron periodos mayores a 0.4 s, mientras que los dos últimos en las zonas donde el periodo estuvo entre los 0.2 a 0.4 s. Los tres corroboran la existencia de una base rígida ($V_s=1600$ m/s), la cual crea una alta relación de impedancia. Este estrato rígido se encuentra a 100, 60 y 40 m de profundidad en los arreglos A-01, A-03 y A-02, respectivamente.
- El análisis de peligro sísmico realizado, considerando un periodo de retorno de 475 años y un suelo tipo B, permitió generar el espectro de peligro uniforme representativo del área de estudio. Este espectro presenta un valor de aceleración de 0.4 g para un periodo de 0 s (PGA) y un valor máximo de 1.0 g para un periodo de 0.15 s. Por su parte, el espectro de peligro uniforme extraído del trabajo de SENCICO (2016) muestra un PGA de 0.47 g y un máximo de 1.2 g para un periodo de 0.2 s. El espectro de peligro uniforme de SENCICO supera al generado en el presente estudio en el rango de periodos de 0 a 0.5 s.
- Los análisis de respuesta sísmica utilizando el método lineal equivalente permitieron comprender el comportamiento dinámico de los suelos del área de estudio. De esta manera, la aceleración máxima obtenida en la superficie del

suelo (PGA) fue de 0.86, 0.92 y 0.97 g para los arreglos A-02, A-03 y A-01 respectivamente.

- Los espectros de respuesta obtenidos presentan dos picos bien definidos. En el arreglo A-02, se registran aceleraciones espectrales máximas de 2.45 y 2.70 g para periodos de 0.15 y 0.41 s respectivamente. Por otro lado, en el arreglo A-03 se observan aceleraciones de 2.3 y 2.1 g para periodos de 0.18 y 0.47 s. Por último, en el arreglo A-01 exhiben aceleraciones de 2.8 y 1.4 g para periodos de 0.28 y 0.69 s.
- Los espectros de respuesta obtenidos muestran que mientras más profundo se encuentre el estrato rígido, el segundo modo de vibración de la función de transferencia adquiere una mayor importancia en la respuesta estructural.
- Los factores de amplificación obtenidos en los arreglos A-01, A-02 y A-03, sobrepasan la plataforma del factor de amplificación establecido para un suelo tipo S2 por la norma E.030. Dichos factores tienen un valor medio de 3.6 en el rango de 0.1 a 0.25 s y de 3.0 en el rango de 0.25 a 0.48 s. Más allá de los 0.48 s los factores de amplificación obtenidos quedan dentro del rango normativo. Por lo tanto, en términos prácticos, se puede afirmar que el factor de amplificación establecido para un suelo tipo S2 reproduce razonablemente bien los valores de amplificación esperados en los lugares evaluados.
- Se observa una discrepancia entre el rango de valores de periodos fundamentales del suelo establecidos por el CISMID para la clasificación sísmica de sitio y los factores de amplificación obtenidos en el presente estudio. Sin embargo, los resultados obtenidos en la presente tesis no deben generalizarse ya que cada lugar de estudio tiene características particulares que deben ser evaluadas.
- Los estudios y análisis realizados permitieron definir el Mapa de Microzonificación Sísmica del distrito de San Juan de Miraflores. Cuatro zonas fueron definidas en función de la respuesta del suelo ante sollicitaciones mecánicas y dinámicas.

- La Zona I es la más favorable de todas, presenta una alta resistencia y rigidez y está conformada por afloramientos de roca y gravas aluviales de compacidad densa a muy densa, con periodos menores a 0.2 y Vs30 mayores a 553 m/s, pudiendo ser clasificada como un suelo tipo S1.
 - La Zona II está compuesta por arenas de origen eólico y aluvial, de compacidades medias a densas con periodos de 0.2 a 0.49 s y Vs30 de 384 a 500 m/s y puede ser clasificadas como un suelo tipo S2. Ciertos sectores de esta zona tienen la clasificación de peligro geológico medio por caída de rocas y flujo de detritos.
 - La Zona IV, de peligros geológicos altos, corresponde al área de mayor altimetría y pendiente del distrito. En esta zona se ha identificado la posible ocurrencia de caída de rocas ante la ocurrencia de movimientos sísmicos severos. Esta zona puede ser catalogada como S1.
 - La Zona V está compuesta por rellenos antrópicos no controlados (desechos y desmonte) de potencia variable que van desde los 2.0 hasta los 11.0 m, con periodos de 0.31 a 0.41 s y con un Vs30 representativo de 224 m/s. Basado en estos valores, esta zona podría catalogarse como S2 en términos dinámicos, aunque estudios detallados deberían ser llevados a cabo.
- Los estudios de microzonificación sísmica son fundamentales para comprender el comportamiento dinámico del suelo frente a solicitaciones sísmicas y para poder definir los planes de prevención del riesgo de desastre.

