

**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA**  
**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**



*Una Institución Adventista*

**Análisis de la susceptibilidad de licuación en la comunidad  
campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador, Lima**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

Por

Bach. Max Jordy Paucar Huacho

Asesor

Mg. Leonel Chahuares Paucar

Lima, agosto de 2020

# DECLARACIÓN JURADA DE AUTORIA DEL INFORME DE TESIS

Mg. Leonel Chahuares Paucar, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura,  
Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Peruana Unión.

## DECLARO:

Que el presente informe de investigación titulado: "ANÁLISIS DE LA SUSCEPTIBILIDAD DE LICUACIÓN EN LA COMUNIDAD CAMPESINA DE LLANAVILLA, EN EL DISTRITO DE VILLA EL SALVADOR, LIMA" constituye la memoria que presenta el bachiller Max Jordy Paucar Huacho, para aspirar al título de Profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente constancia en la ciudad de Lima, a los 06 días de agosto del año 2020.



Asesor: Mg. Leonel Chahuares Paucar

### ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En Lima, Ñaña, Villa Unión, a los 06 días día(s) del mes de agosto del año 2020 siendo las 17:00 horas, se reunieron en modalidad virtual u online sincrónica, bajo la dirección del Señor Presidente del jurado: Ing. Ferrer Canaza Rojas, el secretario: Ing. David Díaz Garamendi ... y los demás miembros: Ing. Reymundo Jaulis Palomino ..... y el asesor Mg. Leonel Chahuares Paucar, con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulada: "Análisis de la Susceptibilidad de Licuación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa El Salvador, Lima"

.....del(los)/la (las) bachiller/es: a).....**MAX JORDY PAUCAR HUACHO**.....  
 .....b) .....  
 .....conducente a la obtención del título profesional de  
 .....**INGENIERO CIVIL**.....  
 (Nombre del Título Profesional)  
 con mención en.....

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando al (los)/a (la) (las) candidato(a)s hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por el (los)/la (las) candidato(a)s. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado.

Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Candidato (a): ..... **MAX JORDY PAUCAR HUACHO** .....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
			17	

Candidato (b): .....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
			17	

(\*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó al(los)/a (la) (las) candidato(a)s a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

\_\_\_\_\_  
 Presidente  
 Ing. Ferrer Canaza Rojas

\_\_\_\_\_  
 Secretario  
 Ing. David Díaz Garamendi

\_\_\_\_\_  
 Asesor  
 Mg. Leonel Chahuares  
 Paucar

\_\_\_\_\_  
 Miembro

\_\_\_\_\_  
 Miembro  
 Ing. Reymundo Jaulis  
 Palomino

\_\_\_\_\_  
 Candidato/a (a)  
 Max Jordy Paucar Huacho

\_\_\_\_\_  
 Candidato/a (b)

## **Dedicatoria**

A Dios, mis padres, hermanos  
y amigos, con profunda gratitud  
y cariño por su apoyo constante  
en mi superación personal

Max J. Paucar Huacho

## **Agradecimiento**

A la Universidad Peruana Unión y su plana docente, por la valiosa enseñanza.

A todas las personas que contribuyeron en el desarrollo de la presente tesis: Ing. Nancy E. Torres Rodríguez, Ing. Percy R. y Carlos Tupia Córdova, a mi asesor Mg. Leonel Chahuares Paucar, a todos ellos, por el apoyo a esta investigación, por sus correcciones y sugerencias a este trabajo.

## Tabla de contenido

<b>Dedicatoria</b>	<b>iv</b>
<b>Agradecimiento</b>	<b>v</b>
<b>Tabla de contenido</b>	<b>vi</b>
<b>Índice de tablas</b>	<b>ix</b>
<b>Índice de figuras</b>	<b>xiv</b>
<b>Índice de anexos</b>	<b>xx</b>
<b>Símbología</b>	<b>xxi</b>
<b>Resumen</b>	<b>xxii</b>
<b>Abstract</b>	<b>xxiii</b>
<b>Introducción</b>	<b>xxiv</b>
<b>Capítulo I El Problema</b>	<b>26</b>
1.1. Descripción de la realidad problemática	26
1.2. Formulación del Problema	28
1.3. Objetivos	29
1.4. Importancia y alcances de la investigación	29
1.5. Limitaciones de la investigación	32
<b>Capítulo II Marco teórico</b>	<b>33</b>
2.1. Antecedentes de la investigación	33
2.2. Licuación de suelos	37
2.3. Factores que inciden la licuación de suelos	43

2.4. Geología y topografía	43
2.5. Caracterización Geotécnica	44
2.6. Ensayos en campo	44
2.6.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	44
2.6.2. Ensayo de Permeabilidad L'efranc	44
2.7. Ensayos en laboratorio	45
2.7.1. Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422)	45
2.7.2. Límite líquido (ASTM D-4318)	45
2.7.3. Límite plástico (ASTM D-4318)	45
2.7.4. Contenido de Humedad (ASTM D-2216-05)	45
2.7.5. Corte directo (ASTM D-3080)	45
2.7.6. Ensayo químico de sulfatos (ASTM D-1559)	45
2.7.7. Ensayo químico de cloruros (ASTM D-1129)	46
2.7.8. Ensayo químico de sales solubles totales (ASTM D-516)	46
2.7.9. Ensayo químico de materia orgánica (ASTM D-516)	46
2.8. Evaluación del potencial de licuefacción	46
2.9. Susceptibilidad de licuación de suelos	59
2.10. Efectos de la licuación	62
2.11. Sismo	64
2.11.1. Peligro sísmico probabilístico	67
2.11.2. Magnitud de un sismo	67
2.11.3. Intensidad de un sismo	70

2.11.4. Aceleración sísmica	70
2.12. Definición de términos básicos	71
<b>Capítulo III Materiales y métodos</b>	<b>72</b>
3.1. Enfoque de la investigación	72
3.2. Tipo de investigación	73
3.3. Diseño de la Investigación	73
3.4. Método de investigación	74
3.5. Hipótesis	74
3.6. Variables	75
3.7. Operacionalización de variables	76
3.8. Población y Muestra	77
3.9. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	78
<b>Capítulo IV Resultados y discusión</b>	<b>110</b>
4.1. Ensayos de laboratorio	110
4.2. Análisis de Susceptibilidad de Licuación	131
4.3. Propuesta de cimentación superficial para estructuras especiales	157
4.4. Propuesta de cimentación superficial para para edificaciones	177
4.5. Propuesta de cimentación profunda para estructuras especiales	179
4.6. Contraste de hipótesis	190
4.7. Discusión de resultados	192
<b>Capítulo V Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>203</b>
5.1. Conclusiones	203

5.2. Recomendaciones	205
Referencias	206
<b>Anexos</b>	<b>212</b>
<b>Anexo A: Mapa de Ubicación de sondeos</b>	<b>213</b>
<b>Anexo B: Mapa de Unidades Geológicas (Planta y sección)</b>	<b>214</b>
<b>Anexo C: Panel Fotográfico</b>	<b>215</b>
<b>Anexo D: Registro de Exploración de Campo</b>	<b>224</b>
<b>Anexo E: Resultados de Ensayo de Laboratorio</b>	<b>225</b>

### Índice de tablas

Tabla 1. Evaluación de licuación de suelos con presencia de fino, criterio Andrews - Martin (Fuente: Huidobro, 2015, pág. 86)	62
Tabla 2. Fórmulas para la determinación del factor de corrección de sobrecarga. (Fuente: Benites y Vilchez, 2017, pág. 66)	51
Tabla 3. Valores para factores de corrección de los valores N del SPT. (Fuente: Rodas, 2011 pág. 22)	52
Tabla 4. Valores de $e$ en función de $\alpha$ y $\beta$ del contenido de finos (Fuente: García, 2007)	53
Tabla 5. Factor de escala de Magnitud. (Fuente: Santibáñez, 2006)	57
Tabla 6. Factores de escala de magnitud. (Fuente: Benites y Vilchez, 2017, pág. 73)	58
Tabla 7. Operacionalización de variables (Fuente: Elaboración propia)	76
Tabla 9. Tasa de excedencia anual y tiempos de retorno.	90
Tabla 10. Coordenadas UTM de los puntos de sondeo	94
Tabla 11. Datos del punto de sondeo PP-01	95

Tabla 12. Datos del punto de sondeo PP-02	96
Tabla 13. Datos del punto de sondeo PP-03	98
Tabla 14. Datos del punto de sondeo PP-04.	99
Tabla 15. Datos del punto de sondeo PP-05.	101
Tabla 16. Datos del punto de sondeo PP-06.	102
Tabla 17. Datos de los puntos de sondeo superficiales	103
Tabla 18. Datos de las calicatas realizadas.	106
Tabla 19. Descripción estratigráfica de la calicata C-B	108
Tabla 20. Ensayos de laboratorio realizados y sus normativas	110
Tabla 21. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-01	121
Tabla 22. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-02	122
Tabla 23. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-03	122
Tabla 24. Perfil geotécnico de la Calicata C-B	123
Tabla 25. Resultados del ensayo de corte directo	123
Tabla 26. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros	125
Tabla 27. Resultados del ensayo para la determinación de Materia Orgánica	129
Tabla 28. Resultados de los ensayos de permeabilidad	129
Tabla 29. Distancia máxima de sismos basados en Magnitudes	132
Tabla 30. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-01	132
Tabla 31. Valores de los factores para la corrección de los valores $N_{SPT}$ . Punto PP-01	133
Tabla 32. Resultados de los valores $N_{SPT}$ corregidos para el punto PP-01.	133
Tabla 33. Cálculo de la relación de resistencia cíclica $M=7.50$ del suelo punto PP-01.	134
Tabla 34. Relación de resistencia cíclica $M=8.00$ del suelo punto PP-01	135
Tabla 35. Relación de Tensiones cíclicas $M=8.00$ y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-01	135
Tabla 36. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-02.	137
Tabla 37. Valores de los factores para la corrección de los valores $N_{SPT}$ . Punto PP-02.	137

Tabla 38. Resultados de los valores $N_{SPT}$ corregidos para el punto PP-02.	137
Tabla 39. Cálculo de la relación de resistencia cíclica $M=7.50$ del suelo punto PP-02.	139
Tabla 40. Relación de resistencia cíclica $M=8.00$ del suelo punto PP-02.	139
Tabla 41. Relación de Tensiones cíclicas $M=8.00$ y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-02.	140
Tabla 42. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-03.	141
Tabla 43. Valores de los factores para la corrección de los valores $N_{SPT}$ Punto PP-03.	141
Tabla 44. Resultados de los valores $N_{SPT}$ corregidos para el punto PP-03.	142
Tabla 45. Cálculo de la relación de resistencia cíclica $M=7.50$ del suelo punto PP-03.	143
Tabla 46. Relación de resistencia cíclica $M=8.00$ del suelo punto PP-03.	144
Tabla 47. Relación de Tensiones cíclicas $M=8.00$ y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-03.	144
Tabla 48. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-04.	145
Tabla 49. Valores de los factores para la corrección de los valores $N_{SPT}$ Punto PP-04.	146
Tabla 50. Resultados de los valores $N_{SPT}$ corregidos para el punto PP-04.	146
Tabla 51. Cálculo de la relación de resistencia cíclica $M=7.50$ del suelo punto PP-04.	148
Tabla 52. Relación de resistencia cíclica $M=8.00$ del suelo punto PP-04.	148
Tabla 53. Relación de Tensiones cíclicas $M=8.00$ y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-04.	148
Tabla 54. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-05.	150
Tabla 55. Valores de los factores para la corrección de los valores $N_{SPT}$ Punto PP-05.	150
Tabla 56. Resultados de los valores $N_{SPT}$ corregidos para el punto PP-05.	150
Tabla 57. Cálculo de la relación de resistencia cíclica $M=7.50$ del suelo punto PP-05.	152
Tabla 58. Relación de resistencia cíclica $M=8.00$ del suelo punto PP-05.	152
Tabla 59. Relación de Tensiones cíclicas $M=8.00$ y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-05.	152
Tabla 60. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-06.	154

Tabla 61. Valores de los factores para la corrección de los valores $N_{SPT}$ Punto PP-06.	154
Tabla 62. Resultados de los valores NSPT corregidos para el punto PP-06.	154
Tabla 63. Cálculo de la relación de resistencia cíclica $M=7.50$ del suelo punto PP-06.	156
Tabla 64. Relación de resistencia cíclica $M=8.00$ del suelo punto PP-06.	156
Tabla 65. Relación de Tensiones cíclicas $M=8.00$ y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-06.	156
Tabla 66. Datos de las estructuras especiales.	157
Tabla 67. Parámetros geotécnicos del punto PP-01.	158
Tabla 68. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-01.	159
Tabla 69. Asentamientos en el punto PP-01 para estado de cargas críticos.	161
Tabla 70. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-01	162
Tabla 71. Parámetros geotécnicos del punto PP-02.	162
Tabla 72. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-02.	163
Tabla 73. Asentamientos en el punto PP-02 para estado de cargas críticos.	165
Tabla 74. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-02.	166
Tabla 75. Parámetros geotécnicos del punto PP-03.	166
Tabla 76. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-03.	167
Tabla 77. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-03.	168
Tabla 78. Parámetros geotécnicos del punto PP-04.	169
Tabla 79. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-04.	170
Tabla 80. Parámetros geotécnicos del punto PP-05.	173
Tabla 81. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-05.	173
Tabla 82. Asentamientos en el punto PP-05 para estado de cargas críticos.	175

Tabla 83. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-05.	176
Tabla 84. Parámetros geotécnicos para vivienda de tres pisos punto SS-02	177
Tabla 85. Capacidad admisible de carga y asentamiento, nivel de cimentación DF=1.50 m	177
Tabla 86. Parámetros geotécnicos para vivienda de tres pisos punto C-B.	178
Tabla 87. Capacidad admisible de carga y asentamiento, nivel de cimentación DF=0.50 m	179
Tabla 88. Datos de las estructuras especiales para las cimentaciones profundas.	179
Tabla 89. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-01	180
Tabla 90. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-01	180
Tabla 91. Determinación de la capacidad última del pilote PP-01.	181
Tabla 92. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-01	181
Tabla 93. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-02.	182
Tabla 94. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-02.	182
Tabla 95. Determinación de la capacidad última del pilote PP-02.	183
Tabla 96. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-02.	183
Tabla 97. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-03.	184
Tabla 98. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-03.	184
Tabla 99. Determinación de la capacidad última del pilote PP-03.	185
Tabla 100. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-03.	185
Tabla 101. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-04.	186
Tabla 102. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-04.	186
Tabla 103. Determinación de la capacidad última del pilote PP-04.	187
Tabla 104. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-04.	187
Tabla 105. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-05.	188
Tabla 106. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-05.	188
Tabla 107. Determinación de la capacidad última del pilote PP-05.	189
Tabla 108. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-05.	189

Tabla 109. Categorías y clases de exposición (Fuente: ACI 318.5-14)	199
Tabla 110. Requisitos para el concreto según la clase de exposición (Fuente: ACI 318.S-14)	200
Tabla 111. Puntos que sobrepasan límites permitidos de contenido de Cloruros	200
Tabla 112. Requerimientos granulométricos para base granular (Fuente: ASTM D- 1241)	201
Tabla 113. Requerimientos agregado grueso (MTC-402)	201
Tabla 114. Requerimientos agregado fino (Fuente: MTC-402)	202

### Índice de figuras

Figura 1. Esquema del proceso de licuación de suelos (Fuente: Falcón, M. F., 2013, Pág. 14)	38
Figura 2. Colapso del Puente Showa, Niigata, 1964. (Fuente: Gonzáles A., et Al, 2011, pág. 2)	40
Figura 3. Derrumbe de edificios Kawagishi-cho, Niigata, 1964. (Fuente: Gonzáles A., et Al, 2011, pág. 2)	40
Figura 4. Terremoto de Alaska, 1964. (Fuente: Ross et al, 1969 citado por Parra, D., 2008, pág. 6)	40
Figura 5. Derrumbe de edificio por fenómeno de Licuación en la zona Centro Sur de Chile (Fuente: Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile, 2010)	41
Figura 6. Buzones de desagüe emergiendo a la superficie por efectos de la licuación Moyobamba, 1990 y 1991. (Fuente: Alva Hurtado, 2011)	42
Figura 7. Derrumbes de viviendas por efectos de licuación, Moyobamba, 1990 y 1991. (Fuente: Alva Hurtado, 2011)	42
Figura 8. Asentamientos y fisuramientos de la carretera Panamericana por efecto del fenómeno de Licuación de suelos en Chimbote, 1970. (Fuente: Hurtado, A. y Parra, D., 2011)	42
Figura 9. Levantamiento y deformación a causa de la Licuación de suelos, Pisco, 2007. (Fuente: Carrillo y Alcayhuaman, 2008, pág. 2)	43

Figura 10. Losas deterioradas a causa de la Licuación de suelos, Pisco, 2007. (Fuente: Carrillo y Alcayhuaman, 2008, pág. 2)	43
Figura 11. Variación de rd con respecto a la profundidad (Fuente: Kramer y Stewart, 2004, pág. 41)	47
Figura 12. Condiciones asumidas para derivar la ecuación CSR del terremoto (Fuente: Day, 2002)	49
Figura 11. Ubicación de la zona de estudio, C.C. Llanavilla, distrito de Villa el Salvador, Provincia y departamento de Lima. (Fuente: Elaboración propia).	78
Figura 12. Área de estudio: Comunidad Campesina de Llanavilla - Villa el Salvador – Lima. (Fuente: Elaboración propia)	79
Figura 13. Geología local (Fuente: Palacios et al., 1992).	81
Figura 14. Corte de la duna, material de arenas eólicas (SP), obsérvese la estratificación sesgada, producto de los diversos ángulos de deposición. (Fuente: Elaboración Propia)	82
Figura 15. Cerro Lomo de Corvina, referenciada de la estribación de la cordillera de la costa. (Fuente: Elaboración propia)	84
Figura 16. Vista de planta de las unidades geológicas existentes en la zona de estudio (Fuente: elaboración propia)	86
Figura 17 Mapa de zonificación geotécnica del distrito de Villa el Salvador (Fuente: CISMID).	87
Figura 18. Zonas Sísmicas del Perú. (Fuente: Norma E.030 Diseño Sismoresistente, 2018).	88
Figura 19. Mapa Sísmico del Perú, Magnitud Mw, 1960-2016, (Fuente: IGP)	89
Figura 20. Espectro de peligro uniforme, C.C. Llanavilla, Villa el Salvador.	91
Figura 21. Probabilidad anual de excedencia versus aceleración espectral.	91
Figura 22. Espectro de diseño sísmico E.030 (Nótese el espectro de peligro uniforme color guinda)	92
Figura 23. Espectro de peligro uniforme. $A_{max} = 0.48g$ . Tiempo de retorno 475 años	92

Figura 24. Imágenes de las Características topográficas en la zona de estudio. (Fuente: SIGRID, 2020)	93
Figura 27. Ubicación de los puntos de sondeo	94
Figura 26. Trabajos de perforación Punto de sondeo PP-01.	95
Figura 27. Trabajos de perforación Punto de sondeo PP-02.	97
Figura 28. Ubicación del punto de sondeo PP-03	98
Figura 29. Muestras del punto de sondeo PP-03.	99
Figura 30. Ubicación del punto de sondeo PP-04	100
Figura 31. Muestras del punto de sondeo PP-04.	101
Figura 32. Ubicación y muestras del punto de sondeo PP-05.	101
Figura 33. Ubicación y muestras del punto de sondeo PP-06.	103
Figura 34. Ubicación de los puntos de sondeo superficiales.	104
Figura 35. Ubicación y muestra del punto de sondeo superficial SS-01.	104
Figura 36. Ubicación y muestra del punto de sondeo superficial SS-02.	105
Figura 37. Ubicación y muestra del punto de sondeo superficial SS-03.	106
Figura 38. Ubicación de las calicatas realizadas.	107
Figura 39. Ubicación de los adicionales concernientes a la calicata "A"	107
Figura 40. Excavación de la Calicata "A", Profundidad 8.00 m.	108
Figura 41. Excavación y muestreo de la calicata C-B	109
Figura 42. Prueba de permeabilidad Lefranc Puntos PP-03 y PP-05.	109
Figura 43. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-03	123
Figura 44. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-04, M-6.	124
Figura 45. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-05.	124
Figura 46. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-04, M-14.	124
Figura 47. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-06.	125
Figura 48. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-03.	126
Figura 49. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-02.	126

Figura 50. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-01.	126
Figura 51. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-06.	127
Figura 52. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-05.	127
Figura 53. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-04.	127
Figura 54. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles SS-03.	128
Figura 55. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles SS-02.	128
Figura 56. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles SS-01.	128
Figura 57. Resultados del ensayo de Materia Orgánica.	129
Figura 58. Variación de caudal versus tiempo, Permeabilidad Lefranc del punto de perforación PP-03	130
Figura 59. Variación de caudal versus tiempo, Permeabilidad Lefranc del punto de perforación PP-05	130
Figura 60. Distancia del sismo ocurrido en el año 1974 a la C. C. Llanavilla.	131
Figura 61. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-01.	133
Figura 62. Resultados de la corrección de los valores $N_{SPT}$ para el punto PP-01.	134
Figura 63. Susceptibilidad de licuación del punto PP-01.	136
Figura 64. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-02.	138
Figura 65. Resultados de la corrección de los valores $NSPT$ para el punto PP-02.	138
Figura 66. Susceptibilidad de licuación del punto PP-02.	140
Figura 67. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-03.	142
Figura 68. Resultados de la corrección de los valores $NSPT$ para el punto PP-03.	143
Figura 69. Susceptibilidad de licuación del punto PP-03.	145
Figura 70. Resultados de la corrección de los valores $N_{SPT}$ para el punto PP-04.	147

Figura 71. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-04.	147
Figura 72. Susceptibilidad de licuación del punto PP-04.	149
Figura 73. Resultados de la corrección de los valores $N_{SPT}$ para el punto PP-05.	151
Figura 74. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-05.	151
Figura 75. Susceptibilidad de licuación del punto PP-05.	153
Figura 76. Resultados de la corrección de los valores $N_{SPT}$ para el punto PP-06.	155
Figura 77. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-06.	155
Figura 78. Susceptibilidad de licuación del punto PP-06.	157
Figura 79. Estructuras especiales de acuerdo a los puntos de sondeo.	158
Figura 80. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-01.	159
Figura 81. Desplazamiento máximo ante carga global del tanque cilíndrico en el punto PP-01	160
Figura 82. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-01.	161
Figura 83. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-02.	163
Figura 84. Desplazamiento máximo ante carga global del tanque cilíndrico en el punto PP-02.	164
Figura 85. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-02.	165
Figura 86. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-03.	167

Figura 87. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-03.	168
Figura 88. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-04.	170
Figura 89. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-04.	171
Figura 90. Cálculo de estabilidad del terraplén en el punto PP-04	172
Figura 91. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-05.	174
Figura 92. Desplazamiento máximo ante carga global del tanque cilíndrico en el punto PP-05.	174
Figura 93. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-02.	175
Figura 94. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-05.	176
Figura 95. Esquema de la disposición para la cimentación de la vivienda de 3 pisos en el punto SS-02.	178
Figura 96. Esquema de la disposición para la cimentación de la vivienda de 3 pisos en el punto C-B.	179
Figura 97. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-01.	181
Figura 98. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-02.	183
Figura 99. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-03.	185
Figura 100. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-04.	187

Figura 101. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-05.

189

## Símbología

$\gamma_d$	: Densidad natural seca
$u$	: Presión intersticial
$\sigma_n$	: Esfuerzo normal total
$\tau$	: Resistencia al corte de suelo para un determinado plano
$\tau_f$	: Resistencia cortante promedio del suelo
$\phi$	: Ángulo de fricción
$\phi'$	: Ángulo de fricción efectivo
$c'$	: Cohesión efectiva
$c$	: Cohesión
$e_L$	: Relación de vacíos en el límite líquido
$e_o$	: Relación de vacíos natural
SPT	: Ensayo de perforación estándar
PP – n	: Punto de Perforación profunda
SS – n	: Sondeo Superficial
C – n	: Calicatas
$W$	: Contenido de humedad natural
AASTHO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	: American Society for Testing and Materials
RNE	: Reglamento Nacional de Edificaciones
PGA	: Promedio de las aceleraciones horizontales máximas sísmicas
$M_w$	: Magnitud Momento Sísmico
NTP	: Norma Técnica Peruana
SUCS	: Unified Soil Classification System
API	: American Petroleum Institute

## Resumen

La Comunidad Campesina de Llanavilla dispone de suelos arenosos saturados en toda su planicie costera, lo que implica la grave problemática de susceptibilidad al fenómeno de licuación de suelos, en ese marco, se ha tornado imprescindible conocer el comportamiento del terreno frente a un sismo de gran magnitud ( $M_w=8$  y  $PGA=4.8$  g). El objetivo principal de la presente tesis es obtener el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la zona de estudio.

El enfoque de la investigación es cuantitativo, de tipo aplicada y diseño experimental, que consta de prospecciones geotécnicas, ensayos de laboratorio y modelamiento geotécnico. Las prospecciones geotécnicas en campo se basaron en 6 ensayos SPT automáticos (perforación diamantina o wash wáter), 3 ensayos SPT manual y 2 calicatas; se recolectaron muestras para la caracterización física, mecánica y química en laboratorio. El material predominante en el perfil geotécnico fue una arena mal gradada (SP) con 43.06 %, seguida de una arena mal gradada con limo (SP-SM) en un 36.94 %. El procedimiento para el análisis de licuación siguió la metodología de Liao & Whitman (1986) y Peck (1974) en la corrección de los valores  $N_{SPT}$ ; la determinación de susceptibilidad de licuación se realizó en base al método propuesto por Seed e Idriss (1971, 1982), finalmente los criterios para la evaluación probabilística de susceptibilidad de licuación fueron tomados de la norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Los resultados del análisis de susceptibilidad de licuación arrojaron que los puntos PP-01 al PP-05 son potencialmente licuables a profundidades mayores a los 10.00 m. donde, los puntos PP-03, PP-04 y PP-05 se encuentran en estado crítico de potencialidad. Las propuestas para su cimentación fueron analizadas en base al Método de elementos finitos (Modelamiento numérico software Plaxis); los cuales se fundamentó en fundaciones superficiales y reemplazo de material para viviendas comunes además como solución profunda, recalce de pilotes predimensionados para construcciones de masa considerable (Tanques de petróleo).

**Palabras clave:** Licuación de suelos, magnitud sísmica, aceleración sísmica, arenas.

## Abstract

The Community of framer from Llanavilla has saturated sandy soils throughout its coastal plain, which implies the serious problem of susceptibility to the liquefaction of soils, in this context, it has become essential to know the behavior of the terrain in the face of a large earthquake magnitude ( $M_w = 8$  and  $PGA = 4.8$  g). The main objective of this thesis is to obtain the degree of susceptibility to liquefaction of soils in the study area.

The research focus is quantitative, applied type and experimental design, consisting of geotechnical surveys, laboratory tests and geotechnical modeling. Field geotechnical surveys were based on 6 automatic SPT tests (diamond drilling or wash toilet), 3 manual SPT tests and 2 boreholes; samples were collected for laboratory physical, mechanical, and chemical characterization. The predominant material in the geotechnical profile was poorly graded sand (SP) with 43.06%, followed by poorly graded sand with silt (SP-SM) by 36.94%. The liquefaction analysis procedure followed the methodology of Liao & Whitman (1986) and Peck (1974) in correcting the NSPT values; the determination of liquefaction susceptibility was made based on the method proposed by Seed and Idriss (1971, 1982), finally the criteria for the probabilistic evaluation of liquefaction susceptibility were taken from standard E-060 of the R.N.E.