Recomendaciones

- Realizar un estudio hidrológico detallado en la zona catalogada con peligro medio por flujo de detritos para cuantificar el impacto que tendrían las lluvias extraordinarias en esta zona y poder delimitar con mayor precisión el área de influencia.
- Las autoridades competentes deben implementar los planes de contingencia correspondientes en las zonas donde se ha detectado el peligro de caída de rocas, con el objetivo de salvaguardar la vida de los pobladores y proteger la integridad de las viviendas precarias existentes.
- Estudios rigurosos que estudien la forma de compatibilizar el uso del periodo fundamental del suelo y el Vs30 para la clasificación sísmica de sitio deben ser llevados a cabo.
- Estudios detallados deben llevarse a cabo para estimar el comportamiento dinámico de la Zona V frente a un movimiento sísmico severo dado que esta zona actualmente se encuentra completamente habitada y se ha observado daño estructural en ciertas viviendas debido a la deformación del suelo.
- Existe la necesidad de instalar acelerógrafos en las inmediaciones del Arreglo A-01 y en una estación de referencia o en pozo, para poder validar completamente los resultados obtenidos en la presente tesis.

Referencias bibliográficas

- Aki, K. (1957). Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. *Bulletin of the Earthquake Research Institute*, 35, 415-456.
- Akkar, S., & Boore, D. M. (2009). On baseline corrections and uncertainty in response spectra for baseline variations commonly encountered in digital accelerograph records. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 99(3), 1671-1690. <https://doi.org/10.1785/0120080206>
- Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An improved method for nonstationary spectral matching. *Earthquake spectra*, 26(3), 601-617. <https://doi.org/10.1193/1.3459159>
- Alva, J. E. (2009). *Dinámica de suelos* [Notas de clase]. Website del Dr. Jorge Elías Alva Hurtado. <https://jorgealvahurtado.com/files/Dinamica%20de%20Suelos.pdf>
- Alva, J. E., y Chang, C. S. (1978, del 29 al 31 de marzo). *Características de los terremotos en Lima y alrededores* [Ponencia]. Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima, Perú. http://jorgealvahurtado.com/files/redacis24_a.pdf
- Alva, J. E., y Escalaya, M. (2005, 01 de mayo). *Actualización de los parámetros sismológicos en la evaluación del peligro sísmico en el Perú* [Simposio]. XIX Simposio Internacional: Últimos Avances en la Ingeniería Sísmica y Gestión del Riesgo de los Desastres. Lima, Perú. https://jorgealvahurtado.com/files/redacis02_p.pdf
- Alva, J. E., Ortiz, C. y Soto, J. (2019, del 15 al 18 de julio). *Registros en Perú y Ecuador del sismo de Lagunas - Alto Amazonas - Loreto del 26 de mayo de 2019* [Ponencia]. VII Conferencia Ecuatoriana de Ingeniería Sísmica: Profesor Alfonso Malaver. Guayaquil, Ecuador.

<https://jorgealvahurtado.com/files/Presentacion%20Sismo%20Lagunas%20X.pdf>

American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum design loads for buildings and other structures* (ASCE/SEI 7-16).

<https://doi.org/10.1061/9780784414248>

Arango, M. C., Strasser, F. O., Bommer, J. J., Cepeda, J. M., Boroschek, R., Hernandez, D. A., & Tavera, H. (2012). An evaluation of the applicability of current ground-motion models to the south and central American subduction zones. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102(1), 143-168. <https://doi.org/10.1785/0120110078>.

Boore, D. M., & Bommer, J. J. (2005). Processing of strong-motion accelerograms: needs, options and consequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(2), 93-115. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.10.007>

Borcherdt, R. D. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 60(1), 29-61.

Brady, A. G., & Perez, V. (1977). Strong-motion Earthquake Accelerograms Digitization and Analysis: Records from Lima, Peru, 1951-1974. *US Geological Survey*. 77(587). <https://doi.org/10.3133/ofr77587>

Burton, I., Kates, R. W., & White, G. F. (1978). *The environment as hazard*. Oxford University Press.

Calderon, D., Sekiguchi, T., Nakai, S., Aguilar, Z., & Lázares, F. (2012). Study of soil amplification based on microtremor and seismic records in Lima Peru. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 12(2), 1-2. https://doi.org/10.5610/jaee.12.2_1

Capon, J. (1969). High-resolution frequency-wavenumber spectrum analysis. *Proceedings of the IEEE*, 57(8), 1408-1418.

<https://doi.org/10.1109/PROC.1969.7278>

Casaverde, L., y Vargas, J. (1980). *Zonificación sísmica del Perú*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Departamento de Ingeniería.
<https://biblioteca.igp.gob.pe/cgi-bin/koha/opac-detail.pl?biblionumber=9665>

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres [CISMID]. (2005). *Estudio de vulnerabilidad y riesgo sísmico en 42 distritos de Lima y Callao*.

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres [CISMID]. (2015). *Microzonificación Sísmica del distrito de San Juan de Miraflores*. <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/5496701/375282-lima-san-juan-de-miraflores.zip?v=1701270764>

Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres [CISMID]. (2016). *Microzonificación sísmica del distrito de Santiago de Surco*. <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/5496705/375282-lima-santiago-de-surco.zip?v=1701270764>

Chávez-García, F. J., Pedotti, G., Hatzfeld, D., & Bard, P. Y. (1990). An experimental study of site effects near Thessaloniki (Northern Greece). *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(4), 784-806.
<https://doi.org/10.1785/BSSA0800040784>

Chávez, J. (2006). *Leyes de atenuación para aceleraciones espectrales en el Perú* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio UNI.
<https://repositorio.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/4224>

Cho, I., Tada, T., & Shinozaki, Y. (2004). A new method to determine phase velocities of Rayleigh waves from microseisms. *Geophysics*, 69(6), 1535-1551. <https://doi.org/10.1190/1.1836827>

- Cloud, W. K., & Perez, V. (1971). Unusual accelerograms recorded at Lima, Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 61(3), 633-640.
<https://doi.org/10.1785/BSSA0610030633>
- Cornell, C. A. (1968). Engineering seismic risk analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 58(5), 1583-1606.
<https://doi.org/10.1785/BSSA0580051583>
- Cornell, C. A., & Vanmarcke, E. H. (1969, January 13-18). The major influences on seismic risk. In *Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, 1, 69-83.
https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/4_vol1_A1-69.pdf
- Crisafulli, F., y Villafañe, E. (2002). *Espectros de respuesta y diseño* [Guía de estudio]. Slideshare. <https://slideshare.net/slideshow/espectros-derespuestaydediseo/78651551>
- Czelada, J. (2009). *Medición del Módulo de Young y Módulo de Corte Mediante Técnicas Geofísicas* [Tesis de pregrado, Universidad de Buenos Aires]. Campus FIUBA.
https://campusgrado.fi.uba.ar/pluginfile.php/34477/mod_resource/content/1/Czelada%202009%20Medicion%20del%20modulo%20de%20Young%20y%20modulo%20de%20corte%20mediante%20tecnicas%20geofisicas.pdf
- Darendeli, M. B. (2001). *Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves* [Ph.D. Thesis, The university of Texas at Austin]. UT Austin repository.
<https://repositories.lib.utexas.edu/bitstreams/ce933ab0-dd4d-475f-adfe-e80c0aab10e0/download>
- Diaz-Segura, E. G. (2017). Incertidumbres en la estimación del periodo fundamental de terrenos inclinados. *Obras y Proyectos*, (21), 38-44. <https://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132017000100005>