The results of the liquefaction susceptibility analysis showed that points PP-01 to PP-05 are potentially liquefiable at depths greater than 10.00 m. where, points PP-03, PP-04 and PP-05 are in a critical state of potentiality. The proposals for its foundation were analyzed based on the Finite Element Method (Plaxis software numerical modeling); which was based on superficial foundations and replacement of material for common houses as well as a deep solution, underline pre-dimensioned piles for constructions of considerable mass (oil tanks).

**Keywords:** Soil liquefaction, seismic magnitude, seismic acceleration, sands.

## Introducción

La pérdida brusca de la resistencia mecánica de un suelo frente a cargas dinámicas rápidas generado por un sismo, es la definición del fenómeno de licuación de suelos (Ordoñez, 2015); para ello, el terreno vulnerable presenta características de suelos no cohesivos en estado saturado propensos a presentar fallas frente a sollicitaciones cíclicas. En la Comunidad Campesina de Llanavilla ubicada en la planicie costera del distrito de Villa el Salvador se pueden apreciar suelos arenosos saturados, lo que hace suponer una posible falla por el fenómeno descrito, razón por la cual, urge conocer su comportamiento frente a un sismo de gran magnitud, para ello, la presente investigación presentó plan metodológico donde el objetivo principal es obtener el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en base a la caracterización de las propiedades físico-químicas y parámetros geotécnicos de la zona.

Paralelo a los objetivos de la investigación, la presente tesis busca al mejorar el conocimiento acerca del análisis de la susceptibilidad de licuación de suelos arenosos, además una vez definido puntos propensos a este fenómeno y siendo la investigación socialmente relevante, se propondrá sistemas de cimentación para estructuras especiales y viviendas de masas críticas existentes en la zona de estudio.

La exploración en campo consistió en sondeos mediante el ensayo SPT automático, manual y calicatas; los ensayos en laboratorio se centraron en la caracterización de las propiedades físicas, químicas y mecánicas del suelo.

La investigación se ha desarrollado en cinco capítulos:

El capítulo I, se refiere al planteamiento de la realidad problemática, en ella se preguntó ¿De qué manera se determina el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la comunidad campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador, Lima?; asimismo se

determinaron los objetivos, importancia, alcance y limitaciones que se realizaron en la presente investigación.

El capítulo II, se centró en la presentación del marco teórico acerca de las variables: cargas sísmicas y licuación de suelos: las cuales comienzan con los antecedentes, bases teóricas y la definición de términos básicos.

El capítulo III, concierne directamente a los materiales y métodos plasmados en el proceso de investigación, en esencial para los ensayos en campo y laboratorio; presenta el enfoque, tipo, diseño, método de la investigación, las hipótesis, variables, su operacionalización, población, muestra de la investigación, técnicas e instrumentos de recolección.

En el capítulo IV, se presenta los resultados de la investigación, levantamiento de información acerca de las unidades geológicas de la comunidad, sondeos y extracción de muestras, resultados de los ensayos de laboratorio, representación de las características físicas, mecánicas y químicas del suelo, perfil geotécnico del terreno, análisis de susceptibilidad de licuación de los suelos, propuesta de cimentación superficial y profunda en estructuras especiales, propuesta de cimentación superficial en viviendas, además de su respectivo modelamiento de análisis numérico de esfuerzos y deformaciones del terreno, modelamiento del talud pseudoestático para un punto sondeado, discusión de los resultados.

En el capítulo V, se presenta las conclusiones obtenidas en la investigación y se recomienda una evaluación detallada de las propuestas de cimentación dándose alcances para futuras investigaciones.

El tesista

## **Capítulo I**

### **El Problema**

#### **1.1. Descripción de la realidad problemática**

En estas las últimas décadas, la ciudad de Lima ha venido experimentando crecimiento demográfico, lo que ha generado la expansión de la zona urbana como sucede en el distrito de Villa el Salvador, haciendo que sus habitantes realicen construcciones en suelos arenosos como lo identifican estudios realizados por el CISMID en convenio con el MVCS (2011), donde el área en estudio “presenta un terreno compuesto por un suelo de arena eólica en estado suelto y depósitos marinos con carga admisible que varía de 0.65 a 0.87 Kg/cm<sup>2</sup>”, además de que, “en la playa se encontró nivel freático a los 2.00 m”. (CISMID & MVCS, 2011).

Esta situación, alcanza su punto álgido cuando se toma en cuenta la posición geográfica, ya que la zona de estudio se encuentra ubicada en el borde litoral peruano, sobre el cinturón de fuego del pacífico, zona donde convergen las placas tectónicas, que presenta como principal característica, la ocurrencia de sismos de altas intensidades, como es el caso del acontecido el 24 de mayo de 1940, cuyo epicentro estuvo a 120 Km al Noroeste de Lima, con magnitud a escala de Richter fue de 8.2 Ms, intensidad de VIII a escala de Mercalli modificada y registro de aceleraciones máximas de 0.4 g. (Nelson Morales - Soto & Carlos Zavala, 2008).

En tal sentido, la presencia de suelo arenoso suelto con nivel freático superficial y la ocurrencia de sismo en el área de investigación, traerían consigo acontecimientos que pueden llegar a afectar a las estructuras; dicha ocurrencia, lo define Casagrande, (1976), que reconoció que bajo ciertas condiciones de densidad, las arenas saturadas con comportamientos contractivos sujetas a esfuerzos cortantes (esfuerzos generados por el sismo), pueden desarrollar un incremento de presión de poro y una pérdida súbita de resistencia, sin importar la magnitud del movimiento; a este fenómeno, lo llamó licuación. La norma E 050, suelos y cimentaciones del RNE (2018), define la licuación como la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo en consecuencia del incremento de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos, a causa de las vibraciones de los sismos en los suelos granulares o con finos cohesivos, ubicados bajo la napa freática. Para INDECI, (2003), esto ocurre cuando los suelos finos, formados por arenas y limos se encuentran saturados de agua, y son sometidos a vibraciones intensas; así pues, Kramer y Stewart, (2004) apoyan estos conceptos acotando que “la licuefacción ocurre en arenas o arenas limosas sueltas, saturadas y limpias, pero también es observada en gravas y limos poco plásticos”.

Alva, (1982), menciona que la mayoría de los casos de licuación de suelos ocurrieron en la costa, debido a la mayor sismicidad, las cuales, podemos citar el acontecido en Chimbote, el 31 de mayo 1970, uno de los mejores casos documentados de licuación de suelos en el Perú, que tuvo una magnitud de  $M_s = 7.8$ , a una profundidad focal de 45 Km y epicentro ubicado a 50 km mar afuera al oeste de Chimbote. (Alva, 2012); además del ocurrido el 15 de agosto del 2007, cerca de Pisco, que ocasionó licuación de arenas en múltiples lugares, ubicados a lo largo de 250 kilómetros de la costa del Perú al sur de Lima. (Zavala G., Olcese M., Zegarra J., & Moreno V., 2011, citado por Huidobro, 2015, pág. 16).

Como menciona Vanesa Mussio, (2012) “la licuefacción trae consigo efectos catastróficos como: deslizamientos, flujos, hundimientos, inclinación de edificaciones, volcanes de arena, asentamientos diferenciales, emersión aparente de estructuras, etc.”, y el área de

estudio seleccionado está comprendido por obras de ingeniería como pavimentaciones, pistas, veredas, tanques almacenamiento de combustibles, viviendas, edificios, puentes, pasos a desnivel, puertos, estructuras enterradas entre otras que lo convierte en una zona de riesgo por su exposición a un alto nivel de peligro sísmico (CISMID, 2012).

En tal sentido, tomando en consideración las características geotécnicas del terreno y la condición sísmica planteada, surge la necesidad de conocer el comportamiento sísmico del suelo (potencial de licuefacción) del distrito de Villa el Salvador en la Comunidad Campesina de Llanavilla, ya que esta cuenta con todas las condiciones de sufrir los problemas descritos y porque la experiencia de sismos indica que muchos de los daños a las estructuras causadas por los sismos, se deben a las fallas del suelo.

## **1.2. Formulación del Problema**

La pregunta para la investigación queda formulada de la siguiente manera:

### **1.2.1. Problema general**

**PG:** ¿De qué manera se determina el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la comunidad campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador, Lima?

### **1.2.2. Problemas específicos**

**PE1:** ¿Cuáles son las propiedades físicas y parámetros geotécnicos para determinar el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la comunidad campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador, Lima?

**PE2:** ¿Cuál será la magnitud sísmica aceptable para determinar el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la comunidad campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador, Lima?

**PE3:** ¿Qué tipos de cimentaciones se deberá elegir para evitar daños en las estructuras de obras civiles ante la ocurrencia de licuación de suelos en la comunidad campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador, Lima?

### **1.3. Objetivos**

#### **1.3.1. Objetivo general**

**OG:** Determinar el grado de susceptibilidad de licuación de los suelos sometido a cargas sísmicas en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

#### **1.3.2. Objetivos específicos**

**OE1:** Determinar las propiedades físicas y parámetros geotécnicos para obtener el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

**OE2:** Precisar la magnitud sísmica aceptable para determinar el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

**OE3:** Recomendar los tipos cimentaciones que se deberá elegir para evitar daños en las estructuras de obras civiles ante la ocurrencia de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

### **1.4. Importancia y alcances de la investigación**

Como menciona Mussio (2012) “El fenómeno de licuación de arenas ha tenido gran importancia para los investigadores en el área de la mecánica de suelos ya que las pérdidas provocadas por el fenómeno (tanto material como humano) durante estos eventos siempre han sido catastróficos”, por consiguiente, evitar la construcción de cualquier tipo de edificación en estos terrenos sería una alternativa, que generaría un inmediato alboroto social, sin embargo,

estas situaciones exige soluciones técnicas con propuestas en base a aspectos económicos y de seguridad.

**Por Conveniencia.**- De acuerdo a la normativa E 050 suelos y cimentaciones del reglamento nacional de edificaciones (2018), argumenta que para terrenos de suelos licuables, es requerido realizar propuestas para la mejora de las condiciones del suelo y lograr que la probabilidad de licuación sean menores o iguales que el 10 %, para el ello es obligatorio realizar el análisis de potencial de licuación en base a un adecuado programa de exploración de campo (SPT), por tanto, la presente investigación radicará en la determinación del potencial de licuación y las propuestas de cimentación, fundamentadas en la probabilidad de licuación lo que permitirá a los pobladores de la comunidad campesina de Llanavilla tomar conciencia de seguridad en sus construcciones.

**Por relevancia social.**- La presente información permitirá generar propuestas de cimentación para prevenir daños en las estructuras (viviendas, edificios y tanques de almacenamiento de gas licuado de petróleo), que se encuentran en la comunidad campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador a causa del fenómeno de la licuación, ya que el área de estudio, de acuerdo a las investigaciones realizadas por el CISMID (2012), se encuentra en una zona de riesgo por su exposición a un alto nivel de peligro sísmico, por lo que se espera, se tendrían construcciones con capacidad de mantenerse en pie ante eventos como deslizamientos, hundimientos, inclinaciones, asentamientos diferenciales, etc., evitando así, daños materiales y pérdidas de vida humana.

**Por implicación práctica.**- La presente investigación contribuye a mejorar el análisis de los aspectos concernientes al comportamiento de licuación de suelos, dando solución a la incertidumbre que existe acerca del efecto en la probabilidad de licuefacción. Un entendimiento adecuado del comportamiento del suelo frente a posibles eventos sísmicos, repercute en gran manera en el aspecto económico y de seguridad en las construcciones relacionadas a la ingeniería civil; en tal sentido, se realizarán las investigaciones de campo (ensayos de

penetración estándar SPT) y de laboratorio, para poder obtener las características geomecánicas del terreno y consecuentemente generar propuestas de cimentación de carácter económico y de seguridad. Paralelamente, la investigación contribuye con en el interés del tesista para ampliar el conocimiento y lograr la obtención del título académico de ingeniero civil.

**Por valor teórico.-** Este estudio aporta información conceptual de manera plena y consistente acerca del análisis del potencial de licuación; del igual modo, proporciona material teórico respecto a las propiedades y características de la tipología de suelos en el distrito de Villa el Salvador; así mismo, el estudio desarrollado permite determinar la probabilidad de licuación de los suelos, información que servirá para futuras investigaciones, además de que permitirá tomar medidas correctivas en las causas y efectos; contribuyendo en el planteamiento de soluciones para las propuestas de cimentación; de esta manera se asegura, la capacidad duradera en las estructuras.

**Utilidad metodológica.-** La investigación comprende los procedimientos realizados para la caracterización geotécnica y la identificación de la probabilidad de licuación, las cuales contribuye a un mejor conocimiento del comportamiento de los suelos en el distrito de Villa el Salvador en especial en la Comunidad Campesina de Llanavilla. Con la adaptación de teorías, principios y herramientas para la caracterización geotécnica, el presente estudio refleja de manera muy detallada la elección del método de análisis para la determinación del potencial de licuación con presencia del tipo de suelos que se tiene en el área de estudio, para así poder obtener la probabilidad de licuación, que contribuirá a entender mejor la problemática, esto se puede replicar, en otras poblaciones de características similares, que apoyará en el desarrollo de la investigación científica.

Alcance temporal; la presente investigación se realizó en el último trimestre del año 2018.

Alcance social, la presente investigación tiene un alcance social a los pobladores y la Comunidad Campesina de Llanavilla en el distrito de Villa el Salvador, Lima.

Alcance espacial, en la presente investigación, los trabajos de exploración de campo se realizó en la Comunidad Campesina de Llanavilla en el distrito de Villa el Salvador, departamento de Lima.

### **1.5. Limitaciones de la investigación**

El presente estudio está limitada a los documentos relacionados al terreno y suelo del área de estudio; por otro lado, el estudio de mecánica de suelos tendrá un análisis determinístico y probabilístico para el cálculo certero del potencial de licuación de la comunidad de Llanavilla en el distrito de Villa el Salvador; además se consideraron las limitaciones (parámetros normativas) estipuladas en E 050 suelos y cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.

## Capítulo II

### Marco teórico

#### 2.1. Antecedentes de la investigación

##### 2.1.1. Antecedentes internacionales

Rodas (2011), en su investigación titulada: “*Susceptibilidad a la licuefacción por medio del sondeo de penetración estándar: Las Lisas, Chiquimulilla, Santa Rosa, Guatemala*”, realizada en la Universidad de San Carlos de Guatemala, estudiaron el potencial de la licuefacción en la comunidad de Las Lisas, por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) (se realizaron 03 ensayos en área local), mediante el método simplificado desarrollado por Seed e Idriss (1971). La aceleración sísmica inicial considerada fue de  $A_0=0.40g$  y aceleración sísmica final  $A_f=0.20g$ , con los resultados de los ensayos de prospección y en laboratorio realizaron el cálculo de la licuefacción, determinando el factor de seguridad. El suelo estaba caracterizado por arenas mal graduadas (SP), con bajo porcentaje de finos, y a medida que se iba profundizando con el ensayo de SPT (profundidades de 3.00 m, 4.50 m y 7.50 m), se mostraba una mayor densificación del material, por lo que el factor de desaceleración iba disminuyendo, lo que dio como resultado que el terreno no era susceptible a la licuefacción y paralelamente, se confirmó la confiabilidad del ensayo de penetración estándar (SPT) para la determinación del potencial de Licuefacción.

Lara (2013), en su investigación titulada: “*Susceptibilidad de licuefacción en la Comunidad de Doñihue*”, realizada en la Universidad de Chile, nos presenta las zonas más propensas a la licuefacción en la Comunidad de Doñihue, aportando al plan de desarrollo comunal, las cuales se elaboraron con una metodología semicuantitativa de estimación de la susceptibilidad. Se tomaron en cuenta los factores que influyen en el desarrollo del fenómeno como son: granulometría, origen, edad de los depósitos, profundidad de nivel freático y las

amplitudes de las vibraciones del suelo sometido a un sismo, consecuentemente elaboró una tabla evaluativa del potencial de licuación, las cuales lo vincularon a mapas temáticos que muestran la distribución geográfica de la comuna elaborados en el software ArcGis. La investigación concluye que las mayores susceptibilidades se obtuvieron sobre los depósitos aluviales arenosos limosos ubicados en la base de la línea montañosa de la comuna, a la salida de las quebradas Chichahue y Las Vegas y sobre los depósitos fluviales cuyo nivel freático era inferior a 15 metros.

Cubides (2017), en su tesis de investigación (para optar el título de magister en Ingeniería - Geotecnia) titulado: “*Zonificación a partir del potencial de licuación de la zona urbana del Municipio de Apartadó, Antioquia*”, realizada en la Universidad Nacional de Colombia, desarrolló una metodología para la identificación y caracterización de los materiales potencialmente licuables a partir de métodos geofísicos. Con ese fin, se efectuaron ensayos de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) y refracción de Microtemores (ReMi) en cuatro diferentes puntos, a ello sumó ensayos disponibles de 150 sondeos de ensayos de penetración estándar (SPT) y ensayos de laboratorio, cuyos datos se dieron uso para la evaluación del potencial de licuación en suelos finos y granulares mediante métodos deterministas y probabilistas. Las metodologías empleadas para la determinación del potencial de licuación fueron basadas en la velocidad de onda de corte  $V_s$  y el ensayo SPT, donde se observaron similitud entre ambas metodologías. La investigación concluye ratificando que la confiabilidad de los resultados depende de la calidad de caracterización que se efectúa a la zona de estudio; además, que la metodología que propone el autor se aplica de una manera sencilla, rápida y económica, ya que se optimizan los sondeos con recuperación de muestras y ensayos de laboratorio.

### **2.1.2. Antecedentes nacionales**

Huidobro (2015) en su investigación titulada: “*Determinación del Potencial de Licuación de Suelos en el Casco Urbano de la Ciudad de Pícsi*”, realizada en la Universidad

Nacional Pedro Ruiz Gallo en Lambayeque, llevó a cabo un estudio geotécnico basado en la geología y la mecánica de suelos para la determinación de las propiedades físicas y mecánicas de este para posteriormente establecer el potencial de licuación de la ciudad de Picsi. Para ello, el autor recopiló información del comportamiento de suelo en base a estudios geotécnicos realizados por instituciones públicas y privadas; por otro lado, realizó ensayos de penetración estándar (SPT), y ensayos de laboratorio (contenido de humedad, análisis granulométrico, límites Atterberg, corte directo), las cuales caracterizaban que en el área de estudio predominaban arenas y limos arcillosos con densidades relativamente sueltas y nivel freático de 1.80 m. Por otra parte el área en estudio era propensa a sufrir sismos de magnitud media a alta ( $M_w \geq 6.0$ ); consecuentemente, determinó el potencial de licuefacción mediante el método simplificado de Youd e Idriss, determinando el grado de peligro y estableciendo acciones para su mitigación en base al reglamento Nacional de Edificaciones E 030 diseño sismoresistente y E 050 suelos y cimentaciones. El autor concluye ratificando la susceptibilidad del terreno frente a fenómenos de licuación en el sector de Vista Florida, con un sismo de  $M_w \geq 6.52$  y factor de seguridad de 0.9542 y en sector Bellavista Chico con un sismo de  $M_w \geq 6.52$  y factor de seguridad de 0.9505, por lo que recomienda el mejoramiento del drenaje además densificación del suelo mediante la inyección de una mezcla de agua, arena y cemento formando un bulbo.

Benites & Vilchez (2017), en su tesis titulada: “*Potencial de Licuefacción en el Distrito de Santa Rosa*”, realizada en la Universidad Señor de Sipán, en Chiclayo, tuvo como objetivo principal determinar el fenómeno de licuefacción de los suelos granulares saturados mediante el ensayo de penetración estándar (SPT), aplicando el método simplificado de Seed & Idriss para luego clasificarlo en rangos según los estratos licuables. Se realizaron 10 sondeos de SPT y ensayos de laboratorio que comprendieron granulometría, límites de Atterberg y gravedad específica. El autor divide el área de estudio en 4 zonas, donde la zona I, está caracterizado por suelos de arena arcillosa (SC) y arena mal graduada con limo (SM), la zona II, por suelos de arena mal graduada (SP), arena pobremente graduada con limo (SP-SM) y arena arcillosa (SC-

SM), la zona III, por suelos de arena arcillosa (SC), limo arenoso de baja plasticidad (ML), arcillas arenosas de baja plasticidad (CH) y arcillas arenosas de alta plasticidad (CL) y por último la zona IV, cuyo suelo está conformado por arena arcillosa (SC), arcilla arenosa de alta plasticidad (CH) y arcilla arenosa de baja plasticidad (CL). La metodología usada para el cálculo de corrección de sismo (CRR) fue en base a Seed et al (1997 - 2003), ya que emitía resultados estables. El autor concluye su investigación identificando susceptibilidad al fenómeno de licuación en las zonas I, II y IV cuando la zona de estudio es sometido a sismos con aceleraciones máximas de 0.45 g y magnitudes variables ( $M_w=5.5, 6.9, 6.5, 7.0, 7.5, 8.0$  y  $8.5$ ), finalmente el autor, ratifica la confiabilidad del ensayo SPT para la determinación del potencial de Licuefacción.

Zavala et al (2011), en su artículo de investigación titulada “*Caracterización Geotécnica de las Localidades Sujetas al Fenómeno de Licuación – Caso de Tambo de Mora*”, presenta resultados de investigaciones geotécnicas realizadas en la ciudad de Tambo de Mora, provincia de Chincha, departamento de Ica, donde se realizó el análisis de susceptibilidad a la licuación en base a 13 perforaciones (método por lavado “Wash Boring” y perforaciones rotativas con diamantina), en las cuales, se efectuó el ensayo de penetración estándar (SPT) a cada metro. La zona de estudio comprendía suelos heterogéneos con una capa de arena suelta superficial, y una capa de grava a distintas profundidades; el nivel freático se encontró a profundidades menores a un metro. El autor efectuó un análisis de licuación en las perforaciones siguiendo la metodología planteada por Seed et al (2003) y Cetin (2004), los cuales tuvieron base en los ensayos de SPT para la determinación de la susceptibilidad a la licuación del terreno. Los parámetros de sismo fueron similares al sismo ocurrido el 15 de agosto del 2007, frente a Pisco, cuya magnitud  $M_w=8.0$  y una aceleración máxima  $PGA=0.3g$ . El autor concluye la investigación indicando que la mayoría de los daños ocurridos en la zona de estudio probablemente han sido debido a la licuación de las capas superficiales del suelo; en los lugares donde se tienen gravas cercanas a la superficie, también se encontraron arena por debajo de la grava, donde la licuación de esa capa de arena, fue el principal factor para algunos daños y

asentamientos significativos del terreno, en general, el autor sugiere efectuar construcciones cuyas cimentaciones sean profundas.

## **2.2. Licuación de suelos**

### **2.2.1. Definición del fenómeno de licuación de suelos**

Se tienen diversas definiciones por diferentes autores acerca del concepto de licuación de suelos, las cuales nos permitirán comprender a cabalidad este fenómeno; la presente investigación hará referencia a los más relevantes:

Terzaghi & Peck (1948), se refirieron a la licuación de suelos como: “La transformación repentina de arenas sueltas en un flujo viscoso gatillada por una ligera perturbación”. Considerándolo como la principal causa de fallas de talud que tendían a ocurrir en depósitos saturados de arenas limosas finas.

Casagrande (1976), indica que la “El fenómeno de la licuación es la respuesta de una muestra de arena suelta y saturada cuando se le somete a deformaciones o impactos que dan como resultado una pérdida sustancial de resistencia y en casos extremos a deformaciones de flujo, que se define cuando el esfuerzo cortante necesario para continuar la deformación eventualmente alcanza un valor constante”.

Seed & Lee (1966) citado por Mussio (2012, pág. 16), describen el fenómeno de la siguiente manera: “sí una arena saturada es sometida a vibración, tiende a compactarse y a disminuir su volumen, esta disminución de volumen resulta en un incremento de la presión del agua en los poros por falta de drenaje, si este incremento de presión iguala al esfuerzo confinante inicial, el esfuerzo efectivo se hace cero y la arena perderá su resistencia al esfuerzo cortante, desarrollándose entonces el fenómeno de licuación”.

Rodas (2011, pág. 1), define al fenómeno de licuación de suelos como la transformación de un material (generalmente suelos arenosos) en estado sólido a su estado viscoso semilíquido,

como consecuencia del incremento de presión de poros como resultado de la aplicación de cargas cíclicas.

Alfaro, (2002, pág. 5), menciona que: “La licuación de suelos es un proceso natural mediante el cual determinados tipos de suelo pierden bruscamente su resistencia mecánica ante una carga dinámica rápida como puede ser un sismo. La pérdida de resistencia mecánica del suelo implica que este se comporta momentáneamente de modo similar a un fluido, siendo capaz de migrar generando importantes deformaciones en el terreno”.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, 1978) definió el fenómeno de licuación como: “El proceso de transformación de cualquier sustancia en un líquido; en suelos no cohesivos que va de un estado sólido a un estado licuado como consecuencia de un aumento en la presión de poro y una reducción de los esfuerzos efectivos”.

Adanaque (2019, pág. 25) define a la licuación como la pérdida temporal de su resistencia al corte, la cual se produce por los efectos de un sismo, además para que esto ocurra el suelo debe estar saturado y presentar una granulometría bien definida en grandes estratos.

Youd (1973), explica que: “El fenómeno de licuación es la transformación de un material granular desde un estado sólido a un estado licuado como consecuencia de un incremento de la presión de poro y una reducción del esfuerzo efectivo”. (Ver figura 1).

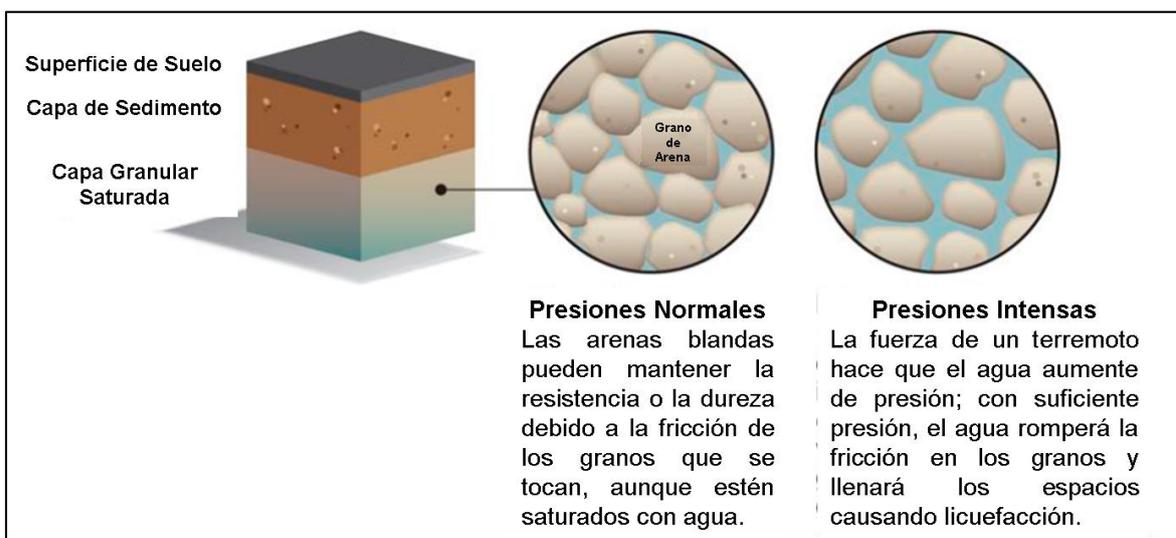


Figura 1. Esquema del proceso de licuación de suelos (Fuente: Falcón, M. F., 2013, Pág. 14)

Según Rauch (1997) citado por Garzón (2012, pág. 38), “La licuación se refiere a la pérdida de resistencia en suelos granulares sin cohesión debido al incremento de presión de poros durante la aplicación de una carga dinámica”.