- Field, E. H., Hough, S. E., & Jacob, K. H. (1990). Using microtremors to assess potential earthquake site response: a case study in Flushing Meadows, New York City. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 80(6A), 1456-1480. <https://doi.org/10.1785/BSSA08006A1456>
- Franco, P. (2013). *Teoría y aplicación de cocientes espectrales en exploración sísmica somera* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio UNAM. <https://hdl.handle.net/20.500.14330/TES01000689195>
- Gamarra, C. (2009). *Nuevas fuentes sismogénicas para la evaluación del peligro sísmico y generación de espectros de peligro uniforme en el Perú* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio UNI. <https://repositorio.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/1601>
- Graizer, V. M. (1979). Determination of the true ground displacement by using strong motion records. *Izvestiya, Physics Solid Earth*, 15, 875-885.
- Hancock, J., Watson-Lamprey, J., Abrahamson, N. A., Bommer, J. J., Markatis, A., McCoy, E. M. M. A., & Mendis, R. (2006). An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(spec01), 67-89. <http://dx.doi.org/10.1080/13632460609350629>
- Herráiz, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros*. Universidad Nacional de Ingeniería. https://cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2019/12/publi_3_.pdf
- Hosseini, S. M., Pajouh, M. A., & Hosseini, F. (2010, May 29). *The limitations of equivalent linear site response analysis considering soil nonlinearity properties* [conference paper]. Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Missouri, USA. <https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2735&context=icrageesd>

- Hudson, D. E. (1979). *Reading and interpreting strong motion accelerograms*. Earthquake Engineering Research Institute.
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET]. (1992). *Geología de los cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica. Hojas 25-i, 25-j. 24-i, 24-j*. Boletín, Serie A: Carta Geológica Nacional N° 43.
<https://hdl.handle.net/20.500.12544/163>
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET]. (2003). *Memoria descriptiva de la revisión y actualización de los cuadrángulos de mala (26-j), Lurín (25-j) y Lima (25-l). Escala 1:50000*.
<https://hdl.handle.net/20.500.12544/2121>
- Instituto Nacional de Estadística e Informática [INEI]. (2014). *Una Mirada a Lima Metropolitana*.
https://inei.gob.pe/media/MenuRecursivo/publicaciones_digitales/Est/Lib168/libro.pdf
- Instituto Nacional de Estadística e Informática [INEI]. (2017). *Resultados definitivos de los Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas*.
<https://censo2017.inei.gob.pe/resultados-definitivos-de-los-censos-nacionales-2017/>
- Iwan, W. D., Moser, M. A., & Peng, C. Y. (1985). Some observations on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerograph. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75(5), 1225-1246.
<https://doi.org/10.1785/BSSA0750051225>
- Juárez, E., y Rico, A. (2001). *Mecánica de suelos* (Tomo I). Limusa.
- Kanai, K., Tanaka, T. & Okada, K. (1954). Measurement of the Microtremor. *Bulletin of Earthquake Research Institute*, 32, 199-210.

- Knudson, C. F., & Perez, V. (1977, January 10 - 14). Accelerograph records from Lima, Peru [conference presentation]. *In Proceedings of the Sixth World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 338 - 344).
https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/6_vol1_338.pdf
- Konno, K., & Ohmachi, T. (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1), 228-241.
<https://doi.org/10.1785/BSSA0880010228>
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Pentice Hall.
- Lachetl, C., & Bard, P. Y. (1994). Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of Nakamura's technique. *Journal of Physics of the Earth*, 42(5), 377-397. <https://doi.org/10.4294/jpe1952.42.377>
- Lázares, F., Almora, J., López, J., Cabrejos, J., y Piedra, R. (2007, del 20 al 22 de agosto). *Análisis de acelerogramas sismo de Ica del 15 de agosto del 2007* [Ponencia]. Conferencia Internacional de Ingeniería Sísmica, Lima, Perú.
<https://www.slideshare.net/EdsonAbnerFloresGuilln/lazares-acelerogramas-ica>
- Lázares, F. (2019). *Conceptos básicos de sismología para ingenieros* [Diapositivas de PowerPoint]. Foro: importancia de las redes acelerográficas para la definición de parámetros de diseño sismorresistente, Lima, Perú.
<https://www.scribd.com/document/467311787/conceptos-teoricos-sobre-sismologia-1>
- Lee, V. W., & Trifunac, M. D. (1979). *Automatic digitization and processing of strong-motion accelerograms. Part II: Computer processing of accelerograms* (Report No. 79-15 II). University of Southern California.

- Lermo, J., & Chávez-García, F. J. (1993). Site effect evaluation using spectral ratios with only one station. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 83(5), 1574-1594. <https://doi.org/10.1785/BSSA0830051574>
- Lermo, J., & Chávez-García, F. J. (1994). Are microtremors useful in site response evaluation?. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84(5), 1350-1364. <https://doi.org/10.1785/BSSA0840051350>
- Martínez, J. (2007). *El conglomerado de Lima Metropolitana y las cimentaciones* [Diapositivas de PowerPoint]. Scribd. <https://www.scribd.com/document/384321371/CONGLOMERADO-EN-LIMA>
- Mittal, H., Kumar, A., & Kumar, A. (2013). Site effects estimation in Delhi from the Indian strong motion instrumentation network. *Seismological Research Letters*, 84(1), 33-41. <https://doi.org/10.1785/0220120058>
- Municipalidad Distrital de San Juan de Miraflores (2019). *Plan de acción distrital de seguridad ciudadana San Juan de Miraflores 2019*. <https://www.scribd.com/document/473993429/CODISEC-SJM2019>
- Municipalidad Metropolitana de Lima [MML]. (2007). *Ordenanza N°620 – MML*. <https://eudora.vivienda.gob.pe/observatorio/ZONIFICACION/SanJuandeMiraflores.pdf>
- Naeim, F., & Lew, M. (1995). On the use of design spectrum compatible time histories. *Earthquake Spectra*, 11(1), 111-127. <https://doi.org/10.1193/1.1585805>
- Nakamatsu, J. (1999). *Estudio de mecánica de suelos con fines de cimentación para la habilitación urbana del AA. HH. Ex-Susana Higushi* [Trabajo de suficiencia profesional, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/20130>

- Nakamura, Y. (1989). A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface. *Railway Technical Research Institute, Quarterly Reports*, 30(1). 25-33.
- Nakamura, Y. (2000, January 30 – February 4). Clear identification of fundamental idea of Nakamura's technique and its applications [conference paper]. In *Proceedings of The 12th World Conference on Earthquake Engineering*. <https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/2656.pdf>
- Nogoshi, M. & Higarashi, T. (1970). On the Propagation Characteristics of Microtremor. *Journal of the Seismological Society of Japan*, 23(4), 264-280.
- Olafsdottir, E. A., Erlingsson, S., & Bessason, B. (2018). Tool for analysis of multichannel analysis of surface waves (MASW) field data and evaluation of shear wave velocity profiles of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(2), 217-233. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0302>
- Organización de Estados Americanos [OEA]. (1993). *Manual sobre el manejo de peligros naturales en la planificación para el Desarrollo Regional Integrado*. <https://www.oas.org/dsd/publications/unit/oea65s/oea65s.pdf>
- Park, C. B., Miller, R. D., & Xia, J. (1998). Imaging dispersion curves of surface waves on multichannel record [conference presentation]. In *SEG Technical Program Expanded Abstracts 1998* (pp. 1377-1380). Society of Exploration Geophysicists. <https://doi.org/10.1190/1.1820161>
- Park, C. B., Miller, R. D., & Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves. *Geophysics*, 64(3), 800-808. <https://doi.org/10.1190/1.1444590>
- Pulido, N., Aguilar, Z., Tavera, H., Chlieh, M., Calderón, D., Sekiguchi, T., Nakai, S., & Yamazaki, F. (2015). Scenario source models and strong ground motion for future mega-earthquakes: Application to Lima, Central Peru. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 105(1), 368-386. <https://doi.org/10.1785/0120140098>