Sladen et al. (1985), citado por Puma y Rincón (2015, pág. 37) Indica que: “La licuación es un fenómeno donde la masa de suelo pierde un gran porcentaje de su resistencia al corte, al ser solicitado por cargas monotónicas, cíclicas o de impacto, y fluye de una manera semejante al de un líquido hasta que los esfuerzos de corte actuantes sobre la masa son lo suficientemente bajos como la resistencia al corte reducida”.

Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 050, suelos y cimentaciones (2018), define la licuación como la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo en consecuencia del incremento de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos, a causa de las vibraciones de los sismos en los suelos granulares o con finos cohesivos, ubicados bajo la napa freática.

### **2.2.2. Historia del fenómeno de licuación**

La licuación o licuefacción se ha producido en numerosos terremotos, como ha quedado en evidencia en los registros históricos y geológicos. Las evidencias de licuefacción en el pasado, llamadas paleo-licuefacción, han sido usadas para evaluar los peligros sísmicos en las áreas donde los datos instrumentales e históricos son escasos. (Santibáñez D., 2006 citado por Huidobro 2015 pág. 75). A continuación se presenta información de sucesos del fenómeno de licuación a nivel internacional y nacional.

#### ***a) Sucesos históricos internacionales de licuación***

**a.1) Niigata – Japón, 1964:** El 16 de junio de 1964, en Niigata, Japón se produjo un terremoto de magnitud 7.5 en la escala de Richter, causando graves daños por efecto de la licuefacción en arenas (Figura 2 y figura 3). En las estructuras, hubo asentamientos de más de un metro con excesivas inclinaciones; un edificio giró 80 grados, quedando prácticamente

tendido en el suelo; poco después del sismo, se observó agua brotando del suelo por grietas que se formaron, haciendo que se hundan viviendas y automóviles; al mismo tiempo, se veían estructuras emergiendo a la superficie, que deberían permanecer en el sub-suelo, como fue el



*Figura 3. Derrumbe de edificios Kawagishi-cho, Niigata, 1964. (Fuente: Gonzáles A., et Al, 2011, pág. 2)*



*Figura 2. Colapso del Puente Showa, Niigata, 1964. (Fuente: Gonzáles A., et Al, 2011, pág. 2)*

caso de un tanque de aguas negras. (Seed y Lee, 1966).

**a.2) Alaska – Estados Unidos, 1964:** El 27 de marzo de 1964, con una magnitud de 9.2 grados en la escala de Richter, un gran terremoto azotó la ciudad de Prince William Sound, donde se observaron que los puentes cimentados sobre arenas sufrieron más daños por licuefacción que los que se cimentaron sobre gravas o depósitos aluviales; muchos daños fueron en forma de desprendimiento de tierras y licuefacción, el evento sísmico duró tres minutos aproximadamente y fue sentido en un área de 500,000 millas cuadradas (figura 4). (Parra, D., 1992, citado por Rodas E., 2011, pág. 4).



*Figura 4. Terremoto de Alaska, 1964. (Fuente: Ross et al, 1969 citado por Parra, D., 2008, pág. 6)*

**a.3) Calera a Valdivia, Chile, 2010:** El 27 de febrero de 2010, con una magnitud de 8.8 grados en la escala de Richter, un gran terremoto azotó la costa chilena, donde se observó el fenómeno de licuación en más de 120 sitios que iban desde la Calera hasta Valdivia; los daños se dieron en las viviendas, edificios, pasos a desnivel, estructuras en el subsuelo, puentes, entre otros; Durante el terremoto las remociones en masa se concentraron principalmente en los acantilados costeros y laderas interiores de la Cordillera de la Costa. (Beauchef, 2010, citado por Huidobro, L., 2015, pág. 79).



*Figura 5. Derrumbe de edificio por fenómeno de Licuación en la zona Centro Sur de Chile (Fuente: Centro Sismológico Nacional de la Universidad de Chile, 2010)*

### ***b) Sucesos históricos nacionales de licuación***

**b.1) Chimbote, 1970:** El 31 de mayo de 1970, con una magnitud de 7.8 grados en la escala de Richter, ocurrió un terremoto a una profundidad focal de 45 km, con epicentro a 50 km mar afuera al oeste de Chimbote, donde, en la ciudad de Casma se produjo el fenómeno de licuación generando desplazamiento lateral del terreno (Ericksen, 1970, citado por Huidobro, 2015, pág. 80). Berg y Husid (1973), reportaron la ocurrencia de licuación de suelo en la cimentación de la escuela Mundo Mejor en Chimbote; por otro lado Carrillo (1970), señaló la existencia de asentamientos en todos los puentes de la carretera Panamericana y el Terminal Portuario de Chimbote.



*Figura 8. Asentamientos y fisuramientos de la carretera Panamericana por efecto del fenómeno de Licuación de suelos en Chimbote, 1970. (Fuente: Hurtado, A. y Parra, D., 2011)*

**b.2) Moyobamba, 1990-1991:** En los terremotos presentados en los años 1990 y 1991 se evidenciaron la ocurrencia del fenómeno de licuación de suelos en los sectores de Tahuishco, Azungue y la quebrada de Shango; el fenómeno presentó la aparición de pequeños volcanes de arena, hundimientos de terreno hasta de 4.00 m, afloramiento de agua, grietas (de hasta 100 m de longitud y 80 cm de ancho), desplazamientos laterales, que hacían que muchas viviendas colapsen; además de roturas de las tuberías de agua y desagüe, se veía emerger a la superficie algunos buzones.

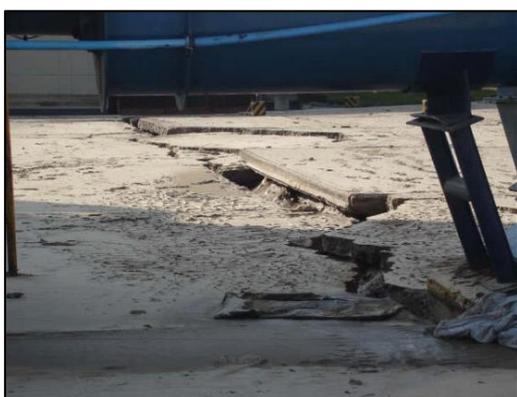


*Figura 7. Derrumbes de viviendas por efectos de licuación, Moyobamba, 1990 y 1991. (Fuente: Alva Hurtado, 2011)*



*Figura 6. Buzones de desagüe emergiendo a la superficie por efectos de la licuación Moyobamba, 1990 y 1991. (Fuente: Alva Hurtado, 2011)*

**b.3) Pisco, 2007:** El 15 de agosto del 2007, con una magnitud de 7.0 grados en la escala de Richter, ocurrió un terremoto con epicentro ubicado a 60 km al oeste de la ciudad de Pisco, este suceso generó el fenómeno de licuación de suelos a lo largo de la zona costera, que ha originado la formación de grietas en la carretera Panamericana Sur con desniveles de hasta 1.5 metros. (Tavera, Bernal y Salas, 2007, pág. 8). Carrillo y Alcayhuaman, (2007, pág. 11), en su investigación: “licuación de suelos durante el sismo de Pisco 2007”, indican que se detectó una disminución en la capacidad de carga hasta en un 50%; que ha generado daños estructurales como el penal de Tambo de Mora, edificaciones de playa e instalaciones industriales de empresas pesqueras.



*Figura 10. Losas deterioradas a causa de la Licuación de suelos, Pisco, 2007. (Fuente: Carrillo y Alcayhuaman, 2008, pág. 2)*



*Figura 9. Levantamiento y deformación a causa de la Licuación de suelos, Pisco, 2007. (Fuente: Carrillo y Alcayhuaman, 2008, pág. 2)*

### **2.3. Factores que inciden la licuación de suelos**

Garzón, L., (2012, pág. 53-54), nos presenta factores generales que inciden en el fenómeno de la licuación: factores de suelo, geológicos, topográficos y sísmicos, las cuales se describen a continuación.

### **2.4. Geología y topografía**

Consiste en detallar los aspectos relevantes con respecto a la geología y topografía local

- Origen y composición de los estratos.
- Profundidad de las aguas subterráneas.
- Espesor total de los sedimentos consolidados.

- Pendiente o inclinación del terreno.
- Condiciones de drenaje.

## **2.5. Caracterización Geotécnica**

- Distribución del tamaño de los granos (D10, D30, D50 y D60, contenido de finos, coeficiente de uniformidad, contenido de fracción arcillosa, coeficiente de gradación).
- Edad del depósito (Grado de consolidación).
- Resistencia a la penetración estándar (SPT).

## **2.6. Ensayos en campo**

### **2.6.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT)**

Campos (2011), define el ensayo como el más conocido de los ensayos de campo, las cuales caracteriza la resistencia de un suelo a la penetración de un muestreador de tubo partido de 2" (50.8 mm) de diámetro, al ser hincado dentro del suelo en la base de una perforación revestida. El muestreador es un tubo de acero de paredes gruesas partido de manera longitudinal. El extremo inferior está unido a una zapata cortante y el superior a una válvula y copla de conexión a la barra de sondeo.

### **2.6.2. Ensayo de Permeabilidad L'efranc**

Este ensayo permite conocer la conductividad hidráulica de un terreno, las cuales consiste en introducir un valor de caudal constante con la finalidad de mantener el nivel del agua dentro de un punto sondeado estabilizado a una altura predeterminada.

## **2.7. Ensayos en laboratorio**

### **2.7.1. Análisis granulométrico por tamizado (ASTM D-422)**

La normativa E-060 (2018), define al ensayo como un proceso para la obtención de la distribución por tamaño de las partículas que se encuentran en una muestra de suelo; estas se pueden clasificar en sistemas como AASHTO o SUCS.

### **2.7.2. Límite líquido (ASTM D-4318)**

Benites y Vílchez (2017), lo define como el contenido de humedad expresado en porcentaje del suelo secado en el horno, dicho valor se encuentra en el límite entre el estado plástico y el estado líquido.

### **2.7.3. Límite plástico (ASTM D-4318)**

Benites y Vílchez (2017), indica que es la humedad más baja con la que pueden formarse barras de suelo de 3.2 mm (1/8”) de diámetro, dichas barras, que son formadas con la palma de la mano ante una superficie de vidrio esmerilado estándar.

### **2.7.4. Contenido de Humedad (ASTM D-2216-05)**

MTC (2019), define al ensayo como la relación del peso del agua en una masa dada del suelo, al peso de las partículas expresada en porcentaje.

### **2.7.5. Corte directo (ASTM D-3080)**

Ricaldoni, J. (2019), lo define como la resistencia al corte de una masa de suelo al deslizamiento a lo largo de cualquier plano en su interior; se llega a obtener valores de cohesión y ángulo de fricción.

### **2.7.6. Ensayo químico de sulfatos (ASTM D-1559)**

MTC (2019), indica que el ensayo consiste en determinar los iones de sulfato en el suelo a fin de recomendar tipologías de cemento.

### **2.7.7. Ensayo químico de cloruros (ASTM D-1129)**

MTC (2019), indica que el ensayo consiste en determinar los iones de sulfato en el suelo a fin de recomendar espesores para revestimiento del acero.

### **2.7.8. Ensayo químico de sales solubles totales (ASTM D-516)**

MTC (2019), indica que el ensayo consiste en un procedimiento analítico de cristalización con el fin de recomendar protección ante segregaciones de concreto.

### **2.7.9. Ensayo químico de materia orgánica (ASTM D-516)**

MTC (2019), indica que la finalidad del ensayo es determinar la oxidación cuantitativa de materia orgánica identificada como turba, lodo orgánico y suelos que contengan materia vegetal no descompuesta.

## **2.8. Evaluación del potencial de licuefacción**

La metodología para el cálculo del potencial de licuación de un suelo seguirá las pautas indicadas en el método de Seed e Idriss, (1971) basado en el número de golpes del ensayo de SPT:

### ***a) Método basado en el número de golpes del SPT***

Esta metodología, comprende el procedimiento para el cálculo de potencial de licuación empleando el método de Seed e Idriss, (1971), donde establece una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno a través del número de golpes en el ensayo de penetración estándar (SPT).

De acuerdo a Lindao V. y Polonio M., (2012) citado por Benites y Vilchez, (2017, pág. 60), “El cálculo del potencial de licuación de un suelo, está en función de dos variables: en la demanda sísmica del suelo, expresada en términos de la relación de esfuerzo de corte cíclico (CSR), y en la capacidad del suelo para resistir la licuación, expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR)”.

**a.1) Cálculo del factor “ $r_d$ ”**

El  $r_d$  es un factor de reducción de la aceleración que varía con la profundidad; considera la variación del esfuerzo cortante, que se va atenuando conforme va profundizando, esto se debe a las propiedades del comportamiento elástico del suelo, conocido como coeficiente de reducción de esfuerzos.

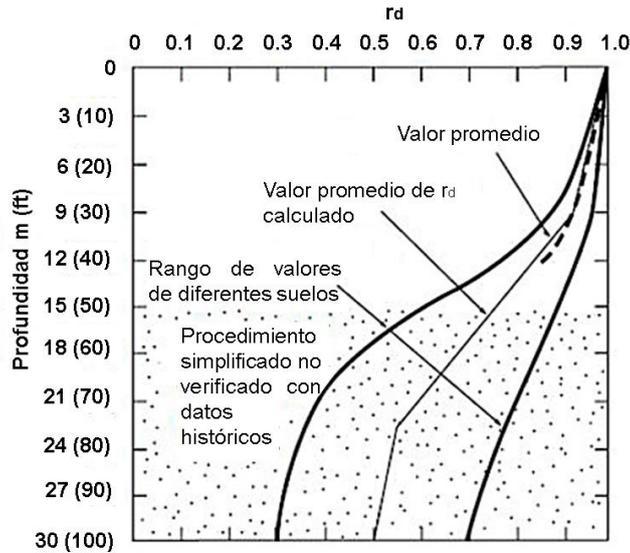


Figura 11. Variación de  $r_d$  con respecto a la profundidad (Fuente: Kramer y Stewart, 2004, pág. 41)

Youd e Idriss (1997), nos presentan las siguientes fórmulas a fin de determinar el factor ( $z$  considerada como profundidad de análisis en metros):

$$r_d = 1 - 0.00765 * z \quad \text{para } z \leq 9.15$$

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

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

$$r_d = 0.500 * z \quad \text{para } z > 30$$

Sin embargo, la siguiente ecuación abarca los mismos valores de las ecuaciones anteriores (Youd, 1997, página 3).

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

**a.2) Cálculo de tensiones totales y efectivas**

Se calcula con las siguientes formulas:

- **Tensión total**

$$\sigma = \sum \gamma * z$$

Donde:

$\sigma$ : Tensión total o vertical (Ton/ m<sup>2</sup>)

$\gamma$ : Peso específico del estrato (Ton/m<sup>2</sup>)

$z$ : Profundidad de análisis (m)

- **Tensión intersticial**

$$\mu = \gamma_w * (z - NF)$$

Donde:

$\mu$ : Tensión intersticial (Ton/ m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$ : Peso específico del agua (Ton/m<sup>2</sup>)

$z$ : Profundidad de análisis (m)

$NF$ : Profundidad del nivel freático (m)

- **Tensión efectiva**

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

Donde:

$\sigma'$ : Tensión efectiva (Ton/ m<sup>2</sup>)

$\sigma$ : Tensión total o vertical (Ton/ m<sup>2</sup>)

$\mu$ : Tensión intersticial (Ton/ m<sup>2</sup>)

### a.3) Relación de esfuerzo de corte cíclico CSR

Con fines de evaluación de licuación, usando el enfoque de tensión cíclica, a la carga se da el nombre de relación de tensión cíclica (CSR, Cyclic Stress Ratio). El primer paso en el procedimiento simplificado es calcular la CSR, también llamada relación de tensión sísmica (SSR, Seismic Stress Ratio), cuando es causada por un terremoto. Day (2002) indica que para desarrollar la ecuación CSR de un terremoto, se considera una columna de suelo por unidad de ancho y longitud, que se mueve como un cuerpo rígido en respuesta a la aceleración horizontal máxima ejercida por el terremoto.

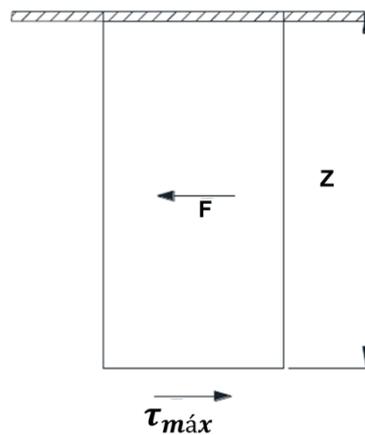


Figura 12. Condiciones asumidas para derivar la ecuación CSR del terremoto (Fuente: Day, 2002)

En base a estas condiciones Seed y otros, (1971) citado por Day, (2002, pág. 6-12) proponen la ecuación aproximada:

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

Donde:

$a_{max}$ : Aceleración máxima de la superficie del suelo.

$g$ : Aceleración de la gravedad.

$\sigma_v, \sigma'_v$  : Presiones totales y efectivas en el suelo.

$r_d$ : Factor de reducción de la aceleración con la profundidad.

Ahora bien, si se sustituye en la ecuación, se obtiene la relación de esfuerzo cíclico (CSR) inducida por un terremoto, el término es adimensional (Day, 2002, página 6-12):

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

Donde:

CSR: Relación del esfuerzo cíclico.

#### ***a.4) Corrección del Valor $N_1$ (60)***

La siguiente ecuación incorpora las correcciones de número de golpes SPT:

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

Donde los factores de corrección son los siguientes:

$(N_1)_{60}$ : Número de golpes corregidos.

$N_m$ : Número de golpes en campo por el SPT.

$C_N$ : Factor de corrección de sobrecarga.

$C_E$ : Factor de relación de energía (Er: Energía del martillo es usual usar el 60% :  $C_E/0.60$ ).

$C_B$ : Factor de diámetro de la perforación.

$C_R$ : Factor de longitud de varilla.

$C_S$ : Factor de tipo de muestreo.

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

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_o}{Pa}}$$

Donde:

$C_N$ : Factor de corrección de sobrecarga.

$\sigma'_o$ : Presión efectiva.

$Pa$ : Presión atmosférica.

En la siguiente tabla se presentan formulas propuestas por diversos autores para determinar el factor de corrección de sobrecarga:

Tabla 1. Fórmulas para la determinación del factor de corrección de sobrecarga. (Fuente: Benites y Vilchez, 2017, pág. 66)

Autor	Año	$C_N$	Unidades
Teng	1962	$C_N = \frac{50}{10 + \sigma'_v}$	psi
Bazara	1967	$C_N = \frac{4}{1 + 2\sigma'_v}$ $\therefore \sigma'_v \leq 1.5$ $C_N = \frac{4}{3.25 + 0.5 * \sigma'_v}$ $\therefore \sigma'_v > 1.5$	ksf
Peck, Hanson and Thornburn	1974	$C_N = 0.77 * \log_{10}\left(\frac{20}{\sigma'_v}\right)$	Kg/cm2
Seed	1976	$C_N = 1 - 1.25 * \log_{10}(\sigma'_v)$	Kg/cm2
Tokimatsu and Yoshimi	1983	$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \sigma'_v}$	Kg/cm2
Liao Whitman	1986	$C_N = \sqrt{\frac{1}{\sigma'_v}}$	Kg/cm2

Como se pudo observar, la presión de sobrecarga afecta la resistencia a la penetración, por lo que para ensayos hechos en niveles poco profundos, los valores son generalmente bajos;

a una mayor profundidad, el mismo suelo con el mismo índice de densidad daría una mayor resistencia a la penetración, ahí radica la importancia de la corrección del factor.

En la siguiente tabla se indican rangos de valores para los factores de corrección de acuerdo a Skempton (1986):

*Tabla 2. Valores para factores de corrección de los valores N del SPT. (Fuente: Rodas, 2011 pág. 22)*

<b>Factor</b>	<b>Variable de equipo</b>	<b>Término</b>	<b>Corrección</b>
<b>Presión Vertical Normal Efectiva</b>	N/A	$C_N$	$(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}})^{0.5}$
<b>Presión Vertical Normal Efectiva</b>	N/A	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
<b>Relación de Energía</b>	Martillo Tipo Dona	$C_E$	0.5 – 1.0
<b>Relación de Energía</b>	Martillo de Seguridad	$C_E$	0.7 – 1.2
<b>Relación de Energía</b>	Martillo Automático Tipo Dona	$C_E$	0.8 – 1.3
<b>Diámetro de la Perforación</b>	65 – 115 mm	$C_B$	1
<b>Diámetro de la Perforación</b>	150 mm	$C_B$	1.05
<b>Diámetro de la Perforación</b>	200 mm	$C_B$	1.15
<b>Longitud de la Barra</b>	< 3 m	$C_R$	0.75
<b>Longitud de la Barra</b>	3 – 4 m	$C_R$	0.8
<b>Longitud de la Barra</b>	4 – 6 m	$C_R$	0.85
<b>Longitud de la Barra</b>	6 – 10 m	$C_R$	0.95
<b>Longitud de la Barra</b>	10 – 30 m	$C_R$	1
<b>Muestreo</b>	Muestreador Estándar	$C_S$	1
<b>Muestreo</b>	Muestreador sin Ademe	$C_S$	1.1 – 1.3

Además, de acuerdo a Terzaghi y Peck, (1948) en una arena saturada, fina o limosa, densa o muy densa, los valores N pueden ser anormalmente grandes debido a la tendencia de tales materiales a dilatarse durante el corte bajo condiciones sin drenar. La presión de los poros afecta la resistencia del suelo y por lo tanto el valor de N. En tales casos, se recomienda la siguiente corrección:

$$(N_1)_{60 (CORR)} = 15 + \frac{1}{2} [(N_1)_{60} - 15]$$

#### *a.5) Corrección por contenido de finos*

La ecuación que se presenta a continuación corrige los resultados de los valores N del SPT por contenido de finos:

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

Donde:

$\alpha, \beta$ : Coeficientes que dependen del contenido de finos.

Los valores que corresponden a los coeficientes de contenido de finos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 3. Valores de  $\alpha$  y  $\beta$  del contenido de finos (Fuente: García, 2007)

Contenido de finos (CF)	$\alpha$	$\beta$
<b>CF <math>\leq</math> 5%</b>	0	1
<b>5% &lt; CF <math>\leq</math> 35%</b>	$1.76 - \frac{190}{FC^2}$	$0.99 - \frac{FC^{1.5}}{1000}$
<b>CF &gt; 35%</b>	5	1.2

#### a.6) Cálculo de relación de resistencia cíclica (CRR) ( $M_w=7.5$ )

Para obtener la capacidad del suelo para resistir la licuación, se usará el enfoque de la relación de resistencia cíclica (CRR), que se define como la relación de resistencia en un instante antes que dé inicio la licuefacción. Benites y Vilchez, (2017 pág. 68), indican que: “el valor de CRR es calculada en función de la magnitud, el número de golpes, la presión vertical efectiva y el peso específico del suelo”, por ello, se calcula el número de golpes corregido a una profundidad z mediante la siguiente fórmula:

$$(N_1)_{60} = C_N * N_{60}$$

Donde:

$N_{60}$ : Número de golpes del ensayo SPT (Corregido por el factor de energía 60%).

$C_N$ : Coeficiente de corrección de sobrecarga

Para el cálculo del valor  $C_N$ , diferentes autores han propuesto las expresiones que se presentan a continuación:

- **Cálculo de valor  $C_N$  por Bazara (1967)**

Para  $\frac{\sigma'_{vo}}{Pa} \leq 0.75$ ;

$$C_N = \frac{4}{1 + 4\left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}\right)}$$

Para  $\frac{\sigma'_{vo}}{Pa} > 0.75$ ;

$$C_N = \frac{4}{3.25 + \left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}\right)}$$

- **Cálculo de valor  $C_N$  por Peck et al (1974)**

Para  $\frac{\sigma'_{vo}}{Pa} \geq 0.25$ ;

$$C_N = 0.77 * \log_{10}\left(\frac{20}{\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}}\right)$$

- **Cálculo de valor  $C_N$  por Seed e Idriss (1975)**

$$C_N = 1 - 1.25 * \log_{10}\left(\frac{\sigma'_{vo}}{Pa}\right)$$

- **Cálculo de valor  $C_N$  por Lio y Whitman (1986)**

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{vo}}\right)^{0.5}$$

- **Cálculo de valor  $C_N$  por Skempton (1986)**

Para arenas finas normalmente consolidadas;

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{\sigma'_{vo}}{Pa}}$$

Para arenas gruesas normalmente consolidadas;

$$C_N = \frac{1.7}{2 + \frac{\sigma'_{vo}}{Pa}}$$

Para arenas sobre consolidadas;

$$C_N = \frac{1.7}{0.7 + \frac{\sigma'_{vo}}{Pa}}$$

- **Cálculo de valor  $C_N$  por Kayen et al (1992)**

$$C_N = \frac{2.2}{1.2 + \frac{\sigma'_{vo}}{Pa}}$$

Donde:

$Pa$ : Presión atmosférica.

Benites y Vílchez, (2017, pág. 69), recomiendan el uso de la fórmula propuesta Kayen, (1992); para el valor del factor de corrección  $C_N$  no se debe tener resultados mayores a 2 para depósitos muy superficiales.

En el caso de que se tengan arenas limpias, la relación de resistencia cíclica (CRR), se determina mediante la expresión propuesta por Thomas Blake:

$$CRR_{7.5} = \frac{a - cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4}$$

Donde los valores de los términos de la ecuación son los siguientes:

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

$$a = 0.0048$$

$$b = -0.1248$$

$$c = -0.004721$$

$$d = 0.009578$$

$$e = -0.0006136$$

$$f = -0.0003285$$

$$g = -1.673 * 10^{-5}$$

$$h = 3.714 * 10^{-6}$$

Hay que tener en cuenta que la ecuación es válida para valores de  $(N_1)_{60} < 30$ , Robertson y Wride, citado por Benites y Vélchez, (2017 pág. 70) indican que esta ecuación no era aplicable para valores  $(N_1)_{60} < 30$ , por lo que su uso tenía ciertas limitaciones, ya que las arenas limpias son muy densas y se clasifican como licuables.

Por otra parte, Kramer y Stewart, (2004) plantean que para el cálculo de CRR, en arenas limpias se use la ecuación desarrollada por Youd, (2001), presentada a continuación:

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Esta expresión es válida para valores  $(N_1)_{60} < 30$ ; ahora bien, para materiales de arenas limosas o arcillosas el valor de valores  $(N_1)_{60}$ , se debe corregir con la expresión desarrollada por Idriss con la asistencia Seed, para obtener el equivalente de  $(N_1)_{60cs}$ . (Idriss y Boulanger, 2004)

$$CRR_{7.5} = \exp\left(\frac{(N_1)_{60CF}}{14.1} + \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N_1)_{60CF}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

***a.7) Corrección de magnitud para valores de CSR y CRR ( $M_w \neq 7.5$ )***

Las ecuaciones presentadas en el anterior inciso, conciernen a magnitudes  $M_w = 7.5$ . Para  $M_w$  diferentes a 7.5 es necesario multiplicar por el factor correctivo llamado factor de escala de magnitud (MSF); por lo tanto, para el valor CRR se tiene:

$$CRR = CRR_{7.5} * MSF$$

Para el valor CSR, se tiene:

$$CSR_{7.5} = \frac{CSR_{7.5}}{MSF}$$

$$MSF = 6.9 * \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058$$

Benites y Vílchez, (2017, pág. 71), presenta un resumen factores correctivos MSF, que fueron desarrollados por diferentes autores como se muestra en la siguiente tabla:

*Tabla 4. Factor de escala de Magnitud. (Fuente: Santibáñez, 2006)*

<b>Magnitud</b>	<b>MSF</b>
5.50	2.20 – 2.80
6.00	1.76 – 2.10
6.50	1.44 – 1.60
7.00	1.19 – 1.25
7.50	1.00
8.00	0.84
8.50	0.72

Generalmente se recomienda utilizar valores promedio dentro del rango recomendado, o se pueden obtener usando la siguiente ecuación:

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

Donde:

$M$ : Magnitud del sismo

$n$ : Factor de magnitud

Se tendrá un valor de  $n=2.93$  para magnitudes menores o iguales a 7.5, y valores de  $n=2.56$  para magnitudes mayores a 7.5.

Para el caso de  $CRR_{7.5}$ , con presiones efectivas mayores a  $10 \text{ Ton/m}^2$ , se corregirá con las siguientes ecuaciones:

$$CRR_M = CRR_{7.5} * K_\sigma * MSF$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma * \ln\left(\frac{\sigma'_v}{Pa}\right) \leq 1$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18.9 - 2.55 * \sqrt{(N_1)_{60}}} \leq 0.3$$

La siguiente tabla muestra el factor correctivo MSF para  $CRR_M$  en base a criterios de Seed e Idriss (1982).

Tabla 5. Factores de escala de magnitud. (Fuente: Benites y Vilchez, 2017, pág. 73)

Magnitud	Seed e Idriss (1982)	Ambraseys (1988)	NCEER (1997-2003)
5.50	1.43	2.86	2.21
6.00	1.32	2.20	1.77
6.50	1.19	1.69	1.44
7.00	1.08	1.30	1.19
7.50	1.00	1.00	1.00
8.00	0.94	0.67	0.84
8.50	0.89	0.44	0.73

#### a.8) Cálculo del potencial de licuación o factor de seguridad

Generalmente el potencial de licuación se presenta en términos de factor de seguridad; Huidobro, L., (2015, pág. 110), comenta que “el cálculo de este factor de seguridad es el paso final en una evaluación de riesgo de licuación; si la relación de tensión cíclica (CSR) es mayor que la relación de resistencia cíclica (CRR), la licuación se iniciará durante el terremoto, por el contrario, si la CSR es menor que la CRR, entonces la licuación

no se inicia.”, por lo que Green (2001), lo presenta de manera entendible definiéndolo como la razón entre la capacidad y demanda:

$$FS = \frac{Capacidad}{Demanda}$$

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

Huidobro (2015, pág. 111) indica que una situación segura tiene un valor de factor de seguridad mayor que 1,3.

## 2.9. Susceptibilidad de licuación de suelos

a) **Criterios de susceptibilidad:** En el proceso de evaluación del riesgo de licuación, es importante entender que no todos los suelos son susceptibles a licuarse, por ello, se considera necesario, como primer paso, determinar la susceptibilidad de licuación de los suelos; cuyos criterios, son considerados en base a las investigaciones de Kramer y Stewar (2004).

### a.1) Criterios históricos

La ocurrencia histórica del fenómeno en estudio se ha presentado en lugares donde las condiciones del terreno se mantienen constantes, dando como resultado la correnca reiterada de licuación, observada en forma de paleo-licuación, que puede ser utilizada como prueba de susceptibilidad de licuación, en un determinado lugar.

### a.2) Criterios geológicos

Siguiendo la ejemplificación de Huidobro (2015, pág. 84), indica que los suelos de depósitos fluviales y eólicos, cuando se encuentran saturados, tienen una alta probabilidad de ser susceptibles de presentar licuación; por otro lado, se ha observado licuación en depósitos de abanicos aluviales, playas y estuarios, pero no de manera tan evidente como en los casos anteriores. Otro criterio geológico es la edad del depósito,

en general los depósitos de suelo jóvenes son más susceptibles de licuación que los depósitos más antiguos.

#### ***a.3) Criterios basados en la composición física del suelo***

“Las arenas uniformemente gradadas y limpias, compuestas principalmente de partículas redondeadas son intrínsecamente más susceptibles, mientras que los suelos bien gradados y los suelos con partículas angulares son menos susceptibles. La presencia de finos, particularmente finos plásticos ( $IP > 10$ ), tiende a disminuir la susceptibilidad de licuación”. (Huidobro, L. M., 2015, pág. 84).

#### ***a.4) Criterios basados en el estado del suelo***

El presente criterio cobra importancia cuando se toma en cuenta las tensiones efectivas a las que está sometido el suelo y su densidad in situ, ya que la tendencia de un terreno a densificarse depende principalmente de las condiciones de carga cíclicas. “Los suelos sueltos son más susceptibles a la licuación que los suelos densos y para una densidad dada, los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas altas son más susceptible que los suelos bajo tensiones de confinamiento efectivas bajas”. (Huidobro, L. M., 2015, pág. 84).

### ***b) Suelos susceptibles al fenómeno de la licuación***

El Reglamento Nacional de Edificaciones en la norma E 050 Suelos y Cimentaciones (2018), clasifica como “susceptibles” a los suelos granulares y suelos granulares con finos cohesivos constituidos por arena, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava en combinación con los materiales descritos.

#### ***b.1) Suelos Granulares***

El fenómeno de licuación de suelos está relacionado con los suelos granulares saturados o suelos no cohesivos, debido a la presencia de cargas cíclicas de magnitud

alta y larga duración, ocurre normalmente en suelos granulares sueltos o de baja densidad, saturados, y uniformemente graduados. (Rodas, 2011, pág. 10).

Los suelos no cohesivos tienden a densificarse cuando son sometidos a esfuerzos de corte cíclico, pero el cambio de volumen es impedido debido al drenaje restringido; resultando que el exceso de presión de poros se acumule, las tensiones efectivas se reduzcan, y el suelo pierde resistencia convirtiéndose a un estado licuado. (Benites y Vélchez, 2017, pág. 51); sin embargo, no todos los suelos granulares son propensos al fenómeno de la licuación; Brandes, (2003), menciona que “los suelos granulares con valores de resistencia a la penetración estándar corregida por profundidad  $(N_1)_{60} > 30$ , son considerados con densidad suficiente como para no presentar riesgo de licuarse”.

### ***b.2) Suelos con presencia de finos***

Wang, (1979), propuso criterios para los suelos con presencia de finos susceptibles a licuarse cuando estas presentan un grado de saturación del 100 %; los criterios son:

- Fracción de arcilla (partículas menores a 0.005 mm)  $\leq 15$  %.
- Límite líquido (LL)  $\leq 35$  %.
- Contenido de humedad natural (W)  $\geq 0.9$  LL.
- Índice de liquidez (LI)  $\leq 0.75$

Por otro lado, Huidobro (2015, pág. 86) indica que, con el objetivo de presentar datos precisos y fidedignos para la identificación de suelos finos susceptibles a la licuación, en el año 2000 se hizo una reevaluación en base a historiales de licuación en el terreno por parte Andrews y Martin, quienes han propuesto una Norma China Modificada para su aplicación en los Estados Unidos, cuyo criterio se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 6. Evaluación de licuación de suelos con presencia de fino, criterio Andrews - Martin (Fuente: Huidobro, 2015, pág. 86)

	<b>Límite Líquido &lt; 32</b>	<b>Límite Líquido ≥ 32</b>
<b>Fracción de arcilla &lt; 10%</b>	Susceptible	Puede ser susceptible (requiere información adicional)
<b>Fracción de arcilla ≥ 10%</b>	Puede ser susceptible (requiere información adicional)	Susceptible

## 2.10. Efectos de la licuación

Mussio V. (2012, pág. 25), indica que: “El fenómeno de la licuación no es destructivo o peligroso por sí mismo, solamente cuando la licuación va acompañada de un desplazamiento o falla del terreno; para los propósitos de la ingeniería, la ocurrencia de licuación no es lo más importante, sino el potencial de daños asociados”. En tal sentido, a continuación se presenta las diferentes formas en las que se manifiesta el fenómeno de la licuación:

### a) *Falla de flujo*

Es el tipo de falla más catastrófico causado por la licuación, asociadas a superficies inclinadas (taludes con pendientes mayores a los 3 grados), por lo general desplaza grandes masas de suelo por decenas de metros; los flujos que pueden ser en arenas, limos sueltos y saturados pueden encontrarse completamente licuados o por bloques intactos de material flotando sobre la capa de suelos licuados. (Bartlett y Youd, 1992).

### b) *Flotación*

Los objetos localizados en el subsuelo son desplazados a la superficie cuando se produce el fenómeno de la licuación. Es común observar que tanques, buzones o tuberías de alcantarillado asciendan a través del suelo y floten en la superficie. (Alfaro, 2013, pág.7).

***c) Flujos de tierra***

Se presentan a manera de desplazamiento instantáneo cuesta abajo en un estado licuado, a veces causando coladas de barro o avalanchas. (Alfaro, 2013, citado por Benites y Vílchez, 2017, pág. 52).

***d) desplazamientos laterales***

Estos desplazamientos se dan en bloques rígidos de suelo, que resulta de la licuación de una capa profunda. La tierra se desplaza en forma lateral, causando grietas, escarpes y fosas que se forman en la superficie de falla. Los desplazamientos horizontales son bastante extensos y afectan con mayor severidad a tuberías, cimentaciones y puentes. (Zapata, 2012, pág.8).

***e) Pérdida de capacidad de portante y soporte por desplazamientos verticales***

Se presenta en pleno proceso del fenómeno licuación del suelo donde se tiene una disminución en la capacidad portante, debido a sus nuevas características del fluido. Dicha disminución puede hacer que el suelo pierda la capacidad de soporte a una estructura por lo que se genera los asentamientos o inclinaciones de fallas. (Mussio V., 2012, pág. 26).

***f) Oscilaciones del suelo***

Se presenta en terrenos de bajísimas pendientes donde el fenómeno de licuación provoca que las capas de suelo se desacoplen por los diferentes movimientos de las ondas sísmicas. Las oscilaciones provocan fisuras en la superficie del suelo. Generando la aparición de volcanes en suelos arenosos o sismitas que son flujos de agua con sedimentos que suben hacia la superficie como una forma de disipar el aumento en la presión de poro del suelo. (Zapata, 2012, pág.9, citado por Benites y Vílchez, 2017, pág. 55).

***g) Incremento en la presión lateral sobre muros de contención***

Sí se tiene un suelo detrás de alguna estructura de contención y este pasa por un fenómeno de licuación, entonces se generaran las presiones laterales sobre esa estructura que pueden aumentar de manera considerable. “Este efecto se produce debido a la pérdida de resistencia al corte del suelo, lo que lo convierte en un líquido de alta densidad que puede ejercer una presión lateral muy superior a la presión con la que el muro fue diseñado; en consecuencia, los muros de contención tendrán desplazamientos laterales, inclinaciones o sufrirán fallas estructurales”. (Mussio V., 2012, pág. 27).

***h) Asentamientos***

Son generados por la densificación que se originan después de un sismo; las cuales tiene relación con la disipación de presión de poro ante las vibraciones. Los daños causados por los asentamientos son menores a los producidos por las fallas de flujo, desplazamientos laterales o pérdidas de capacidad portante. (Lara, N., 2013, pág. 20).

## **2.11. Sismo**

Huidobro, (2015, pág. 18), nos describe a los sismos como vibraciones que se generan por la rotura de las rocas en la litósfera producidas por una rápida liberación de energía. El sismo se caracteriza por su magnitud, intensidad y aceleración. Los factores por la que principalmente se caracteriza son:

- Amplitud y duración de la vibración.
- Magnitud del sismo (Ms).
- Máximas aceleraciones del sismo (g).
- Distancia epicentral.
- Tipo de onda y velocidad de onda de corte Vs.
- Tipo y profundidad de falla.

Sin embargo, en referencia a Alfaro 2013, citado por Benites y Vílchez (2017, pág. 42 y 43), los factores principales del fenómeno de licuación son: el origen del suelo, la distribución del tamaño de granos, la profundidad de las aguas subterráneas, edad del depósito, amplitud de la vibración, duración de la vibración, peso del recubrimiento y profundidad del terreno; estos factores descritos, serán datos de suma importancia en la evaluación de licuación de suelos en la presente investigación.

### 2.11.1. Sismicidad

El Reglamento Nacional de Edificaciones en la E-030 Diseño Sismoresistente (2018), considera al territorio peruano en cuatro zonas, las cuales son basadas en la distribución espacial de sismicidad, características de los movimientos sísmicos, atenuación de los sismos con la distancia epicentral y la información neotectónica.



Figura 13. Zonas sísmicas del Perú (Fuente: Sencico, 2018)

**a) Factor “Z”**

La norma E-030 del reglamento nacional de edificaciones lo define como un factor de la aceleración máxima horizontal en el suelo rígido con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años. Los valores que representan en cada zona se presentan en la siguiente tabla:

*Tabla 7. Factores de zona “Z”(Fuente: E-030, 2018)*

<b>Zona</b>	<b>Z</b>
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

**b) Perfil de suelo**

La norma E-030 del reglamento nacional de edificaciones, indica que los perfiles de suelo se clasifican en base a la velocidad promedio de propagación de ondas de corte ( $V_s$ ), el promedio ponderado de los  $N_{60}$  del ensayo SPT, o el promedio de la resistencia al corte en condición no drenada ( $S_u$ ). Existen 5 tipos de perfiles:  $S_0$  (Roca dura),  $S_1$  (Roca o suelos muy rígidos),  $S_2$  (Suelos intermedios),  $S_3$  (Suelos blandos) y  $S_4$  (Condiciones excepcionales).

**c) Parámetros de sitio**

La norma E-030 del reglamento nacional de edificaciones, usa estos parámetros para una mejor descripción de las condiciones locales del perfil suelo, donde hace uso del factor de amplificación del suelo ( $S$ ) y de los periodos  $T_p$  y  $T_L$ .

**d) Factor de amplificación sísmica (C)**

La norma E-030 del reglamento nacional de edificaciones, lo define como un factor de amplificación de la aceleración estructural respecto a la aceleración en el suelo.

### e) Factor de uso o importancia (U)

El factor de uso depende de la categoría de las edificaciones, según la norma E-030 del reglamento nacional de edificaciones se tienen: Edificaciones esenciales (Categoría “A” y U=1.5); Edificaciones importantes (Categoría “B” y U=1.3); Edificaciones comunes (Categoría “C” y U=1.0) y Edificaciones temporales (Categoría “D” y U=1.0).

### 2.11.2. Peligro sísmico probabilístico

El proceso para la determinación del peligro sísmico probabilístico comienza con la revisión de la actividad sísmica del pasado, luego el análisis de las características tectónicas regionales; seguidamente, se determinan los parámetros de sismicidad local de cada una de las fuentes o zonas sismogénicas y con la ayuda de leyes de atenuación sísmica definidas para cada tipo de fuentes, se determinaron los valores probables de intensidades sísmicas que pueden esperarse en nuestra zona de estudio.

$$Risk = 1 - e^{-\frac{T}{Tr}}$$

*Risk*: Tasa de excedencia anual

*T*: Periodo

*Tr*: Periodo de retorno de intensidades

### 2.11.2. Magnitud de un sismo

Según Rodas (2011, pág. 31), “la magnitud es un parámetro que indica el tamaño de los temblores; está relacionado con la cantidad de energía liberada”. Se tienen las siguientes magnitudes:

#### a) *Magnitud local*

Se denomina también magnitud de Richter; sus instrumentos de medición pueden captar información hasta 600 km de radio con respecto al epicentro. (UGS, 2003). A continuación se muestra la fórmula:

$$M_L = \text{Log}A - \text{Log}A_0$$

Donde:

$M_L$ : Magnitud Local

$A$ : Amplitud máxima (mm)

$A_0$ : Amplitud patrón (mm)

#### ***b) Magnitud de ondas superficiales***

Mide sismos a largas distancias mediante ondas superficiales Rayleigh; sus instrumentos de medición pueden captar información hasta 1000 km de radio con respecto al epicentro. (Rodas, 2015, pág. 32).

$$M_S = \text{Log} \left( \frac{A}{T} \right) + 1.66 * \text{Log}D + 3.3s$$

Donde:

$M_S$ : Magnitud de ondas superficiales

$A$ : Amplitud vertical del terremoto ( $\mu\text{m}$ )

$T$ : Periodo (s)

$D$ : Diámetro epicentral en grados geocéntricos

#### ***c) Magnitud de ondas internas***

Analiza los sismos de mediante aplicación de interna; su ecuación está definida por Gutenberg y Richter (1956). (USGS, 2003).

$$M_B = \text{Log} \left( \frac{A}{T} \right) + Q(D, h)$$

Donde:

$M_B$ : Magnitud de ondas internas

$A$ : Amplitud vertical del terremoto ( $\mu\text{m}$ )

$T$ : Periodo (s)

$Q$ : Factor de Atenuación

#### ***d) Magnitud Momento***

Los instrumentos de esta magnitud, pueden ser aplicada a temblores de cualquier tamaño. Se pueden calcular a partir de las fórmulas propuestas por Hanks y Kanamori (1979).

$$M_w = \frac{2}{3} \text{Log}(M_0) - 10.70$$

Donde:

$M_w$ : Magnitud de momento sísmico

$M_0$ : Momento sísmico

$$M_0 = \mu * \Delta\mu * A$$

Donde:

$\mu$ : Coeficiente de rigidez o cizallamiento medio

$\Delta\mu$ : Separación media entre los planos involucrados en el rompimiento.

$A$ : Área total del plano de rompimiento.

### **2.11.3. Intensidad de un sismo**

Según Rodas, (2015, pág. 35), la intensidad de un sismo “es aquel parámetro que describe los efectos causados por un sismo sobre la sociedad y sus estructuras”. Para determinarlo se consideran los efectos percibidos (daños causados por el terremoto en las estructuras y en el medio ambiente). Su medición se realiza mediante la escala Modificada de Mercalli; esta escala es representada por números romanos y va del I al XII (Díaz, 2006).

### **2.11.4. Aceleración sísmica**

Según Minaya y Tavera (2018, pág. 65), la aceleración sísmica es una medida de la fuerza de inercia que ofrece una determinada estructura o el suelo mismo al movimiento.

## 2.12. Definición de términos básicos

**Licuación de suelos:** Es un fenómeno que consiste en la pérdida de esfuerzo cortante de un suelo con nivel freático superficial por efectos de la vibración.

**Susceptibilidad:** También conocido como potencial que se define como punto de quiebre para pasar de un estado a otro. En caso de susceptibilidad de licuación de suelos, es el punto límite a ocurrir el fenómeno.

**Sismo:** Es la liberación brusca de energía que se transmite en forma de ondas por toda la capa interna de la corteza terrestre.

**Epicentro:** Punto donde se inicia la propagación de un sismo ubicado en la corteza terrestre vertical al foco o hipocentro.

**Hipocentro:** Punto donde se inicia la propagación de un sismo ubicado en la parte interna de la corteza terrestre, también conocido como foco.

**Magnitud:** Es un parámetro que indica la cantidad de energía que se libera a partir de un movimiento telúrico.

**Intensidad:** Es un parámetro que mide los efectos de daños causados por un sismo en las estructuras o el ambiente que lo rodea.

**Geología:** Es la ciencia que se encarga del estudio del origen, formación y evolución de la tierra, los materiales que la componen y su estructura en general.

**Elementos Finitos:** Es un proceso para el de modelamiento que consiste en discretizar un cuerpo en unidades muy pequeñas (elementos finitos) a fin de conocer el comportamiento de un material en la mayoría de sus dimensiones.

**Factor de seguridad:** Es la relación de la resistencia cíclica de un terreno a soportar los esfuerzos cíclicos sometidos por fuerzas externas (sismo), define la capacidad de soporte en diferentes aspectos de un material.

**Nivel freático:** Es aquel nivel medido desde la superficie del terreno en estado seco hasta la interacción con el agua subterránea.

## **Capítulo III**

### **Materiales y métodos**

#### **3.1. Enfoque de la investigación**

Hernández, R. et al (2014, pág. 4), define el enfoque cuantitativo como “un conjunto de procesos que se caracteriza por ser secuencial y probatorio, que utiliza la recolección de datos para probar la hipótesis en base a la medición numérica y al análisis estadístico con el fin de establecer pautas de comportamiento y probar teorías”; en tal sentido, en referencia al concepto anterior, el enfoque de la presente investigación es cuantitativo, ya que por medio de la recolección de datos y el análisis de esta, se determinará la susceptibilidad de licuación de suelos que se tiene en nuestra zona de estudio.

Teniendo en cuenta las dimensiones de las variables “Carga sísmica” y “Licuación de suelos”, se pretende encontrar los indicadores, las cuales serán motivo de medición mediante técnicas e instrumentos, que describirá el efecto producido entre las propias variables, para finalmente llegar a la constatación de la hipótesis, tal como lo indica Hernández, R. et al (2014,

pág. 4). “El enfoque cuantitativo inicia con una idea, que se va delimitando, y a través de esta surgen los objetivos y las preguntas de investigación, los cuales generan la hipótesis y las variables; que sigue un procedimiento de diseño para su comprobación mediante la medición de variables y el análisis de los resultados a fin de establecer conclusiones en bases a los objetivos e hipótesis”.

### **3.2. Tipo de investigación**

"La tipología de la investigación se refiere a la clase de estudio que se va a realizar, orientada a su finalidad general en base a la manera de recoger las informaciones o datos necesarios". (Stracuzzi y Pestana, 2006, citado por Canchanya y Pantoja, 2015, pág. 79)

Por otro lado, Sánchez, y Reyes (2006, pag.37), indica que la: “La investigación aplicada llamada también constructiva o utilitaria, se caracteriza por su interés en la aplicación de los conocimientos teóricos a determinada situación concreta y las consecuencias prácticas que de ella se deriven”; en tal sentido, tomando en cuenta el planteamiento anterior, la presente investigación es de tipo aplicada, ya que busca resolver la perplejidad que se tiene acerca de las cargas sísmicas en la licuación de los suelos mediante la aplicación de los conocimientos a prácticas metodológicas, la medición variables y el análisis de los resultados ubicados en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

### **3.3. Diseño de la Investigación**

Para Hernández, R. et al (2014), “El diseño de la investigación constituiría el plan o estrategia para la certeza de la hipótesis formulada en un contexto en particular de la investigación”. En tal sentido, el diseño de la presente investigación es experimental, ya que se realizará la manipulación directa y deliberada de la variable independiente para medir los efectos producidos en la variable dependiente; asimismo, tomando el planteamiento de Borja, M. (2012, pág. 27), se clasifica en un diseño experimental con medición de post prueba con un solo grupo de control. En nuestro caso la variable independiente es de un solo grado, ya que se

tomará la “magnitud del sismo”, lo cual producirá diferentes efectos en la variable dependiente: “Licuación de los suelos”. A continuación se presenta un diagrama representativo:

$$O \text{ --- } > X \text{ --- } > M$$

*O*: Objeto de estudio o unidad de análisis: “Suelo de la comunidad”

*X* : Estímulo a la variable independiente: “Carga sísmica”

–*X* : Ausencia de estímulo

*M* : Medición de la variable dependiente “Y”: “Licuación”

### 3.4. Método de investigación

De acuerdo a Hernández, R. et al (2014), se tiene que: “las investigaciones del tipo explicativo comprenden más allá de la descripción de conceptos o fenómenos o de establecimiento de relaciones entre conceptos, es decir están dirigidos a responder por las causas de los eventos y fenómenos físicos o sociales”; en tal sentido, siguiendo ese planteamiento, la presente investigación es del tipo explicativo debido ya que el estudio tiene como propósito obtener las causas de los fenómenos para así ocasionar el entendimiento general entre las dos variables; donde se hará uso del método analítico-sintético, que descompondrá todas las variables para su reconstrucción en la búsqueda de la constatación o negación de la hipótesis.

### 3.5. Hipótesis

#### 3.5.1. Hipótesis general

**HG:** Los suelos de la Comunidad Campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador sometidos a cargas sísmicas son susceptibles al fenómeno de la licuación.

**Ho:** Los suelos de la Comunidad Campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador sometidos a cargas sísmicas no son susceptibles al fenómeno de la licuación.

### 3.5.2. Hipótesis específicas

**HE1:** Los suelos conformados en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, presentan baja compacidad y alto contenido de humedad perdiendo sus propiedades mecánicas al ser sometido a vibraciones.

**HE2:** La magnitud sísmica presentada es relativamente alta y aceptable para determinar el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

**HE3:** Las alternativas de reforzamiento para mitigar la susceptibilidad de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima son el recalce de pilotes y el reemplazo de material susceptible de poco espesor.

### 3.6. Variables

A continuación se muestra la variable independiente y variable dependiente:

**Variable independiente:** Cargas sísmicas.

**Variable dependiente:** Licuación de suelos.

#### 3.6.1. Definición Conceptual

**Cargas sísmicas:** Son cargas dinámicas que se generan a partir de vibraciones de la corteza terrestre producidas por una rápida liberación de energía. (Huidobro, 2015, pág. 18).

**Licuación de suelos:** Es la pérdida de resistencia al corte de un suelo ante el incremento de presión de poros; se presenta en un suelo saturado debido a la ocurrencia de un sismo. (Cubides, A., 2017, pág. 24).