- Quispe, S. (2009). *Métodos geofísicos para caracterización dinámica de suelo – amplificación sísmica en la ciudad de Tambo de Mora* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio UNI. <https://repositorio.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/16668>
- Quispe, S., Chimoto, K., Yamanaka, H., Tavera, H., Lazares, F., & Aguilar, Z. (2014). Estimation of S-wave velocity profiles at Lima City, Perú using microtremor arrays. *Journal of Disaster Research*, 9(6), 931-938. <https://doi.org/10.20965/jdr.2014.p0931>
- Reid, H. F. (1910). *Mechanics of the earthquake, the California Earthquake of April 18, 1906*. Report of the State Investigation Commission, Carnegie Institution of Washington.
- Repetto, P., Arango, I., & Seed, H. B. (1980). *Influence of site characteristics on building damage during the October 3, 1974 Lima earthquake* (Report No. UCB/EERC-80/41). Earthquake Engineering Research Center. <https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/NSF/PB81161739.pdf>
- Ruiz, R. (1999). *La atenuación en los andes y la evaluación probabilística del peligro sísmico* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional Federico Villareal]. Biblioteca UNFV.
- Sadigh, K., Chang, C. Y., Egan, J. A., Makdisi, F., & Youngs, R. R. (1997). Attenuation relationships for shallow crustal earthquakes based on California strong motion data. *Seismological Research Letters*, 68(1), 180-189. <https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.180>
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1969). Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 95(1), 99-137. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001260>
- Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(12), 1425-1445.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:12\(1425\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:12(1425))

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción [SENCICO]. (2018). *Norma Técnica E.050 Suelos y Cimentaciones*. <https://drive.google.com/file/d/1XdLUkwUqDXsulQgSbFsJ-J9BTt4u3Hp5/view>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción [SENCICO]. (2019). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. <https://drive.google.com/file/d/1W14N6JldWPN8wUZSqWZnUphg6C559bi-/view>

Socco, L. V., Foti, S., & Boiero, D. (2010). Surface-wave analysis for building near-surface velocity models - Established approaches and new perspectives. *Geophysics*, 75(5), 75A83-75A102. <https://doi.org/10.1190/1.3479491>

Somerville, P. G. (2002, April 28 – May 1). *Characterizing near fault ground motion for the design and evaluation of bridges* [Conference paper]. In Proceedings of the 3rd national seismic conference and workshop on bridges and highways, Portland, Oregon. https://www.researchgate.net/publication/251816876_Characterizing_Near_Fault_Ground_Motion_For_The_Design_And_Evaluation_Of_Bridges

Stokoe II, K. H., Wright, G. W., Bay, J.A. & Roesset, J.M. Characterization of geotechnical sites by SAWS method. In R. D. Woods (Ed.). *Geophysical Characterization of Sites* (pp. 15-25). Oxford Publishers.

Tada, T., Cho, I., & Shinozaki, Y. (2007). Beyond the SPAC method: exploiting the wealth of circular-array methods for microtremor exploration. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(6), 2080-2095. <https://doi.org/10.1785/0120070058>

- Tokimatsu, K. (1997). Geotechnical site characterization using surface waves. In K. Ishihara (Ed.), *Earthquake Geotechnical Engineering* (pp. 1333-1368). Japanese Geotechnical Society.
- Uriarte, R. (2014). *Aplicación del método de autocorrelación espacial (SPAC) para la obtención de perfiles de ondas de corte del suelo* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/3811>
- Verdugo, R. (2016, 29 de setiembre). Microzonificación Sísmica según Tipo de Suelos [Diapositivas PowerPoint]. *IX Congreso Anual de la Asociación de Ingenieros Civiles y Estructurales*, Santiago de Chile, Chile. https://drive.google.com/file/d/1vjNy1mE0yrj5Fs2OxZ_ye6Px4JDmfZu/view?usp=sharing
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45-73.
- Youngs, R. R., Chiou, S. J., Silva, W. J., & Humphrey, J. R. (1997). Strong ground motion attenuation relationships for subduction zone earthquakes. *Seismological Research Letters*, 68(1), 58-73. <https://doi.org/10.1785/gssrl.68.1.58>
- Zhao, J. X., Zhang, J., Asano, A., Ohno, Y., Oouchi, T., Takahashi, T., Ogawa H., Irikura, K., Thio, H.K., Somerville, P.G., Fukushima, Y. (Yasuhiro) & Fukushima, Y. (Yoshimitsu). (2006). Attenuation relations of strong ground motion in Japan using site classification based on predominant period. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(3), 898-913. <https://doi.org/10.1785/0120050122>