### 3.7. Operacionalización de variables

Tabla 8. Operacionalización de variables (Fuente: Elaboración propia)

Variable de investigación	Definición conceptual	Dimensión	Subdimensión	Indicadores
<b>Cargas sísmicas</b>	Son cargas dinámicas que se generan a partir de vibraciones de la corteza terrestre producidas por una rápida liberación de energía. (Huidobro, 2015, pág. 18).	Magnitud Sísmica	Magnitud Local	M <sub>L</sub> (Ritcher, 1935)
			Magnitud de Ondas superficiales	M <sub>S</sub> (Fórmula de Praga)
			Magnitud de Ondas de volumen	M <sub>b</sub> (Fórmula de Gutenberg)
			Magnitud Duración	M <sub>D</sub> (Lee et al, 1972)
			Magnitud Momento	M <sub>w</sub> (Kanamori, 1977)
		Intensidad sísmica	Intensidad de Mercalli Modificada	MM (Escala de Mercalli Modificado)
		Aceleración sísmica	Intensidad de campo gravitatorio	g (m/s <sup>2</sup> )
<b>Licuación de suelos</b>	Es la pérdida de resistencia al corte de un suelo ante el incremento de presión de poros; se presenta en un suelo saturado debido a la ocurrencia de un sismo. (Cubides, A., 2017, pág. 24).	Características Mecánicas	N60 (SPT)	Parámetros ASTM D-1586
			Cohesión	Parámetros ASTM D-3080
			Fricción	Parámetros ASTM D-3080
		Características Físicas	Análisis granulométrico por tamizado	Parámetros ASTM D-422
			Contenido de humedad	Parámetros ASTM D-2216
			Limites Atterberg	Parámetros ASTM D-4318
			Peso Volumétrico	Parámetros NTP 339.139.1999
			Gravedad Específica	Parámetros ASTM D-854-58
		Nivel Freático	Piezómetro	Parámetros AASHTO T-252
			Permeabilidad Lefranc in situ	K (cm/s), Parámetros IRAM 10531

## **3.8. Población y Muestra**

### **3.8.1. Población**

Para Borja, M. (2012, pág. 30), “se denomina población o universo al conjunto de elementos o sujetos que serán motivo de estudio”; para ello la población debe mostrar características comunes, y que estas sean observables, ya que darán origen a los datos de la investigación, tomando en cuenta ello, la población de la presente investigación está conformado por los Suelos de la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

### **3.8.2. Muestra**

La presente investigación ha considerado un método de muestreo no probabilístico por conveniencia, las cuales según Gomero y Moreno (1997, pág. 198), “no sigue un proceso aleatorio y su forma intencionada se utiliza cuando se requiere tener casos que puedan ser representativos de la población”. Por tanto, se ha tomado la zona crítica representativa, el área abarcado por la Comunidad Campesina de Llanavilla (por su historial sísmico y las unidades geológicas existentes), siguiendo los lineamientos que se tiene en la normativa E.050 Suelos y cimentaciones del reglamento Nacional de Edificaciones (2018).

### 3.9. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

La técnica de fuente secundaria: investigación bibliográfica; consistió en la revisión de tesis, libros, monografías y artículos científicos, además se contó con algunas investigaciones realizadas anteriormente, toda la información recopilada se presenta a continuación:

#### 3.9.1. Caracterización de la zona de estudio

##### 3.9.1.1. Ubicación

El área de estudio se encuentra ubicado a la altura del kilómetro 23.3 de la Carretera Panamericana Sur en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, provincia y departamento de Lima, cuya s coordenadas de acuerdo al sistema UTM/WGS84/18S es Este = 288 486.77 m, y Norte = 8 645 970.52 m.

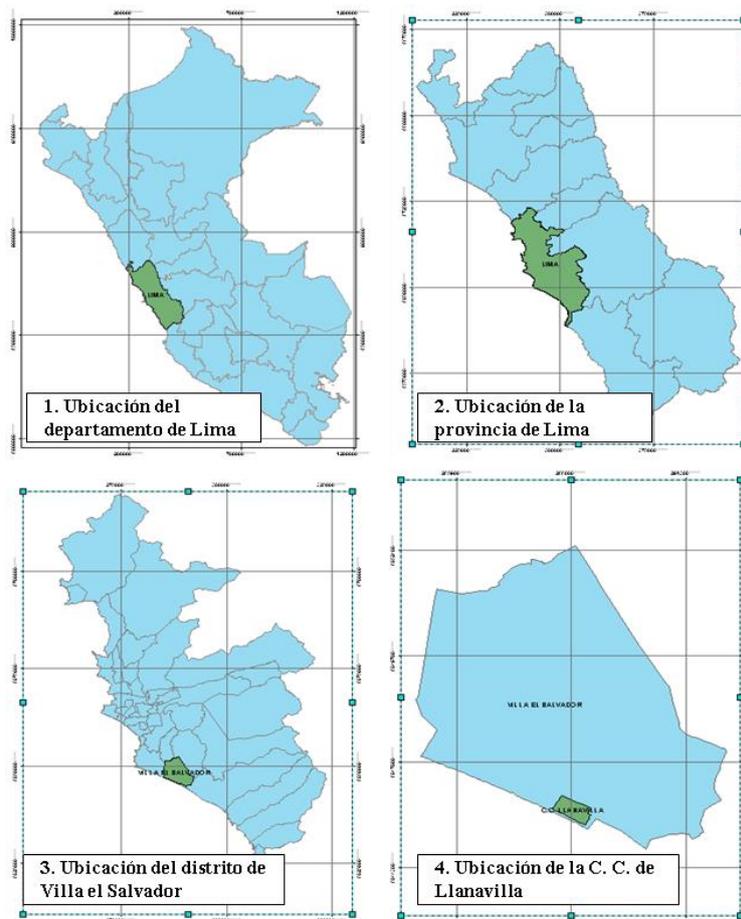


Figura 14. Ubicación de la zona de estudio, C.C. Llanavilla, distrito de Villa el Salvador, Provincia y departamento de Lima. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 15. Área de estudio: Comunidad Campesina de Llanavilla - Villa el Salvador – Lima. (Fuente: Elaboración propia)

Se aprecia que el área de estudio colinda por el Norte con el Cerro Lomo de Corvina, por el Sur y Oeste con el Océano Pacífico, por el Sureste con el distrito de Lurín y por el Noroeste con el centro de recreación Touring y automóvil club del Perú.

### 3.9.1.2. Descripción de la zona de estudio.

Con respecto a topografía la zona de estudio presenta pendientes ligeras en la planicie costera, que varían entre 1 % a 6 %; por otro lado, la diferencia de cotas se desarrolla entre los 2 a 17 m.s.n.m; así mismo, por el Norte, limita con el Cerro Lomo de Corvina, que está conformado por arenas eólicas de grano fino cuya lomada alcanza una altura de 150 m y una longitud de 5 kilómetros paralelo al litoral marino y la carretera Panamericana Sur.

El clima que se presenta es un clima desértico característico de las zonas costeras, teniendo una temperatura promedio de 17.5 °C y una precipitación anual de 99 mm; en los meses de invierno, la humedad se incrementa debido a la presencia de la corriente de Humboldt volviendo casi nulo la presencia de lluvias y estabilizando la temperatura en el área de estudio.

### **3.9.1.3. Geología y geomorfología de la zona de estudio**

A continuación se determinaron las condiciones geológicas y geodinámicas en la estabilidad de los taludes del acantilado.

#### **a) Geología Regional**

Regionalmente, la zona de estudio, está ubicada en el medio geológico litoral-continental, extremo inferior de la cordillera de la Costa, afloran depósitos de rocas sedimentarias y volcánicos, descritas de la más antigua a las más reciente.

Formación Puente Inga (Ki-pi), predominantemente sedimentaria, se caracteriza por presentar horizontes lenticulares de lutitas tobáceas, blandas, muy fosilíferas, finamente estratificadas, fácilmente fisibles en láminas delgadas, suaves al tacto y con presencia de oxidaciones limoníticas, que se intercalan con derrames volcánicos, de grosor variable notándose un cambio lateral de facies como aumento de grosor a medida que se avanza de Sur a Norte, suprayace la Formación Herradura (Ki-h), unidad constituida por lutitas arcillosas negras intercaladas por areniscas limosas oscuras en capas delgadas, pasando a la parte superior a areniscas micáceas gris oscuras de grano medio, en capas delgadas que se fracturan en lascas y hacia el tope lodolitas gris oscuras intercaladas con calizas silíceas blancas.

En el valle de Lurín presenta ciertos cambios, aunque conservando siempre su característica clástica fina y oscura, suprayace la formación Marcavilca (Ki-m), esta formación aflora en laderas del río Lurín. La litología consiste de areniscas cuarzosas grises, que se intercalan con estratos delgados de lutitas, variando en algunos niveles hasta micro-conglomerados, en menor proporción lutitas de color ocre por las oxidaciones ferruginosas (limonita), subyace a la formación Pamplona (Ki-pa), aflora al Sureste del área de estudio en Conchan, consiste en secuencias de intercalaciones de calizas gris oscuras en estratificaciones delgadas, intercaladas con margas y lutitas gris verdosas de disyunción astillosa; suprayaciendo la formación Atocongo (Ki-pa), esta

formación es de origen calcárea, litológicamente, consiste de caliza de color gris plomizas, masiva y de textura micrítica, en la base de esta formación se nota facies arcillo-calcárea a una fase calcárea en estratos delgados; suprayaciendo la Formación Quilmana (Kms-q), aflora al norte de la Cantera Atocongo, y al sur de la Cantera Atocongo norte, compuesta de una secuencia de derrames andesíticos masivos en bancos gruesos de coloración gris a gris verdosa, textura porfirítica con variaciones afanítica y pseudo-estratificada con orientación Noreste-Suroeste y buzamiento 30° a 80° al Sureste, con presencia de silicificación por los efectos de la intrusión de cuerpos del Batolito andino.

### b) Geología Local

La zona de estudio presenta secuencias estratigráficas de depósitos eólicos en la intercuenca Lurín, ocasionados por agentes modeladores predominantemente el viento; de acuerdo a la Carta Geológica Nacional, el cerro Lomo de Corvina presenta depósitos superficiales de naturaleza arenosa de origen eólico, provenientes de las primeras estribaciones de la Cordillera Occidental habiéndose movilizado y depositado al borde del abanico aluvial en este sector. Las acumulaciones han formado la duna del mismo nombre de edad Pleistoceno – Holoceno, tal como muestra la siguiente figura. (Palacios et al., 1992).



Figura 16. Geología local (Fuente: Palacios et al., 1992).

Dónde:

**Qh-al:** depósitos holocénicos aluviales.

**Qh-e:** depósitos holocénicos eólicos.

**Qh-m:** depósitos holocénicos marinos.

**Qpl-e:** depósitos pleistocénicos eólicos.

Las arenas que forman la duna llamada Lomo de Corvina presentan estructura masiva, estratificación sesgada por sectores y muy permeables. El espesor de los depósitos en corte que forman la duna en nuestra área de estudio sobrepasa los 14 m con taludes escarpados y no se aprecia afloramientos rocosos.



*Figura 17. Corte de la duna, material de arenas eólicas (SP), obsérvese la estratificación sesgada, producto de los diversos ángulos de deposición. (Fuente: Elaboración Propia)*

### **b.1) Estratigrafía**

El área de estudio presenta unidades geotécnicas de depósitos pleistocénicos que se detallan a continuación:

- **Depósitos eólicos (Qpl-e)**

Los depósitos eólicos del pleistoceno se manifiestan en el área de estudio que abarcan desde el litoral hasta el cerro Loma de Corvina, están constituidas por arenas de cuarzo de borde redondeado y bien seleccionado que se presentan en dunas fósiles.

Estas arenas tienen estructura de dunas, las cuales probablemente se ha borrado con el paso de estabilización, por lo general, ahora se muestran como grandes extensiones de mantos de arena cuyas superficies mantienen un modelado suave, se clasifican como arenas pobremente gradada, de plasticidad nula, densa a muy densa de grano medio, presentando un nivel referencial por encima del cero del nivel del mar.

- **Depósito Litoral-continental (Qh-m)**

Los depósitos litorales, fueron presenciados en las perforaciones geotécnicas en el área de estudio, constituidos por arenas retrabajadas por la acción erosiva de las olas. Estos depósitos se extienden por todo el litoral adentrándose un ancho de la baja marea y aproximadamente a la zona continental, formando la playa Conchan.

Estos depósitos están constituidos principalmente por arenas de grano medio, de color marrón, plasticidad nula, densa a muy densa saturada, presenta contenido de cuarzo, micas, ferromagnesianos.

## **b.2) Geología estructural**

Se ha interpretado rasgos estructurales que pertenecen a la deformación local del sinclinal Villa el Salvador en la formación Pamplona que infrayace a las arenas eólicas del Lomo Corvina, situado el área de estudio en el flanco Suroeste de dirección Noreste. El sistema de lineamiento subparalelo al alineamiento del anticlinal Villa El Salvador, coincide con el lineamiento de la cordillera de los andes producto de la actividad tectónica. Durante la etapa del levantamiento geológico de campo no se observaron planos de fallas tectónicas activas de extensión local.

## **c) Geomorfología Local**

Dentro del marco fisiográfico se han identificado unidades geomorfológicas, en cuyo modelado externo han participado agentes como el clima actualmente desértico litoral de nieblas invernales y las corrientes fluviales. Las geoformas del área de

estudio están marcadas por la actividad tectónica del batolito andino y rasgos estructurales, y por los subsiguientes procesos de meteorización y depositación, Estas geoformas identificadas en la zona de estudio se describen a continuación.



Figura 18. Cerro Lomo de Corvina, referenciada de la estribación de la cordillera de la costa. (Fuente: Elaboración propia)

- **Unidad Laderas**

Está representada por el sector Lomo de Corvina corresponde a una duna fósil formada por acumulación de materiales eólicos provenientes de los cerros bajos, presenta una altura aproximada de 150 m y laderas con pendiente menores a  $20^\circ$ , susceptibles a derrumbes en las zonas de excavación antrópica y flujos de arena secos.

- **Unidad Planicie**

Esta morfología, se presenta en el área de expansión urbana (área ocupada por la Comunidad Campesina de Llanavilla), sobre un relieve muy alterado aunado a procesos de mantos de arena se ven impedidos por la infraestructura existente con pendientes del terreno entre 0 a 4%.

## **Unidad Playa**

Constituye una franja del litoral costero debido a la acumulación de materiales retrabajados por el mar y las acciones meteorológicas, producto del aporte aluvial del río Lurín, correspondientes al área de la Playa Conchan.

### **3.9.1.4. Mapeo Geológico - Geotécnico de la zona de estudio**

Como parte de la investigación geotécnica del presente estudio, se realizó un mapeo geológico-geotécnico detallado del área del proyecto y de las áreas circundantes; este mapeo fue realizado utilizando el método del contorno de los depósitos, cuyo fin comprende la identificación de los rasgos geológicos, unidades geotécnicas, además de la zonificación por granulometría de sus unidades litológicas presentes en este sector, la cual se muestra en el Plano PG-01. Asimismo, se realizaron 06 secciones representativas y críticas para modelar la geología, las cuales se muestran en los planos PG-02 (Sección 002), PG-03 (Sección 003) y PG-04 (Sección 004).

En el área de estudio se han definido 2 unidades geotécnicas denominadas de la siguiente manera: Depósitos Eólicos (Unidad Geológica-Geotécnica I), Depósitos Litoral-Continental (Unidad Geológica-Geotécnica II). Estas unidades se presentan en el Plano PG-01; la descripción de las unidades geotécnicas, fueron elaborados sobre la base del mapeo geológico-geotécnico, investigaciones geotécnicas de campo y ensayos de laboratorio.

#### **a) Depósito eólico (Unidad geológico - geotécnico I)**

Se determinaron la existencia de suelos Eólicos, clasificados en su mayoría, según el sistema SUCS, como arena pobremente gradada (SP), de plasticidad nula, medianamente densa, seca a húmeda, color marrón de estructura homogénea. Se distribuyen en toda el área de estudio.

#### **b) Litoral - Continental (Unidad geológica - geotécnica II)**

Esta unidad está conformada por materiales de origen fluvial, clasificados en su mayoría según el sistema SUCS, como arena pobremente gradada (SP), de plasticidad nula, medianamente densa a muy densa, húmeda a saturada, color marrón, de estructura homogénea; se distribuyen en toda el área de estudio; además presenta contenido de cuarzo, micas, ferromagnesianos, de distribución areal por debajo de la cota cero del nivel del mar.

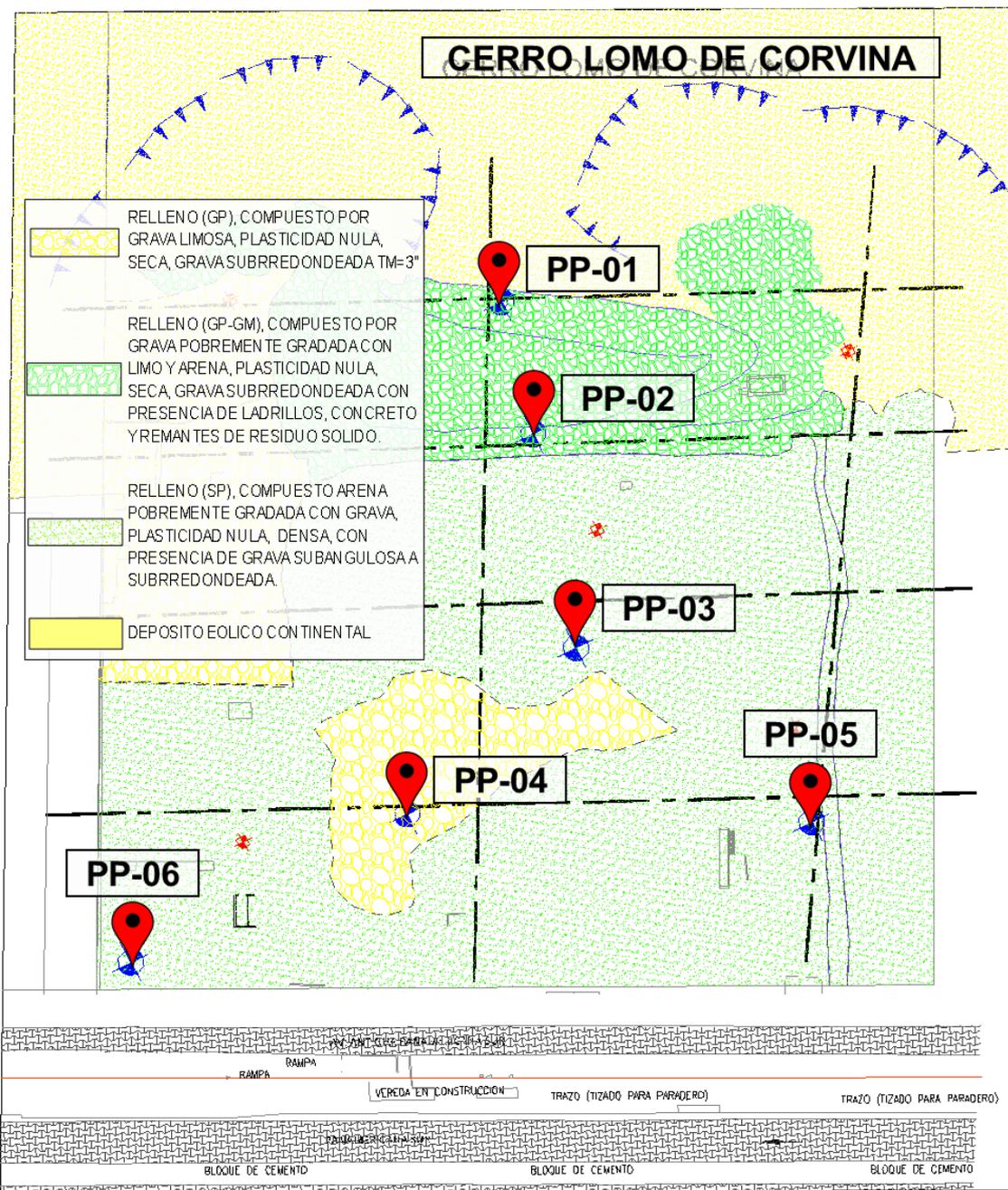


Figura 19. Vista de planta de las unidades geológicas existentes en la zona de estudio (Fuente: elaboración propia)

### 3.9.1.5. Microzonificación sísmica

La siguiente información es en base a los estudios de riesgos sísmicos elaborados por el CISMID, las cuales muestran la determinación de las aceleraciones máximas del terreno por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias mostrando parámetros para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras.

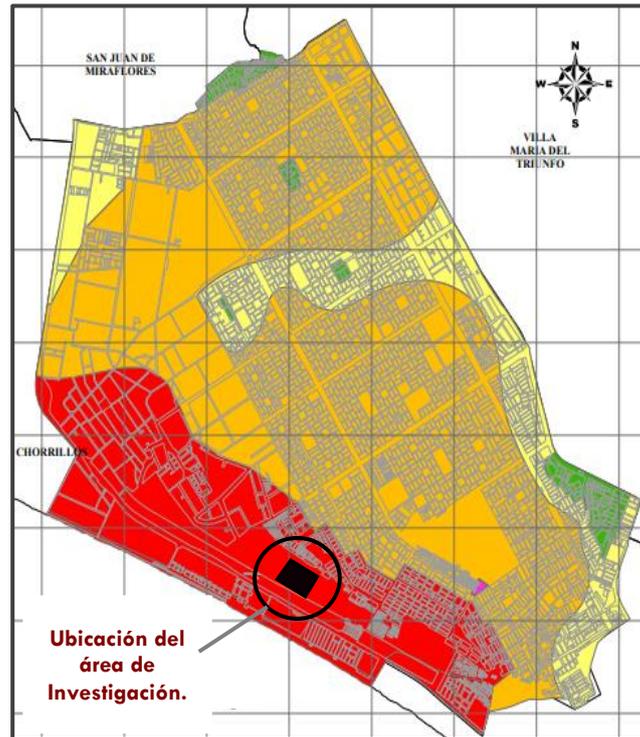


Figura 20 Mapa de zonificación geotécnica del distrito de Villa el Salvador (Fuente: CISMID).

Como se puede apreciar, la figura anterior muestra la clasificación del distrito de Villa el Salvador, dividiéndose en 5 Zonas, de acuerdo a la composición del suelo. El área de estudio corresponde a la Zona IV, (color rojo) clasificada como arenas eólicas de gran potencia en estado suelto y depósitos marinos, con periodos de suelo de 0.80 s a 1.20 s; además de ser una zona expuesta a inundaciones por tsunamis. Por otro lado, según el estudio de zonificación sísmica y vulnerabilidad en la ciudad de Lima, el área en estudio de la presente investigación, presenta depósitos de arena suelta de gran espesor (Cerro Lomo de Corvina), el cual, no puede soportar mucho peso y no es apta para las construcciones de viviendas; en esta zona, la arena

suelta causa que los sismos se sientan con mayor fuerza y son muy propensos a deslizamientos clasificándose como una zona de alto peligro.

### 3.9.1.6. Sismicidad

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones en la E-030 (Diseño Sismoresistente), el territorio peruano se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la siguiente figura:



Figura 21. Zonas Sísmicas del Perú. (Fuente: Norma E.030 Diseño Sismoresistente, 2018).

La zonificación mostrada se basó en la distribución espacial de la sismicidad, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica.

El área en investigado se encuentra en la Comunidad Campesina de Llanavilla, del distrito de Villa el Salvador, provincia y departamento de Lima, Zona 4,  $Z=0.45$  de la zonificación sísmica del Perú.

Las condiciones y parámetros geotécnicos del proyecto que se encuentran dentro del marco de la Norma E.030 Diseño Sismo Resistente son los siguientes:

- Zona sísmica: 4
- Factor de Zona sísmica Z: 0.45
- Perfil de Suelo: Perfil Tipo S2, Suelos Intermedios, a este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte, entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre: arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT, entre 15 y 50. Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada, entre 50 kPa (0,5 kg/ cm<sup>2</sup>) y 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Parámetros de Sitio, Factor de Amplificación de Suelo S: 1.05
- Parámetro de Sitio, Periodo Tp: 0.6
- Parámetro de Sitio, Periodo TL: 2.0
- Magnitud Mw: 8.0

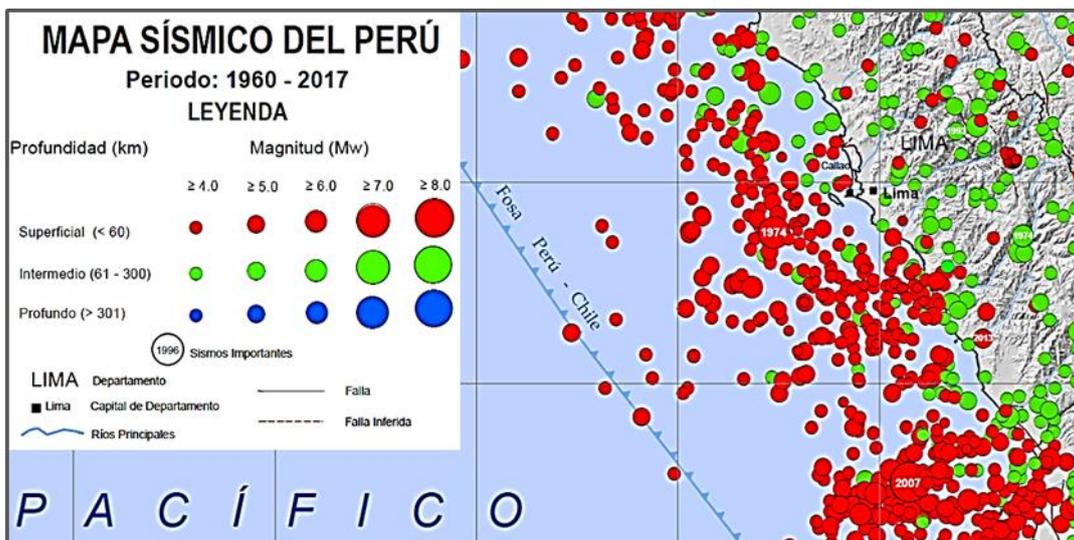


Figura 22. Mapa Sísmico del Perú, Magnitud Mw, 1960-2016, (Fuente: IGP)

### 3.9.1.7. Peligro sísmico probabilístico

En el presente análisis del peligro sísmico se han empleado leyes de atenuación para cuantificar la aceleración horizontal máxima del suelo en la base y también permiten estimar los niveles de demanda sísmica para diferentes periodos de vibración del suelo, denominados leyes de atenuación para ordenadas espectrales. Se empleará las leyes de atenuación para ordenadas espectrales propuestas por Youngs et al. (1997), Zhao et al. (2006), McVerry et al. (2006), Atkinson y Boore (2003) y BC HYDRO (Abrahamson 2015) que diferencian los mecanismos focales para sismos de subducción de interfase e intraplaca en la estimación de la máxima aceleración espectral para diferentes periodos estructurales.

$$Risk = 1 - e^{-\frac{T}{Tr}}$$

*Risk*: Tasa de excedencia anual

*T*: Periodo

*Tr*: Periodo de retorno de intensidades

Tabla 9. Tasa de excedencia anual y tiempos de retorno.

<b>Risk (%)</b>	<b>T (años)</b>	<b>Tr (años)</b>	<b>Aceleración máxima del suelo PGA (g)</b>
<b>10</b>	50	475	<b>0.48</b>

Cabe mencionar, que para el cálculo de los valores de peligro sísmico, se usó el software CRISIS v2.2 de SENCICO.

Se tiene la curva de “Probabilidad anual de excedencia con la aceleración espectral”, donde se hizo el análisis para un amortiguamiento de 5% y un periodo de 0.00 (PGA). Esta gráfica tiene como abscisas a la probabilidad anual de excedencia que es la inversa del Tiempo de retorno en años, y a la Aceleración espectral. La información sísmica que alberga el software es hasta el 1 de enero del 2016. Los resultados de la aceleración espectral presentada en la curva de probabilidad se encuentran expresados en unidades [g].

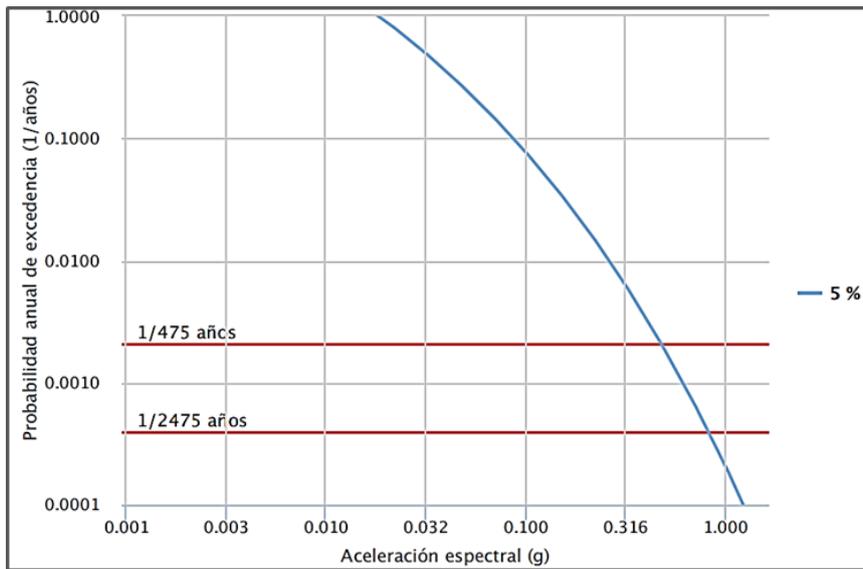


Figura 24. Probabilidad anual de excedencia versus aceleración espectral.

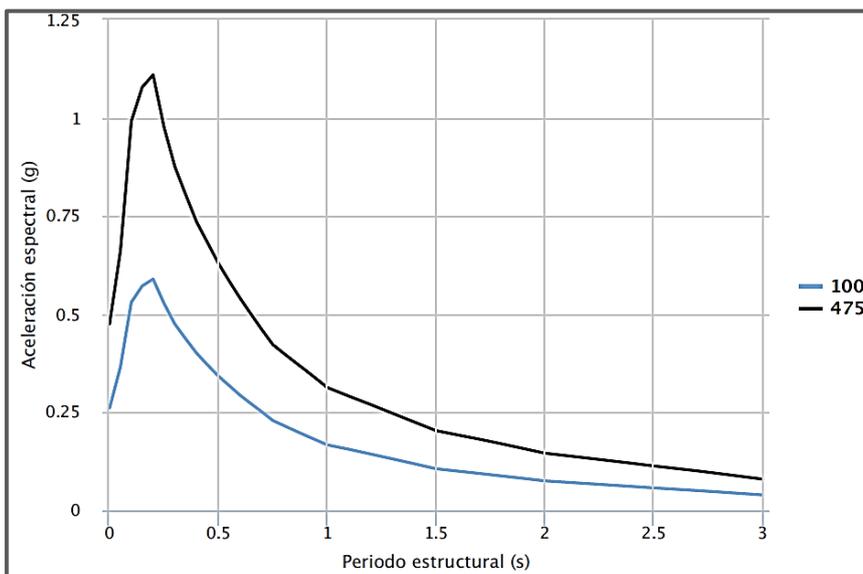


Figura 23. Espectro de peligro uniforme, C.C. Llanavilla, Villa el Salvador.

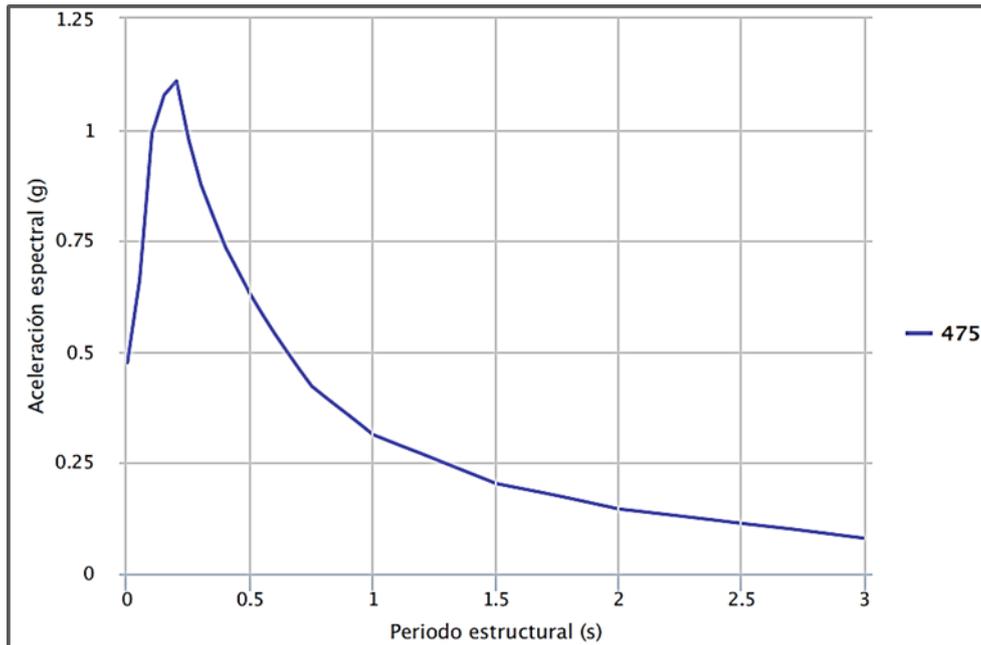


Figura 26. Espectro de peligro uniforme.  $A_{max} = 0.48g$ . Tiempo de retorno 475 años

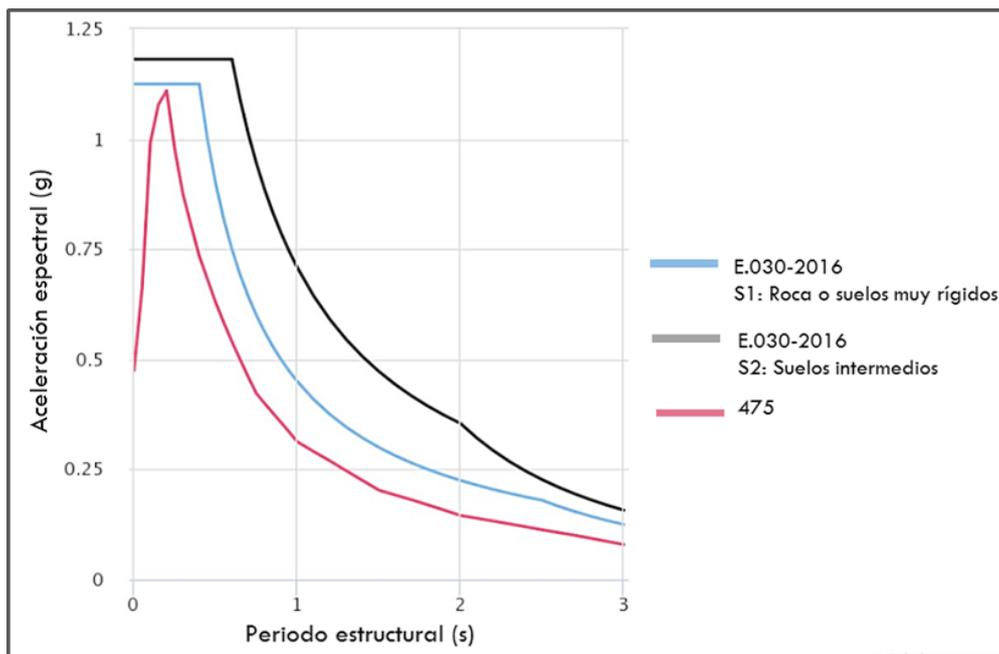


Figura 25. Espectro de diseño sísmico E.030 (Nótese el espectro de peligro uniforme color guinda)

De acuerdo con el espectro de diseño (Figura N° 22), los valores de aceleración espectral obtenidos son a nivel de Roca (Tipo B y la parte más densa del rango de los suelos Tipo C, en concordancia a la clasificación de sitio ASCE SEI 7-10) o suelo tipo S1 en base a la clasificación de la norma peruana E.030, 2006, 2016 y 2018.

### 3.9.2. Instrumentos de recolección de datos

#### 3.9.2.1. Trabajos de exploración en campo

Los trabajos de exploración en campo iniciaron con el reconocimiento del área donde se proyectó la investigación; los cuales, se siguieron lineamientos de prospección de manera no probabilística por conveniencia, eligiendo puntos críticos para definir parámetros que modelen el comportamiento real del material en la zona; la siguiente imagen muestra la características topográficas de área en estudio, que comprende las dunas del cerro Lomo de Corvina y la planicie de la Comunidad Campesina de Llanavilla en el distrito de Villa el Salvador, Lima.



Figura 27. Imágenes de las Características topográficas en la zona de estudio. (Fuente: SIGRID, 2020)

### a) Puntos de Sondeos Profundos (Perforación Diamantina)

A continuación, la figura N° 27 muestra los puntos de perforados, los cuales se ubicaron en zonas críticas a fin de representar el real comportamiento del terreno en la comunidad campesina de Llanavilla; por otro lado, la siguiente tabla, muestra las coordenadas en formato UTM WGS84 de cada punto sondeado, además se incorporó información de las cotas de terreno y la profundidad de sondeo de las mismas.

Tabla 10. Coordenadas UTM de los puntos de sondeo

PUNTO DE SONDEO	COORDENADAS UTM WGS84		COTA TERRENO (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)
	E	N		
PP-01	288642.00	8646063.00	30.00	46.00
PP-02	288635.00	8646030.00	16.00	38.00
PP-03	288621.52	8645978.00	9.00	28.00
PP-04	288566.99	8645961.03	6.00	25.00
PP-05	288652.45	8645914.31	6.00	25.00
PP-06	288493.88	8645962.76	5.00	8.00

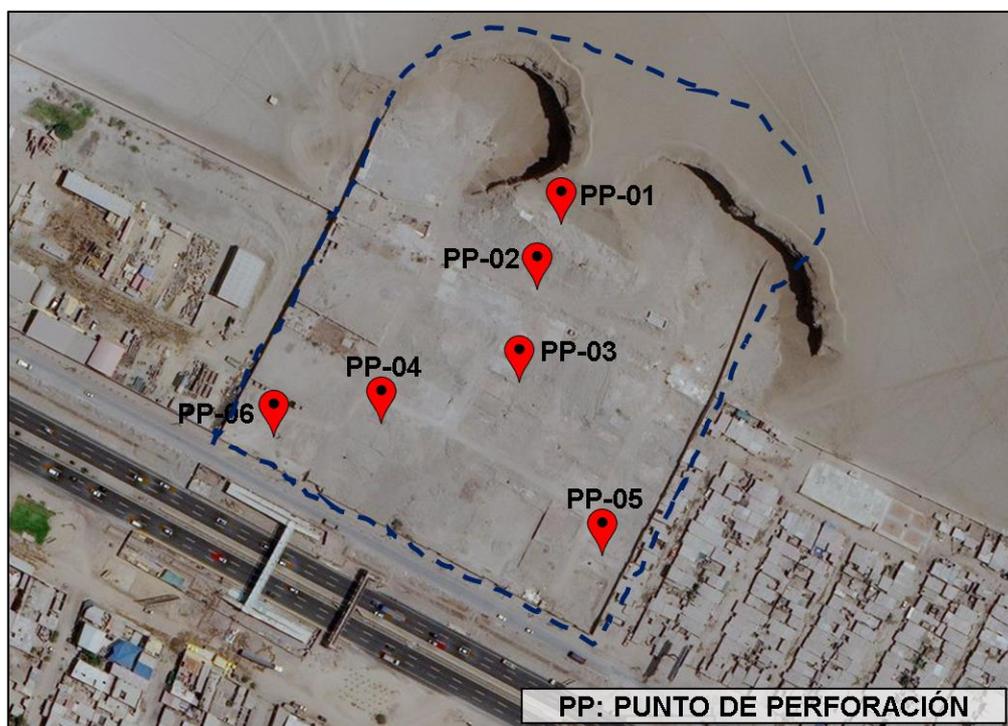


Figura 28. Ubicación de los puntos de sondeo

### a.1) Punto de sondeo N° 01 (PP-01)

- El presente punto de investigación tiene las características que se muestran en la siguiente tabla; cabe mencionar que la profundidad del nivel freático es contado a partir de la cota del terreno natural.

Tabla 11. Datos del punto de sondeo PP-01

PUNTO DE SONDEO	COORDENADAS UTM WGS84		COTA TERRENO (m.s.n.m.)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)	NIVEL FREÁTICO (m)
	E	N			
PP-01	288642.00	8646063.00	30.00	46.00	26.75



Figura 29. Trabajos de perforación Punto de sondeo PP-01.

- Superficialmente el punto explorado, presenta arena limosa SM, en estado de consistencia de suelta a media, hasta la profundidad 2.10 m, seguido de una capa de grava mal graduada con limo GP GM de consistencia suelta a media hasta una profundidad de 2.80 m.

- A partir de la capa de arena mal graduada con limo SP SM, (desde una profundidad de 2.80 m hasta 3.30 m.) tiene una consistencia de suelta a media; se tiene arena limosa SM, cuya consistencia media va hasta una profundidad de 10.75 m, con capas intermedias de grava mal graduada con limo GP GM y arena mal graduada con limo SP SM a profundidades de 4.30 m hasta 4.80 m; a 6.60 m y 7.20 m respectivamente se observaba una consistencia compacta a muy compacta del terreno.
- Seguidamente, se presenta arena mal graduada SP, de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 48.00 m con capas intermedias de arena limosa SM, a profundidades de 13.40 m hasta 14.50 m; además, la capa que está a profundidades de 41.10 m. y 41.80 m. tenía consistencia muy compacta.

**a.2) Punto de sondeo N° 02 (PP-02)**

- De igual manera el punto de investigación PP-02, tiene las características que se muestran en la siguiente tabla; cabe mencionar que la profundidad del nivel freático es contado a partir de la cota del terreno natural.

*Tabla 12. Datos del punto de sondeo PP-02*

PUNTO DE SONDEO	COORDENADAS UTM WGS84		COTA TERRENO (m.s.n.m)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)	NIVEL FREÁTICO (m)
	E	N			
<b>PP-02</b>	288635.00	8646030.00	16.00	38.00	13.66

- Superficialmente el punto presentó un material de grava limosa GM, en estado de consistencia compacta, hasta la profundidad 1.50 m, seguido de una capa de arena mal graduada con limo SP SM de consistencia media hasta una profundidad de 2.00 m.
- Subyace arena limosa SM, en estado de consistencia de compacta a media, hasta una profundidad de 4.50 m. seguido de una capa de arena mal graduada SP, en estado de consistencia de media a suelta hasta una profundidad de 4.95 m.

- A continuación se encontró una capa de grava limosa GM, de consistencia suelta hasta una profundidad de 6.00 m. seguido de capa de arena mal graduada con limo SP SM de consistencia suelta hasta una profundidad de 6.50 m.
- Posteriormente se observó un material de arena limosa SM, con capas intermedias de grava limosa GM, arena mal graduada SP y arena mal graduada con limo SP SM, todos de consistencia suelta a muy compacta, hasta una profundidad de 15.60 m.
- Hasta una profundidad de 16.50 m. se tiene un material de arena mal graduada con limo SP SM con una consistencia que varía desde muy compacta a media.
- A partir de la profundidad anterior, se encontraron capas conformadas por arena mal graduada SP, arena limosa SM y arena mal graduada con limo SP SM de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 38.00 m.



Figura 30. Trabajos de perforación Punto de sondeo PP-02.

### a.3) Punto de sondeo N° 03 (PP-03)

- Este punto de investigación, tiene las características que se muestran en la siguiente tabla; cabe mencionar que la profundidad del nivel freático es contado a partir de la cota del terreno natural.

Tabla 13. Datos del punto de sondeo PP-03

PUNTO DE SONDEO	COORDENADAS UTM WGS84		COTA TERRENO (m.s.n.m)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)	NIVEL FREÁTICO (m)
	E	N			
PP-03	288621.52	8645978.00	9.00	28.00	5.40



Figura 31. Ubicación del punto de sondeo PP-03

- Superficialmente el punto sondeado presenta grava mal graduada con limo GP GM, en estado de consistencia compacta, hasta la profundidad 1.50 m.
- Subyace arena limosa SM, en estado de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 4.85 m.
- Seguidamente se presenta arena mal graduada SP, de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 14.00 m. con una capa intermedia de arena mal graduada con limo SP SM de consistencia muy compacta desde una profundidad de 12.50

hasta 12.77 m; posteriormente a la misma profundidad anterior, se tiene un material de arena mal graduada con limo SP SM con una consistencia muy compacta hasta una profundidad de 15.70 m.

- A continuación se presenta arena mal graduada SP, de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 28.00 m. con capas intermedias de arena limosa SM de consistencia muy compacta a profundidades de 18.00 hasta 18.15 m. y 24.00 a 24.45 m.



Figura 32. Muestras del punto de sondeo PP-03.

#### a.4) Punto de sondeo N° 04 (PP-04)

- El punto PP-04, tiene las características que se muestran en la siguiente tabla; la profundidad del nivel freático es contado a partir de la cota del terreno natural.

Tabla 14. Datos del punto de sondeo PP-04.

PUNTO DE SONDEO	COORDENADAS UTM WGS84		COTA TERRENO (m.s.n.m)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)	NIVEL FREÁTICO (m)
	E	N			
PP-04	288566.99	8645961.03	6.00	25.00	4.22



Figura 33. Ubicación del punto de sondeo PP-04

- Superficialmente se presentan grava mal graduada y limo, seguida de grava bien graduada de consistencia compacta hasta una profundidad de 1.50 m; subyace arena limosa SM, en estado de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 2.50 m; a partir de una capa de arena mal graduada SP de consistencia muy compacta (desde una profundidad de 2.50 m hasta 3.50 m.), se presenta arena limosa SM hasta una profundidad de 5.00 m. dicha capa de consistencia muy compacta
- A continuación se tiene arena mal graduada con limo SP SM y arena limosa SM de consistencia compacta a muy compacta hasta una profundidad de 9.50 m; a partir de la profundidad de 9.50 m. se tiene un material de arena mal graduada con limo SP SM de consistencia media hasta una profundidad de 10.50 m.
- Seguidamente se presenta arena limosa SM, de consistencia media a compacta hasta una profundidad de 12.00 m. posteriormente se encontró un material de arena mal graduada con limo SP SM con una consistencia que varía desde muy compacta a media, hasta una profundidad de 16.50 m; la capa que sigue, presenta arena limosa SM, arena mal graduada con limo SP SM con consistencia de media a muy compacta, hasta una profundidad de 18.50 m; finalmente se tiene arena mal graduada SP de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 24.00 m.



Figura 34. Muestras del punto de sondeo PP-04.

**a.5) Punto de sondeo N° 05 (PP-05)**

- El punto PP-05, tiene las características que se muestran en la siguiente tabla; la profundidad del nivel freático es contado a partir de la cota del terreno natural.

Tabla 15. Datos del punto de sondeo PP-05.

PUNTO DE SONDEO	COORDENADAS UTM WGS84		COTA TERRENO (m.s.n.m)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)	NIVEL FREÁTICO (m)
	E	N			
PP-05	288652.45	8645914.31	6.00	25.00	6.60



Figura 35. Ubicación y muestras del punto de sondeo PP-05.

- Superficialmente se presentan arena mal graduada con limo y grava SP SM, en estado de consistencia compacta, hasta la profundidad variable de 2.50 m a 3.00 m.
- Subyace arena mal graduada SP, en estado de consistencia muy compacta hasta una profundidad variable de 3.00 m a 4.50 m; la capa siguiente tiene una arena limosa SM, en estado de consistencia muy compacta.
- Desde una profundidad de 4.75 m hasta 7.50 m, separadas por dos capa de arena mal graduada con limo y grava SP SM a profundidades de 4.50 m a 4.75 m y 6.00 m a 6.05 m ambas capas de consistencia muy compacta; a partir de una capa de arena bien graduada con limo SW SM de consistencia muy compacta a una profundidad de 7.50 m a 7.60 m se aprecia arena mal graduada SP con una consistencia que varía desde muy compacta a media, hasta una profundidad de 12.50 m; luego se tiene arena mal graduada con limo SP SM y arena limosa SM de consistencia muy compacta hasta una profundidad de 14.00 m.
- A una profundidad de 14.00 m, se tiene arena mal graduada SP de consistencia muy compacta que abarca la profundidad de 14.50 m a 15.50 m, confinado por dos capas de arena mal graduada con limo SP SM a profundidades de 14.00 m a 14.50 y 15.50 a 15.95 m. ambos de consistencia muy compacta; posteriormente, se presenta arena mal graduada SP de consistencia que varía de compacta a muy compacta, desde una profundidad de 16 m hasta los 25 m.

**a.6) Punto de sondeo N° 06 (PP-06)**

- El punto PP-06, tiene las características que se muestran en la siguiente tabla; la profundidad del nivel freático es contado a partir de la cota del terreno natural.

*Tabla 16. Datos del punto de sondeo PP-06.*

PUNTO DE SONDEO	COORDENADAS UTM WGS84		COTA TERRENO (m.s.n.m)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)	NIVEL FREÁTICO (m)
	E	N			
PP-06	288493.88	8645962.76	5.00	8.00	2.70



Figura 36. Ubicación y muestras del punto de sondeo PP-06.

- Superficialmente se presentan arena mal graduada con limo SP SM, en estado de consistencia compacta, hasta la profundidad variable de 1.50 m.
- Subyace arena mal graduada SP, de consistencia compacta a muy compacta hasta una profundidad de 8.30 m con capas intermedias de arena limosa SM, a profundidades de 2.50 m hasta 3.00 m y 4.50 m hasta 4.75 m ambas capas de consistencia muy compacta; además de otra capa de arena mal graduada con limo SP SM a la profundidad de 6.50 m hasta 6.95 m. de consistencia muy compacta.

#### b) Puntos de Sondeos Superficiales

Por otro lado, se añadió tres ensayos SPT superficiales, los cuales caracterizarán mejor el terreno. Los puntos de sondeos superficiales fueron ubicados de la siguiente manera:

Tabla 17. Datos de los puntos de sondeo superficiales

DENOMINACION	COORDENADAS		COTA TERRENO (m.s.n.m)	PROFUNDIDAD DE SONDEO (m)
	X	Y		
SS-01	288713.03	8646011.39	15.00	4.15
SS-02	288659.40	8645936.00	8.00	4.35
SS-03	288527.72	8645973.53	6.00	4.20

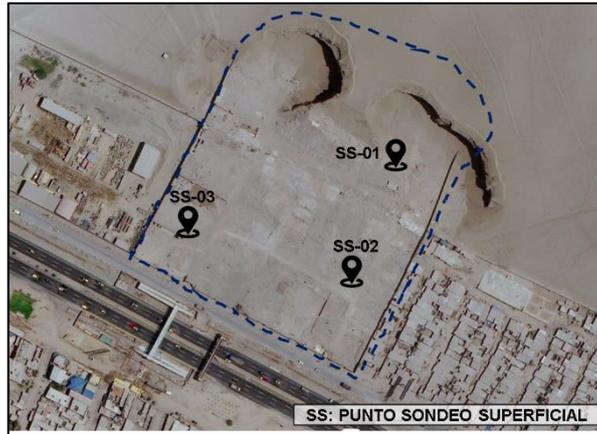


Figura 37. Ubicación de los puntos de sondeo superficiales.

### b.1) Punto de sondeo superficial N° 01 (SS-01)

Este punto se presenta arena mal graduada SP, en estado de consistencia de suelta a media, hasta la profundidad 4.15 m; se tiene una ligera humedad hasta una profundidad de 1.95 m. y estado húmedo hasta la profundidad de 4.15 m.



Figura 38. Ubicación y muestra del punto de sondeo superficial SS-01.

### b.2) Punto de sondeo superficial N° 02 (SS-02)

- Superficialmente se presentan relleno de grava limosa con arena y fragmentos de ladrillo, ligeramente húmeda cuya compacidad es suelta, hasta una profundidad de 1.10 m.

- Subyace arena limosa SM, en estado de consistencia de compacta, ligeramente húmeda hasta una profundidad de 1.55 m.
- Seguidamente se presenta arena mal graduada con limo SP SM, de consistencia compacta hasta una profundidad de 3.95 m con una capa intermedia de arena mal graduada SP, a la profundidad de 3.20 m hasta 3.60 m cuya consistencia es de media a compacta.
- A partir de la profundidad anterior, se tiene arena limosa SM, de consistencia compacta hasta una profundidad de 4.35 m.



Figura 39. Ubicación y muestra del punto de sondeo superficial SS-02.

### **b.3) Punto de sondeo superficial N° 03 (SS-03)**

- Superficialmente se presentan relleno de grava limosa con arena y fragmentos de ladrillo, ligeramente húmeda cuya compactación es suelta, hasta una profundidad de 0.65 m.
- Subyace arena mal graduada con limo SP SM, de consistencia compacta hasta una profundidad de 4.20 m con una capa intermedia de arena mal graduada SP, a la profundidad de 1.85 m hasta 2.30 m cuya consistencia es compacta.



Figura 40. Ubicación y muestra del punto de sondeo superficial SS-03.

### c) Excavación de calicatas

Como parte del trabajo de exploración se realizaron excavaciones de calicatas para la identificación de las características físicas de los materiales superficiales que conforman el suelo de fundación. Las calicatas, alcanzaron profundidades máxima de 8.0 m. Los registros se han realizado de acuerdo a la Norma ASTM D-2488. Las muestras obtenidas, fueron etiquetadas para su identificación y colocadas en bolsas de polietileno para finalmente ser enviadas al laboratorio. A continuación se presenta un cuadro resumen de las calicatas realizadas:

Tabla 18. Datos de las calicatas realizadas.

Calicata	Coordenadas		Cota Terreno (m.s.n.m)	Nivel freático	Profundidad (m)
	Este	Norte			
<b>C-A</b>	288585.95	8646092.04	18.00	NP	3.00
<b>C-A1</b>	288590.33	8646091.01	17.50	NP	8.00
<b>C-A2</b>	288601.11	8646088.28	16.00	NP	3.00
<b>C-A3</b>	288593.70	8646094.11	17.50	NP	2.50
<b>C-A4</b>	288601.82	8646095.11	17.50	NP	2.50
<b>C-B</b>	288638.93	8646000.99	12.00	NP	5.00

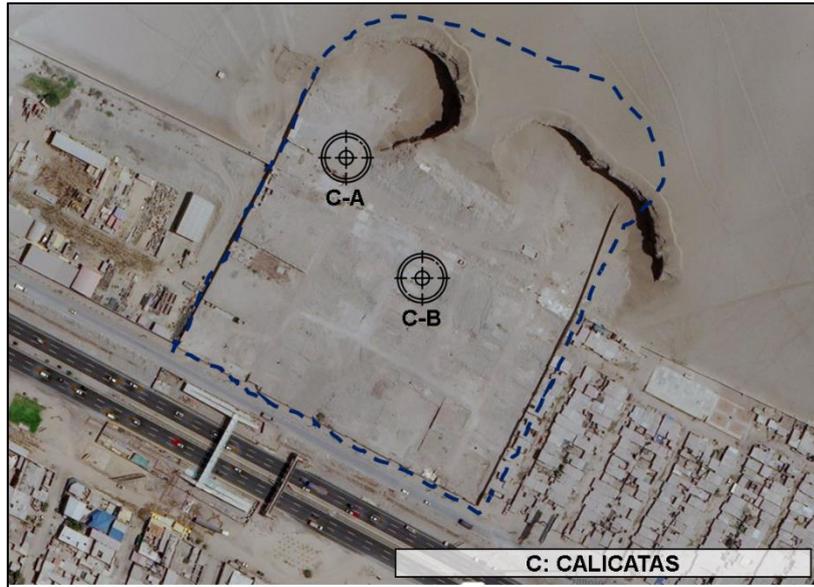


Figura 41. Ubicación de las calicatas realizadas.

### c.1) Calicata A (C-A)

La calicata “A” alcanzó una profundidad de 3.50 metros donde no se encontró presencia de suelo natural, por lo que no se continuó con la excavación ya que se tenía bastante material de relleno no controlado con presencia de bloques de concreto y bolonerías; sin embargo, con la finalidad de encontrar el suelo natural, se realizaron otras cuatro excavaciones a su alrededor (C-A1, C-A2, C-A3 y C-A4) como se muestra a continuación:

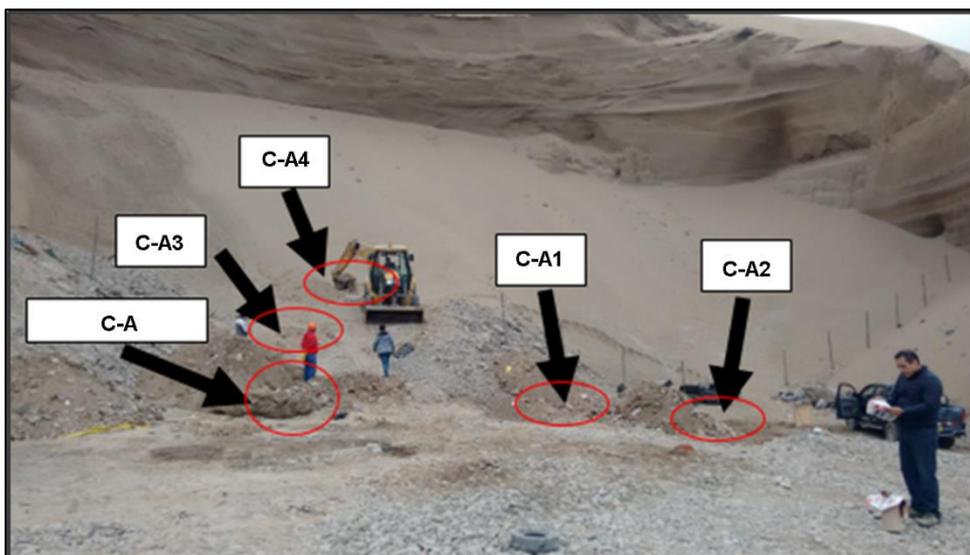


Figura 42. Ubicación de los adicionales concernientes a la calicata "A"

Luego de haber realizado las excavaciones adicionales llegando hasta una profundidad de 8 m, no se logró identificar el suelo natural, ya que se presentó constantemente el relleno, tal como lo muestra la siguiente imagen:



Figura 43. Excavación de la Calicata "A", Profundidad 8.00 m.

### c.2) Calicata B (C-B)

Este punto alcanzo una profundidad de 5.50 metros de con el objetivo de encontrar el suelo natural. Se identificaron tres estratos, los cuales se describen a continuación:

Tabla 19. Descripción estratigráfica de la calicata C-B

Profundidad (m)	Muestra	Descripción
0.00 - 1.50	M-1	Material de relleno no controlado con presencia de 15% de restos de albañilería, concreto, arena, grava y bolonería con diámetro máximo de 7 pulgadas; color beige, húmedo y compacidad suelta.
1.50 – 5.00	M - 2	Material de relleno no controlado con presencia de 10% de restos de albañilería, concreto, grava, bolonería de diámetro máximo de 10 pulgadas, matriz de suelo (arena fina); color beige, húmedo y compacidad suelta.
5.00 - 5.50	M - 3	Material de suelo natural, color beige, húmedo y compacidad alta.



Figura 44. Excavación y muestreo de la calicata C-B

#### d) Ensayo de permeabilidad

Con el fin de conocer la conductividad hidráulica en la zona de estudio, se realizaron dos pruebas de permeabilidad in situ (Permeabilidad Lefranc), que consistió en introducir un caudal constante con la finalidad de mantener el nivel del agua dentro del sondeo estabilizado a una altura predeterminada en los puntos de perforación profunda PP-03 y PP-05, tal como se muestra en la siguiente imagen:



Figura 45. Prueba de permeabilidad Lefranc Puntos PP-03 y PP-05.

#### e) Ensayos en laboratorio

Los ensayos realizados en laboratorio para su caracterización geotécnica fueron: Análisis granulométrico por tamizado, Límite Líquido, Límite Plástico, Contenido de humedad, Ensayo de Corte Directo, Ensayo Químico Sulfatos, Ensayo Químico Cloruros, Ensayo Químico Sales Solubles Totales, Ensayo Químico de Materia Orgánica.

## Capítulo IV

### Resultados y discusión

#### 4.1. Ensayos de laboratorio

##### 4.1.1. Propiedades básicas del suelo (Resultados de ensayos estándar)

Para la caracterización de nuestro suelo en estudio, se tomaron muestras alteradas, obtenidas del ensayo SPT realizado mediante la perforación diamantina (wash water) y calicatas. Las pruebas estándar en laboratorio comprendieron los ensayos que se muestran en la siguiente tabla:

*Tabla 20. Ensayos de laboratorio realizados y sus normativas*

Tipo de ensayo	Normativas		
	ASTM	NTP	MTC
Análisis granulométrico por tamizado	D-422	339.128	E-107
Límite Líquido	D-4318	339.129	E-110
Límite Plástico	D-4318	339.129	E-111
Contenido de humedad	D-2216-05	339.127	E-108
Ensayo de Corte Directo	D-3080	339.171	-
Ensayo Químico Sulfatos	D-1559	339.178	-
Ensayo Químico Cloruros	D-1129	339.076	E-720
Ensayo Químico Sales Solubles Totales	D-516	339.152	E-219
Ensayo Químico de Materia Orgánica	D-1252	339.072	E-717

##### 4.1.1.1. Perfil geotécnico del punto sondeado PP-01

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1	0.00 - 0.80	19.06	57.16	23.78	NP	NP	6.05	SM
M-2	0.80 - 1.50	23.45	51.69	24.86	NP	NP	8.79	SM
M-3	1.50 - 2.10	12.78	69.25	17.97	NP	NP	10.00	SM
M-4	2.10 - 2.80	45.29	44.46	10.25	NP	NP	6.27	GP-GM
M-5	2.80 - 3.30	36.79	51.87	11.34	NP	NP	5.84	SP-SM
M-6	3.30 - 4.30	25.72	58.95	15.33	NP	NP	7.84	SM
M-7	4.30 - 4.80	47.41	45.32	7.26	NP	NP	5.59	GP-GM
M-8 (SPT 1)	4.80 - 5.25	4.71	82.42	12.87	NP	NP	12.94	SM
M-9	5.25 - 6.00	35.78	49.15	15.07	NP	NP	6.34	SM
M-10	6.00 - 6.60	30.51	55.31	14.81	NP	NP	5.41	SM
M-11	6.60 - 7.20	35.01	56.77	8.22	NP	NP	9.55	SP-SM
M-12	7.20 - 8.00	0.00	64.32	35.68	NP	NP	10.61	SM
M-13	8.00 - 8.50	0.20	74.57	25.23	NP	NP	10.69	SM
M-14	8.50 - 9.40	0.00	76.63	23.37	NP	NP	11.09	SM
M-15	9.40 - 10.00	0.00	86.35	13.65	NP	NP	23.65	SM
M-16 (SPT 2)	10.00 - 10.25	2.62	80.91	16.47	NP	NP	18.40	SM
M-17	10.25 - 10.75	0.00	86.88	13.12	NP	NP	20.75	SM
M-18	10.75 - 11.45	0.00	99.45	0.55	NP	NP	12.83	SP
M-19	11.45 - 12.00	0.00	99.48	0.52	NP	NP	19.68	SP
M-20	12.00 - 12.80	0.00	99.54	0.46	NP	NP	14.27	SP
M-21	12.80 - 13.40	0.00	99.32	0.68	NP	NP	15.18	SP
M-22	13.40 - 14.10	0.00	83.17	16.83	NP	NP	16.79	SM
M-23	14.10 - 14.50	0.00	68.81	31.19	NP	NP	16.16	SM
M-24	14.50 - 15.00	0.00	99.84	0.16	NP	NP	14.30	SP
M-25 (SPT 3)	15.00 - 15.10	0.00	96.06	3.94	NP	NP	13.45	SP
M-26	15.10 - 15.80	0.00	99.55	0.45	NP	NP	12.88	SP
M-27	15.80 - 16.40	0.00	99.65	0.35	NP	NP	14.76	SP
M-28	16.40 - 16.90	0.00	99.77	0.23	NP	NP	13.97	SP
M-29	16.90 - 17.40	0.00	99.86	0.14	NP	NP	13.68	SP
M-30	17.40 - 18.00	0.00	99.68	0.32	NP	NP	16.65	SP
M-31 (SPT 4)	18.00 - 18.10	0.00	99.31	0.69	NP	NP	17.21	SP
M-32	18.10 - 18.50	0.00	99.85	0.15	NP	NP	4.54	SP
M-33	18.50 - 19.00	0.00	99.93	0.07	NP	NP	8.28	SP
M-34	19.00 - 19.50	0.00	99.82	0.18	NP	NP	5.86	SP
M-35 (SPT 5)	19.50 - 19.60	0.00	99.89	0.11	NP	NP	10.04	SP
M-36	19.60 - 20.00	0.00	99.24	0.76	NP	NP	8.99	SP
M-37	20.00 - 20.60	0.00	99.32	0.68	NP	NP	5.67	SP

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-38	20.60 - 21.00	0.00	99.60	0.40	NP	NP	4.57	SP
M-39 (SPT 6)	21.00 - 21.10	0.00	99.77	0.23	NP	NP	10.17	SP
M-40	21.10 - 21.50	0.00	99.66	0.34	NP	NP	3.37	SP
M-41	21.50 - 22.10	0.00	99.58	0.42	NP	NP	15.11	SP
M-42	22.10 - 22.50	0.00	99.50	0.50	NP	NP	16.36	SP
M-43 (SPT 7)	22.50 - 22.60	0.00	99.69	0.31	NP	NP	21.54	SP
M-44	22.60 - 23.00	0.00	99.46	0.54	NP	NP	12.77	SP
M-45	23.00 - 23.70	0.00	99.44	0.56	NP	NP	16.07	SP
M-46	23.70 - 24.00	0.00	99.60	0.40	NP	NP	12.82	SP
M-47	24.00 - 24.10	0.00	99.53	0.47	NP	NP	22.85	SP
M-48	24.10 - 24.50	0.00	99.86	0.14	NP	NP	11.38	SP
M-49	24.50 - 25.20	0.00	99.68	0.32	NP	NP	15.03	SP
M-50	25.20 - 25.50	0.00	99.39	0.61	NP	NP	18.08	SP
M-51	25.50 - 26.10	0.00	99.68	0.32	NP	NP	14.74	SP
M-52	26.10 - 26.50	0.00	99.56	0.44	NP	NP	18.96	SP
M-53	26.50 - 27.00	0.00	99.38	0.62	NP	NP	15.85	SP
M-54	27.00 - 27.10	0.00	98.97	1.03	NP	NP	20.84	SP
M-55	27.10 - 27.80	0.00	97.89	2.11	NP	NP	15.06	SP
M-56	27.80 - 28.50	0.00	99.69	0.31	NP	NP	17.44	SP
M-57	28.50 - 29.10	0.00	98.89	1.11	NP	NP	22.39	SP
M-58	29.10 - 29.70	0.00	99.12	0.88	NP	NP	20.20	SP
M-59	29.70 - 30.00	0.00	99.72	0.28	NP	NP	13.39	SP
M-60	30.00 - 30.15	0.00	99.40	0.60	NP	NP	19.89	SP
M-61	30.15 - 30.50	0.00	99.61	0.39	NP	NP	12.34	SP
M-62	30.50 - 31.20	0.00	99.14	0.86	NP	NP	18.70	SP
M-63	31.20 - 31.90	0.00	99.89	0.11	NP	NP	19.12	SP
M-64	31.90 - 32.90	0.00	99.90	0.10	NP	NP	14.23	SP
M-65	32.90 - 33.60	0.00	96.77	3.23	NP	NP	13.09	SP
M-66	33.60 - 34.30	0.00	98.00	2.00	NP	NP	12.57	SP
M-67	34.30 - 35.00	0.00	97.40	2.60	NP	NP	14.59	SP
M-68	35.00 - 35.80	0.00	99.46	0.54	NP	NP	16.91	SP
M-69	35.80 - 36.80	0.00	97.12	2.88	NP	NP	19.19	SP
M-70	36.80 - 37.40	0.00	96.34	3.66	NP	NP	16.70	SP
M-71	37.40 - 38.00	0.00	99.52	0.48	NP	NP	17.21	SP
M-72	38.00 - 38.40	0.00	97.36	2.64	NP	NP	13.59	SP
M-73	38.40 - 39.00	1.50	93.98	4.53	NP	NP	19.19	SP
M-74	39.00 - 39.50	5.07	90.72	4.21	NP	NP	22.63	SP
M-75 (SPT 8)	39.50 - 39.65	0.00	99.77	0.23	NP	NP	18.56	SP

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-76	39.65 - 40.50	0.15	99.39	0.45	NP	NP	18.67	SP
M-77	40.50 - 41.00	0.00	99.78	0.22	NP	NP	15.30	SP
M-78 (SPT 9)	41.00 - 41.10	0.00	98.10	1.90	NP	NP	22.05	SP
M-79	41.10 - 41.80	0.00	96.99	3.01	NP	NP	12.09	SM
M-80	41.80 - 42.50	0.00	99.59	0.41	NP	NP	16.00	SP
M-81 (SPT 10)	42.50 - 42.60	0.00	99.33	0.67	NP	NP	20.83	SP
M-82	42.60 - 43.10	0.00	99.92	0.08	NP	NP	14.79	SP
M-83	43.10 - 43.70	0.00	99.74	0.26	NP	NP	15.32	SP
M-84	43.70 - 44.00	0.00	100.00	0.00	NP	NP	16.13	SP
M-85 (SPT 11)	44.00 - 44.15	1.58	95.66	2.76	NP	NP	22.00	SP
M-86	44.15 - 44.70	0.00	99.50	0.50	NP	NP	16.32	SP
M-87	44.70 - 45.50	0.00	99.86	0.14	NP	NP	19.51	SP
M-88 (SPT 12)	45.50 - 45.65	0.00	99.94	0.06	NP	NP	21.82	SP
M-89	45.65 - 46.00	0.00	99.90	0.10	NP	NP	18.24	SP

#### 4.1.1.2. Perfil geotécnico del punto sondeado PP-02

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1	0.00-1.50	46.20	26.53	27.27	NP	NP	2.12	GM
M-2 (SPT 1)	1.50 - 1.95	12.74	77.20	10.06	NP	NP	6.54	SP-SM
M-3	1.95 - 2.50	4.45	61.86	33.69	NP	NP	3.81	SM
M-4	2.50 - 3.00	16.61	52.81	30.58	NP	NP	1.95	SM
M-5 (SPT 2)	3.00 - 3.45	0.81	86.18	13.00	NP	NP	15.70	SM
M-6	3.45 - 4.00	29.84	46.24	23.92	NP	NP	3.32	SM
M-7	4.00 - 4.50	13.50	52.36	34.14	NP	NP	2.09	SM
M-8 (SPT 3)	4.50 - 4.95	43.16	53.49	3.35	NP	NP	16.93	SP
M-9	4.95 - 5.40	54.33	32.85	12.83	NP	NP	1.36	GM
M-10	5.40 - 6.00	65.93	20.91	13.16	NP	NP	2.11	GM

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
<b>M-11 (SPT 4)</b>	6.00 - 6.45	31.70	60.89	7.41	NP	NP	12.84	SP-SM
<b>M-12</b>	6.45 - 7.00	19.45	57.01	23.55	NP	NP	4.16	SM
<b>M-13</b>	7.00 - 7.50	29.69	53.79	16.52	NP	NP	4.91	SM
<b>M-14 (SPT 5)</b>	7.50 - 7.95	0.00	32.41	67.59	NP	NP	13.98	ML
<b>M-15</b>	7.95 - 8.50	45.00	37.85	17.15	NP	NP	0.87	GM
<b>M-16</b>	8.50 - 9.00	1.08	84.68	14.25	NP	NP	0.52	SM
<b>M-17 (SPT 6)</b>	9.00 - 9.45	0.41	94.91	4.67	NP	NP	11.14	SP
<b>M-18</b>	9.45 - 10.00	0.63	81.31	18.07	NP	NP	0.63	SM
<b>M-19</b>	10.00 - 10.50	0.70	71.49	27.81	NP	NP	0.88	SM
<b>M-20 (SPT 7)</b>	10.50 - 10.95	0.00	83.44	16.56	NP	NP	2.25	SM
<b>M-21</b>	10.95 - 11.50	13.34	80.71	5.96	NP	NP	4.64	SP-SM
<b>M-22</b>	11.50 - 12.00	0.60	80.08	19.32	NP	NP	7.07	SM
<b>M-23 (SPT 8)</b>	12.00 - 12.17	2.89	75.92	21.19	NP	NP	13.31	SM
<b>M-24</b>	12.17 - 13.00	28.89	52.66	18.46	NP	NP	4.46	SM
<b>M-25</b>	13.00 - 14.00	5.37	82.68	11.95	NP	NP	4.17	SP-SM
<b>M-26</b>	14.00 - 15.00	0.06	95.25	4.69	NP	NP	4.33	SP
<b>M-27 (SPT 9)</b>	15.00 - 15.10	4.88	87.76	7.36	NP	NP	17.89	SP-SM
<b>M-28</b>	15.10 - 15.60	15.81	68.31	15.88	NP	NP	3.19	SM
<b>M-29</b>	15.60 - 16.10	1.92	86.30	11.79	NP	NP	3.04	SP-SM
<b>M-30</b>	16.10 - 16.60	15.21	76.31	8.47	NP	NP	3.37	SP-SM
<b>M-31</b>	16.60 - 17.00	2.89	87.10	10.01	NP	NP	1.96	SP-SM
<b>M-32</b>	17.00 - 17.50	0.00	95.48	4.52	NP	NP	2.85	SP
<b>M-33</b>	17.50 - 18.00	2.59	87.32	10.09	NP	NP	4.46	SP-SM
<b>M-34 (SPT 10)</b>	18.00 - 18.10	4.26	80.23	15.51	NP	NP	24.21	SM
<b>M-35</b>	18.10 - 18.90	0.00	94.67	5.33	NP	NP	11.33	SP-SM
<b>M-36</b>	18.90 - 19.50	4.14	83.54	12.32	NP	NP	9.23	SM
<b>M-37</b>	19.50 - 20.00	0.85	88.63	10.51	NP	NP	8.88	SP-SM
<b>M-38</b>	20.00 - 20.60	3.17	90.79	6.04	NP	NP	10.80	SP-SM
<b>M-39</b>	20.60 - 21.00	0.00	96.84	3.16	NP	NP	7.71	SP
<b>M-40</b>	21.00 - 21.50	0.00	97.00	3.00	NP	NP	8.67	SP
<b>M-41 (SPT 11)</b>	21.50 - 21.60	0.00	95.68	4.32	NP	NP	18.12	SP
<b>M-42</b>	21.60 - 22.10	0.00	96.59	3.41	NP	NP	5.96	SP
<b>M-43</b>	22.10 - 22.70	0.00	94.73	5.27	NP	NP	8.58	SP-SM
<b>M-44</b>	22.70 - 23.30	0.00	95.20	4.80	NP	NP	10.64	SP
<b>M-45</b>	23.30 - 23.60	0.00	94.32	5.68	NP	NP	3.40	SP-SM

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-46	23.60 - 24.10	0.00	90.72	9.28	NP	NP	12.80	SP-SM
M-47	24.10 - 24.50	0.00	91.03	8.97	NP	NP	2.95	SP-SM
M-48 (SPT 12)	24.50 - 24.60	6.11	45.89	48.00	NP	NP	19.79	SM
M-49	24.60 - 25.30	0.00	92.02	7.98	NP	NP	3.45	SP-SM
M-50	25.30 - 25.90	0.00	92.01	7.99	NP	NP	1.53	SP-SM
M-51	25.90 - 26.40	0.00	92.07	7.93	NP	NP	2.73	SP-SM
M-52	26.40 - 27.00	0.17	91.24	8.59	NP	NP	3.05	SP-SM
M-53	27.00 - 27.40	0.00	91.79	8.21	NP	NP	2.75	SP-SM
M-54	27.40 - 28.00	2.48	85.59	11.93	NP	NP	3.66	SP-SM
M-55 (SPT 13)	28.00 - 28.10	0.00	95.38	4.62	NP	NP	22.50	SP
M-56	28.10 - 28.50	0.00	92.34	7.66	NP	NP	14.67	SP-SM
M-57	28.50 - 29.00	0.00	92.10	7.90	NP	NP	13.98	SP-SM
M-58	29.00 - 30.00	0.00	94.74	5.26	NP	NP	15.86	SP-SM
M-59	30.00 - 30.70	0.00	91.82	8.18	NP	NP	12.01	SP-SM
M-60	30.70 - 31.20	0.29	92.96	6.75	NP	NP	12.41	SP-SM
M-61	31.20 - 32.00	0.00	96.00	4.00	NP	NP	11.78	SP
M-62	32.00 - 32.50	0.00	93.50	6.50	NP	NP	14.40	SP-SM
M-63	32.50 - 33.00	0.00	92.52	4.48	NP	NP	14.15	SP
M-64	33.00 - 33.80	0.00	87.00	13.00	NP	NP	14.80	SM
M-65	33.80 - 34.50	1.82	88.61	9.57	NP	NP	10.96	SP-SM
M-66	34.50 - 35.20	0.52	91.88	7.59	NP	NP	8.47	SP-SM
M-67	35.20 - 36.00	0.33	91.75	7.92	NP	NP	12.66	SP-SM
M-68	36.00 - 36.60	0.00	92.33	7.67	NP	NP	13.62	SP-SM
M-69	36.60 - 37.10	0.21	93.14	6.65	NP	NP	7.96	SP-SM
M-70	37.10 - 37.50	0.20	90.54	9.26	NP	NP	7.06	SP-SM
M-71	37.50 - 38.00	0.95	91.54	7.52	NP	NP	5.27	SP-SM

#### 4.1.1.3. Perfil geotécnico del punto sondeado PP-03

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1	0.00 - 0.70	51.97	40.47	7.55	NP	NP	2.14	GP-GM

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-2	0.70 - 1.50	51.81	37.87	10.32	NP	NP	0.85	GP-GM
M-3 (SPT 1)	1.50 - 1.95	0.98	74.09	24.93	NP	NP	10.41	SM
M-4	1.95 - 2.40	0.23	71.08	28.69	NP	NP	0.39	SM
M-5	2.40 - 3.00	4.04	63.42	32.54	NP	NP	2.22	SM
M-6 (SPT 2)	3.00 - 3.20	0.00	82.43	17.57	NP	NP	7.53	SM
M-7	3.20 - 4.00	0.10	85.67	14.23	NP	NP	11.88	SM
M-8	4.00 - 4.50	0.08	80.58	19.34	NP	NP	13.51	SM
M-9 (SPT 3)	4.50 - 4.85	0.00	80.51	19.49	NP	NP	12.90	SM
M-10	4.85 - 5.50	4.61	90.70	4.69	NP	NP	6.22	SP
M-11	5.50 - 6.00	3.24	96.09	0.67	NP	NP	5.39	SP
M-12 (SPT 4)	6.00 - 6.45	1.64	96.84	1.51	NP	NP	12.43	SP
M-13	6.45 - 7.10	0.00	99.26	0.74	NP	NP	17.00	SP
M-14	7.10 - 7.60	0.00	99.55	0.45	NP	NP	18.20	SP
M-15	7.60 - 8.00	0.00	99.66	0.34	NP	NP	20.35	SP
M-16 (SPT 5)	8.00 - 8.20	0.00	99.63	0.37	NP	NP	18.23	SP
M-17	8.20 - 8.80	0.00	99.92	0.08	NP	NP	22.06	SP
M-18	8.80 - 9.30	0.00	99.61	0.39	NP	NP	20.73	SP
M-19	9.30 - 10.00	0.00	98.25	1.75	NP	NP	20.04	SP
M-20 (SPT 6)	10.00 - 10.10	0.00	99.63	0.37	NP	NP	23.40	SP
M-21	10.10 - 10.70	0.47	98.46	1.07	NP	NP	17.39	SP
M-22	10.70 - 11.20	0.77	98.37	0.86	NP	NP	20.35	SP
M-23	11.20 - 11.70	0.06	99.06	0.88	NP	NP	18.97	SP
M-24	11.70 - 12.10	0.07	97.79	2.14	NP	NP	20.86	SP
M-25	12.10 - 12.50	0.47	97.75	1.79	NP	NP	19.26	SP
M-26 (SPT 7)	12.50 - 12.77	0.00	88.70	11.30	NP	NP	21.23	SP-SM
M-27	12.77 - 13.77	0.31	99.18	0.50	NP	NP	16.79	SP
M-28	13.77 - 13.97	0.06	99.16	0.77	NP	NP	16.19	SP
M-29	13.97 - 14.47	0.00	94.39	5.61	NP	NP	16.19	SP-SM
M-30	14.47 - 15.00	0.00	94.42	5.58	NP	NP	19.50	SP-SM
M-31 (SPT 8)	15.00 - 15.10	0.00	90.83	9.17	NP	NP	16.89	SP-SM
M-32	15.10 - 15.70	0.15	94.81	5.04	NP	NP	19.04	SP-SM
M-33	15.70 - 16.30	1.28	95.56	3.16	NP	NP	13.52	SP
M-34	16.30 - 17.00	0.63	94.81	4.55	NP	NP	7.98	SP
M-35	17.00 - 17.50	0.18	96.82	3.00	NP	NP	8.65	SP
M-36	17.50 - 18.00	0.00	97.24	2.76	NP	NP	20.55	SP

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-37 (SPT 9)	18.00 - 18.15	0.21	79.28	20.51	NP	NP	18.11	SM
M-38	18.15 - 18.70	2.99	95.97	1.04	NP	NP	8.90	SP
M-39	18.70 - 19.40	3.11	96.28	0.61	NP	NP	14.22	SP
M-40	19.40 - 20.10	4.94	93.94	1.12	NP	NP	9.35	SP
M-41	20.10 - 20.50	1.75	97.05	1.20	NP	NP	4.49	SP
M-42	20.50 - 21.00	5.73	92.45	1.82	NP	NP	43.68	SP
M-43 (SPT 10)	21.00 - 21.35	2.31	95.47	2.23	NP	NP	13.19	SP
M-44	21.35 - 21.95	0.67	98.17	1.16	NP	NP	20.33	SP
M-45	21.95 - 22.45	0.40	98.19	1.41	NP	NP	9.90	SP
M-46	22.45 - 23.15	0.84	95.25	3.90	NP	NP	7.35	SP
M-47	23.15 - 23.60	1.66	96.69	1.66	NP	NP	7.00	SP
M-48	23.60 - 24.00	0.58	97.83	1.59	NP	NP	8.07	SP
M-49 (SPT 11)	24.00 - 24.45	0.00	82.31	17.69	NP	NP	19.28	SM
M-50	24.45 - 25.05	0.89	97.43	1.68	NP	NP	5.06	SP
M-51	25.05 - 25.60	0.52	98.19	1.29	NP	NP	4.71	SP
M-52	25.60 - 26.10	1.08	97.49	1.43	NP	NP	7.92	SP
M-53	26.10 - 26.80	0.91	97.39	1.71	NP	NP	6.18	SP
M-54	26.80 - 27.20	0.36	97.56	2.08	NP	NP	7.35	SP
M-55	27.20 - 27.70	1.26	97.25	1.49	NP	NP	6.77	SP
M-56	27.70 - 28.00	0.21	98.98	0.81	NP	NP	4.13	SP

#### 4.1.1.4. Perfil geotécnico del punto sondeado PP-04

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1	0.00 - 0.80	73.21	19.81	6.98	NP	NP	0.28	GP-GM
M-2	0.80 - 1.50	63.10	33.37	3.52	NP	NP	0.81	GW
M-3 (SPT 1)	1.50 - 1.90	16.30	47.39	36.32	NP	NP	3.14	SM
M-4	1.90 - 2.50	16.20	60.71	23.09	NP	NP	0.67	SM
M-5	2.50 - 3.50	0.00	98.21	1.79	NP	NP	8.95	SP
M-6 (SPT 2)	3.50-3.90	0.22	84.88	14.90	NP	NP	12.28	SM

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-7	3.90-4.40	0.07	85.47	14.46	NP	NP	8.80	SM
M-8	4.40 - 5.00	0.06	78.62	21.32	NP	NP	7.02	SM
M-9 (SPT 3)	5.00 -5.45	0.00	88.69	11.32	NP	NP	15.84	SP-SM
M-10	5.45-6.10	0.00	80.19	19.81	NP	NP	10.07	SM
M-11	6.00 - 6.50	0.00	87.58	12.42	NP	NP	10.55	SM
M-12 (SPT 4)	6.50 - 6.70	0.00	88.50	11.50	NP	NP	14.80	SP-SM
M-13	6.70 - 8.00	0.00	81.07	18.93	NP	NP	11.61	SM
M-14 (SPT 5)	8.00 - 8.40	0.33	91.24	8.43	NP	NP	16.86	SP-SM
M-15	8.40 - 9.10	0.00	92.21	7.79	NP	NP	12.80	SP-SM
M-16	9.10 - 9.50	0.00	80.04	19.96	NP	NP	9.80	SM
M-17 (SPT 6)	9.50 - 9.95	0.10	89.07	10.83	NP	NP	19.79	SP-SM
M-18	9.95 - 10.50	0.00	90.92	9.08	NP	NP	20.02	SP-SM
M-19	10.50-11.00	0.00	87.51	12.49	NP	NP	21.02	SM
M-20	11.00 - 11.60	0.00	79.67	20.33	NP	NP	13.32	SM
M-21	11.60 - 12.00	1.46	72.42	26.12	NP	NP	12.71	SM
M-22	12.00 - 12.50	2.74	91.38	5.88	NP	NP	12.05	SP-SM
M-23 (SPT 7)	12.50 - 12.90	0.00	93.06	6.94	NP	NP	17.99	SP-SM
M-24	12.90 - 13.50	0.00	94.54	5.46	NP	NP	17.52	SP-SM
M-25	13.50 - 14.20	0.11	89.45	10.44	NP	NP	16.20	SP-SM
M-26	14.20 - 14.80	0.00	93.01	6.99	NP	NP	13.31	SP-SM
M-27	14.80 - 15.50	0.00	92.57	7.43	NP	NP	17.43	SP-SM
M-28 (SPT 8)	15.50 - 15.95	0.00	93.74	6.26	NP	NP	22.61	SP-SM
M-29	15.95 - 16.50	0.00	94.08	5.92	NP	NP	21.12	SP-SM
M-30	16.50 - 17.00	0.00	86.59	13.41	NP	NP	19.78	SM
M-31	17.00 - 17.40	0.00	90.72	9.28	NP	NP	26.04	SP-SM
M-32	17.40 - 18.00	0.09	87.20	12.71	NP	NP	13.78	SM
M-33 (SPT 9)	18.00 - 18.50	0.00	89.43	10.57	NP	NP	13.78	SP-SM
M-34	18.50 - 19.35	0.00	98.11	1.89	NP	NP	23.49	SP
M-35	19.35 - 19.95	0.00	98.22	1.78	NP	NP	22.99	SP
M-36	19.95 - 20.65	0.00	97.08	2.92	NP	NP	23.55	SP
M-37	20.65 - 21.25	0.00	96.43	3.57	NP	NP	26.28	SP
M-38	21.25 - 21.55	0.00	97.46	2.54	NP	NP	24.41	SP
M-39 (SPT 10)	21.55 - 21.70	1.90	82.92	15.19	NP	NP	22.95	SM
M-40	21.70 - 22.40	0.00	97.55	2.45	NP	NP	24.75	SP
M-41	22.40 - 23.00	0.00	95.24	4.76	NP	NP	26.08	SP
M-42	23.00 - 23.70	0.00	95.46	4.54	NP	NP	26.03	SP
M-43	23.70 - 24.30	0.00	95.38	4.62	NP	NP	26.40	SP
M-44	24.30 - 25.00	0.00	94.94	5.06	NP	NP	24.12	SP-SM

#### 4.1.1.5. Perfil geotécnico del punto sondeado PP-05

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1	0.00 - 1.00	41.95	46.96	11.09	NP	NP	1.50	SP-SM
M-2	1.00 - 1.50	0.00	91.01	8.99	NP	NP	1.14	SP-SM
M-3 (SPT 1)	1.50 - 1.95	12.11	76.85	11.05	NP	NP	11.94	SP-SM
M-4	1.95 - 2.50	16.88	71.74	11.58	NP	NP	3.26	SP-SM
M-5	2.50 - 3.00	17.68	72.19	10.13	NP	NP	2.16	SP-SM
M-6 (SPT 2)	3.00 - 3.45	0.00	98.54	1.46	NP	NP	15.84	SP
M-7	3.45 - 4.10	0.00	98.62	1.38	NP	NP	14.90	SP
M-8	4.10 - 4.50	1.32	96.22	2.46	NP	NP	14.94	SP
M-9 (SPT 3)	4.50 - 4.75	4.72	88.84	6.45	NP	NP	16.67	SP-SM
M-10	4.75 - 5.20	0.28	87.18	12.54	NP	NP	11.34	SM
M-11	5.20 - 6.00	0.76	68.61	30.63	NP	NP	1.89	SM
M-12 (SPT 4)	6.00 - 6.05	0.00	89.50	10.50	NP	NP	13.15	SP-SM
M-13	6.00 - 6.05	0.00	83.38	16.62	NP	NP	9.40	SM
M-14	6.70 - 7.50	0.06	72.35	27.59	NP	NP	4.79	SM
M-15 (SPT 5)	7.50 - 7.60	0.40	91.01	8.59	NP	NP	14.80	SW-SM
M-16	7.60 - 8.10	1.05	95.60	3.36	NP	NP	15.69	SP
M-17	8.10 - 8.50	0.38	98.75	0.86	NP	NP	6.04	SP
M-18	8.50 - 9.00	0.16	99.49	0.35	NP	NP	10.19	SP
M-19	9.00 - 9.50	0.92	98.76	0.32	NP	NP	4.05	SP
M-20 (SPT 6)	9.50 - 9.95	0.00	99.52	0.48	NP	NP	21.45	SP
M-21	9.95 - 10.65	1.06	97.19	1.75	NP	NP	8.70	SP
M-22	10.65 - 11.25	0.30	99.53	0.17	NP	NP	11.79	SP
M-23	11.25 - 11.85	0.00	99.84	0.16	NP	NP	19.11	SP
M-24	11.85 - 12.55	0.00	99.59	0.41	NP	NP	12.60	SP
M-25 (SPT 7)	12.55 - 12.85	34.83	57.97	7.19	NP	NP	9.76	SP-SM
M-26	12.85 - 13.50	0.00	73.13	26.87	NP	NP	10.02	SM
M-27	13.50 - 14.00	0.28	84.81	14.91	NP	NP	11.44	SM
M-28	14.00 - 14.50	0.47	94.08	5.45	NP	NP	14.84	SP-SM
M-29	14.50 - 15.00	0.00	97.83	2.17	NP	NP	11.09	SP
M-30	15.00 - 15.50	0.82	96.21	2.97	NP	NP	12.41	SP

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
<b>M-31</b> (SPT 8)	15.50 - 15.95	0.85	90.04	9.10	NP	NP	18.97	SP-SM
<b>M-32</b>	15.95 - 16.50	0.00	99.59	0.41	NP	NP	20.28	SP
<b>M-33</b>	16.50 - 17.10	0.00	99.79	0.21	NP	NP	16.57	SP
<b>M-34</b>	17.10 - 17.50	0.00	99.76	0.24	NP	NP	14.79	SP
<b>M-35</b>	17.50 - 18.00	0.00	99.38	0.62	NP	NP	16.85	SP
<b>M-36</b>	18.00 - 18.50	0.00	99.53	0.47	NP	NP	16.90	SP
<b>M-37</b> (SPT 9)	18.50 - 18.95	2.43	96.75	0.81	NP	NP	19.85	SP
<b>M-38</b>	18.95 - 19.55	0.31	97.03	2.66	NP	NP	15.36	SP
<b>M-39</b>	19.55 - 20.25	0.18	98.93	0.89	NP	NP	14.97	SP
<b>M-40</b>	20.25 - 20.85	0.00	99.46	0.54	NP	NP	12.25	SP
<b>M-41</b>	20.85 - 21.35	0.00	99.48	0.52	NP	NP	10.41	SP
<b>M-42</b>	21.35 - 21.95	0.00	98.62	1.38	NP	NP	17.19	SP
<b>M-43</b> (SPT 10)	21.95 - 22.05	0.00	98.97	1.03	NP	NP	21.80	SP
<b>M-44</b>	22.05 - 22.65	0.50	98.75	0.75	NP	NP	16.25	SP
<b>M-45</b>	22.65 - 23.15	0.00	99.56	0.44	NP	NP	13.94	SP
<b>M-46</b>	23.15 - 23.55	0.00	99.65	0.35	NP	NP	11.07	SP
<b>M-47</b>	23.55 - 24.05	0.00	96.79	3.21	NP	NP	14.26	SP
<b>M-48</b>	24.05 - 24.65	0.00	99.77	0.23	NP	NP	11.12	SP
<b>M-49</b>	24.65 - 25.00	0.00	99.22	0.78	NP	NP	10.55	SP

#### 4.1.1.6. Perfil geotécnico del punto sondeado PP-06

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
<b>M-1</b>	0.00 - 0.80	40.32	48.39	11.29	NP	NP	3.83	SP-SM
<b>M-2</b> (SPT 1)	0.80 - 1.50	0.00	91.60	8.40	NP	NP	12.78	SP-SM
<b>M-3</b>	1.50 - 1.95	0.11	98.44	1.45	NP	NP	15.15	SP
<b>M-4</b>	1.95 - 2.50	0.24	96.86	2.89	NP	NP	10.97	SP
<b>M-5</b> (SPT 2)	2.50 - 3.00	0.00	86.15	13.85	NP	NP	13.30	SM
<b>M-6</b>	3.00 - 3.45	1.02	96.64	2.34	NP	NP	16.06	SP

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-7	3.45 - 4.00	0.17	98.21	1.62	NP	NP	19.24	SP
M-8 (SPT 3)	4.00 - 4.50	0.00	97.88	2.12	NP	NP	22.07	SP
M-9	4.50 - 4.75	0.11	84.18	15.71	NP	NP	15.87	SM
M-10	4.75 - 5.30	0.15	96.95	2.90	NP	NP	21.09	SP
M-11	5.30 - 5.60	0.00	95.54	4.46	NP	NP	21.95	SP
M-12	5.60 - 6.20	0.00	99.15	0.85	NP	NP	13.13	SP
M-13 (SPT 4)	6.20 - 6.50	0.00	98.09	1.91	NP	NP	11.87	SP
M-14	6.50 - 6.95	0.18	89.62	10.20	NP	NP	13.38	SP-SM
M-15	6.95 - 7.55	0.00	98.93	1.07	NP	NP	14.80	SP
M-16 (SPT 5)	7.55 - 8.00	0.00	98.61	1.39	NP	NP	14.17	SP
M-17	8.00 - 8.30	9.16	88.38	2.47	NP	NP	14.54	SP

#### 4.1.1.7. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-01

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Tabla 21. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-01

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1 (SPT 1)	0.00 - 0.45	0.46	96.18	3.36	NP	NP	4.70	SP
M-2	0.45 - 0.75	0.55	98.63	0.81	NP	NP	6.15	SP
M-3 (SPT 2)	0.75 - 1.20	0.00	97.93	2.07	NP	NP	2.28	SP
M-4	1.20 - 1.50	0.00	96.51	3.49	NP	NP	1.72	SP
M-5 (SPT 3)	1.50 - 1.95	0.00	96.09	3.91	NP	NP	3.13	SP
M-6	1.95 - 2.65	0.08	96.68	3.24	NP	NP	21.33	SP
M-7 (SPT 4)	2.65 - 3.10	0.00	97.43	2.57	NP	NP	18.92	SP
M-8	3.10 - 3.70	0.10	99.13	0.77	NP	NP	21.63	SP
M-9 (SPT 5)	3.70 - 4.15	0.00	97.17	2.83	NP	NP	21.01	SP

#### 4.1.1.8. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-02

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Tabla 22. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-02

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1 (SPT 1)	1.10 - 1.55	5.69	80.19	14.12	NP	NP	2.62	SM
M-2	1.55 - 1.90	0.00	91.96	8.04	NP	NP	2.24	SP-SM
M-3 (SPT 2)	1.90 - 2.35	0.00	93.31	6.69	NP	NP	2.37	SP-SM
M-4	2.35 - 2.60	0.77	91.66	7.57	NP	NP	14.12	SP-SM
M-5 (SPT 3)	2.60 - 3.20	0.48	93.08	6.45	NP	NP	18.47	SP-SM
M-6	3.20 - 3.60	0.00	95.00	5.00	NP	NP	24.98	SP
M-7 (SPT 4)	3.60 - 3.95	0.63	90.16	9.21	NP	NP	15.73	SP-SM
M-8	3.95 - 4.35	0.18	77.98	21.84	NP	NP	10.74	SM

#### 4.1.1.9. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-03

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Tabla 23. Perfil geotécnico del punto de Sondeo Superficial SS-03

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1 (SPT 1)	0.65 - 1.10	0.65	92.51	6.83	NP	NP	1.09	SP-SM
M-2	1.10 - 1.85	0.57	94.13	5.30	NP	NP	6.89	SP-SM
M-3 (SPT 2)	1.85 - 2.30	0.19	96.10	3.70	NP	NP	8.92	SP
M-4	2.30 - 2.85	0.31	93.01	6.68	NP	NP	13.42	SP-SM
M-5 (SPT 3)	2.85 - 3.30	0.07	94.77	5.17	NP	NP	14.92	SP-SM
M-6 (SPT 4)	3.30 - 3.75	0.20	91.25	8.55	NP	NP	7.80	SP-SM
M-7 (SPT 5)	3.75 - 4.20	0.39	93.73	5.89	NP	NP	14.53	SP-SM

#### 4.1.1.10. Perfil geotécnico de la Calicata C-B

Para este punto se han integrados los ensayos de laboratorio para determinar el perfil geotécnico siguiente:

Tabla 24. Perfil geotécnico de la Calicata C-B

Muestra	Profundidad (m)	Granulometría (%)			Límites (%)		C.H. (%)	Clasificación SUCS
		Grava	Arena	Finos	L.L.	L.P.		
M-1	0.00-1.50	58.13	32.13	9.74	NP	NP	4.4	GP-GM
M-2	1.50-5.00	48.91	40.71	10.38	NP	NP	6.0	GP-GM
M-3	5.00-5.50	0.00	98.61	1.39	NP	NP	1.9	SP

#### 4.1.2. Propiedades de resistencia del suelo (Resultados de ensayos especiales)

En el siguiente cuadro se adjuntan los resultados de los ensayos de corte directo que se ejecutaron siguiendo las normas de la American Society For Testing and Materials (ASTM).

Tabla 25. Resultados del ensayo de corte directo

Sondeo	Muestra	Profundidad	Corte Directo	
			c (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ø (°)
PP-03	M-9 (SPT 3)	4.50 - 4.85	0.15	31.4
PP-04	M-6 (SPT 2)	3.50-3.90	0.17	29.2
	M-14 (SPT 5)	8.00 - 8.40	0.15	29.7
PP-05	M-9 (SPT 3)	4.50 - 4.75	0.17	30.5
PP-06	M-2 (SPT 1)	0.80 - 1.50	0.15	30.1

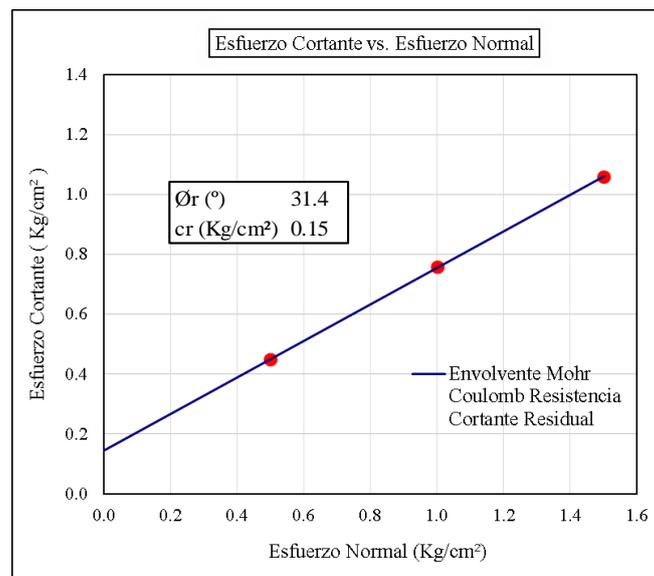


Figura 46. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-03

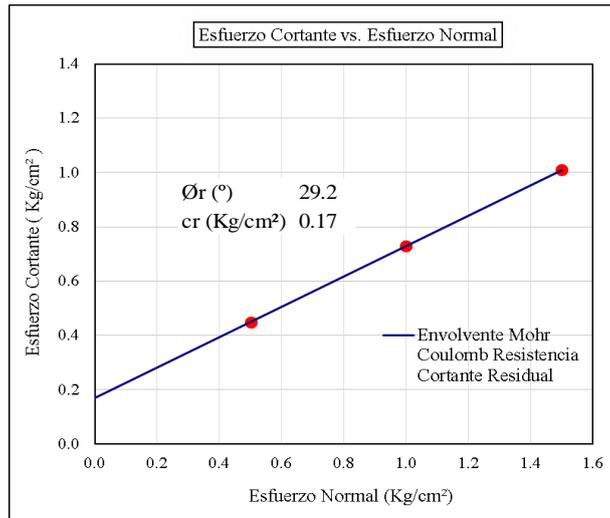


Figura 47. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-04, M-6.

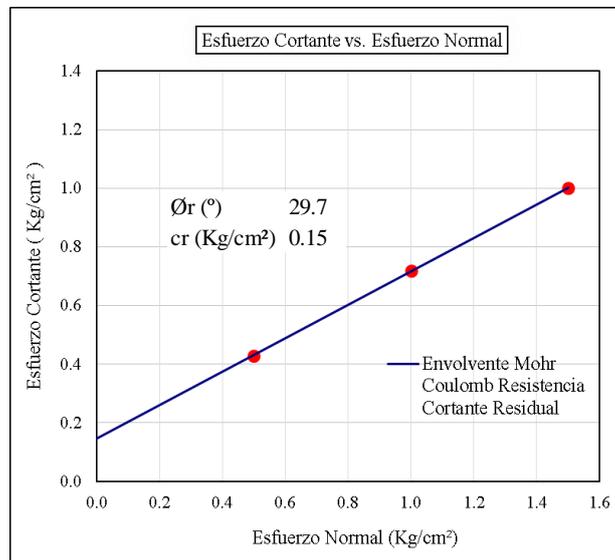


Figura 49. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-04, M-14.

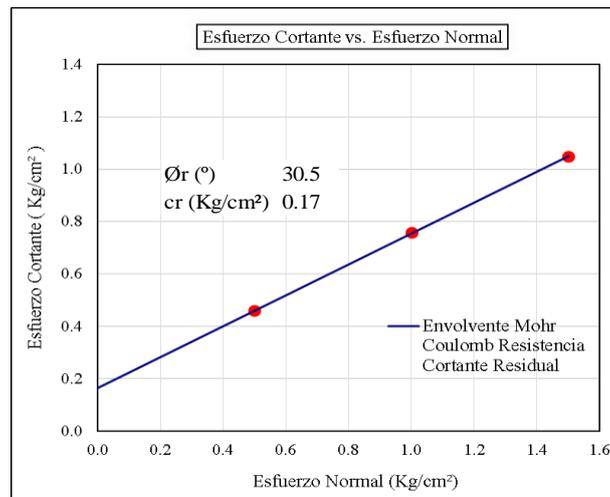


Figura 48. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-05.

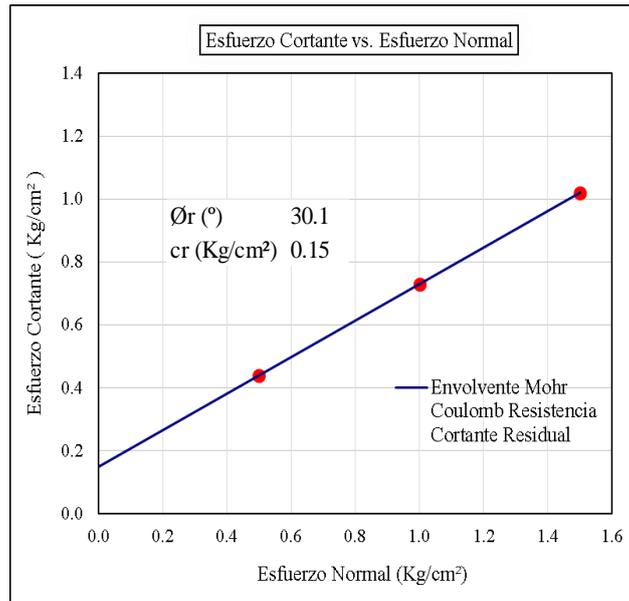


Figura 50. Cohesión y ángulo de fricción del Sondeo PP-06.

#### 4.1.3. Propiedades de químicos del suelo (Resultados de ensayos químicos)

##### 4.1.3.1. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros

Con el fin de conocer el grado de agresividad del suelo a la infraestructura de cimentación, se han ejecutado análisis químicos determinando la concentración de sales solubles, cloruros solubles y sulfatos solubles. Los procedimientos para estos ensayos están descritos en la norma NTP 339.152, NTP 339.177, NTP 339.178. En la siguiente tabla se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 26. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros

Punto de exploración	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Sulfatos ppm	Sales pmm	Cloruros ppm	
PP-05	SPT-2	M-6	3.00 – 3.45	SP	800	1164	77
	SPT-3	M-9	4.50 – 4.75	SP-SM	644	1345.5	26
PP-04	SPT-2	M-6	3.50-3.90	SM	825	1278	162
	SPT-5	M-14	8.00-8.40	SP-SM	895	1369.5	128
PP-03	SPT-1	M-3	1.50-1.95	SM	63	1245.0	230
	SPT-3	M-9	4.50-4.85	SM	1002	1749.0	264
PP-02	SPT-9	M-27	15.00-15.10	SP-SM	494	969.0	196
	SPT-10	M-35	18.00-18.10	SM	523	921.0	162
PP-01	SPT-3	M-25	15.00-15.10	SP	732	1102.5	34
	SPT-10	M-59	30.00-30.15	SP	634	6685.5	68

<b>PP-06</b>	SPT-1	M-3	1.50-1.95	SP	800	1225.5	136
	SPT-2	M-6	3.00-3.45	SP	639	1390.5	153
<b>SS-01</b>	SPT-3	M-5	1.50-1.95	SP	650	3750.0	1947
<b>SS-02</b>	SPT-2	M-3	1.90-2.35	SP-SM	1144	1521.0	587
<b>SS-03</b>	SPT-2	M-3	1.85-3.30	SP	1008	1878.0	672

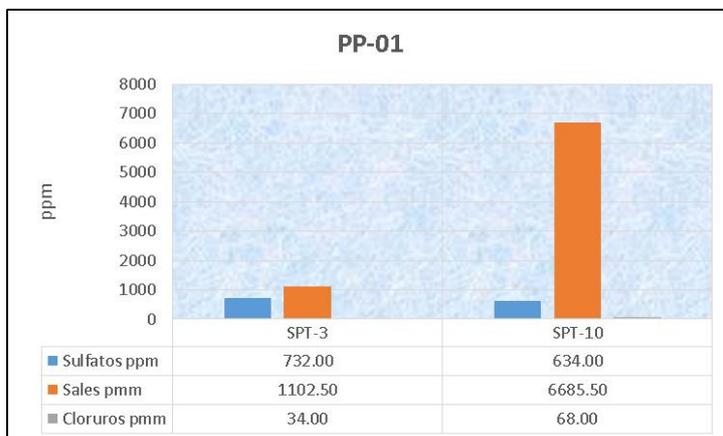


Figura 53. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-01.

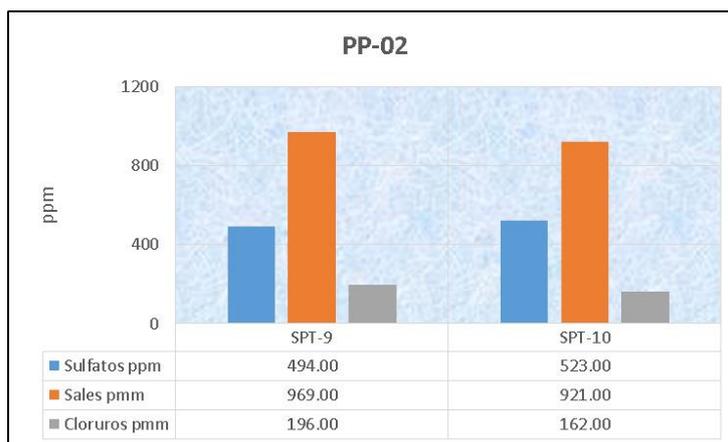


Figura 52. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-02.

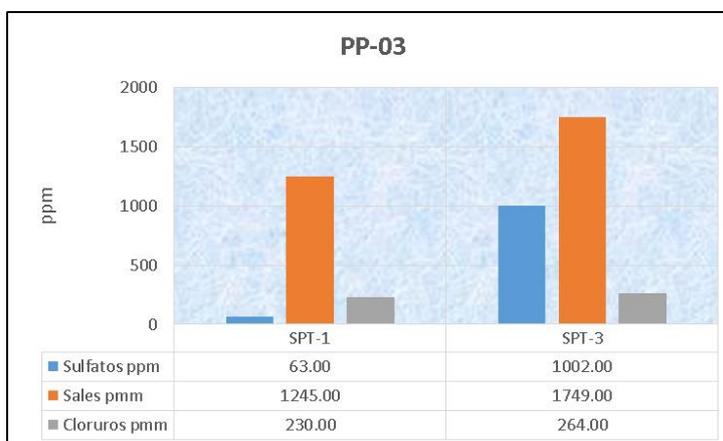


Figura 51. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-03.

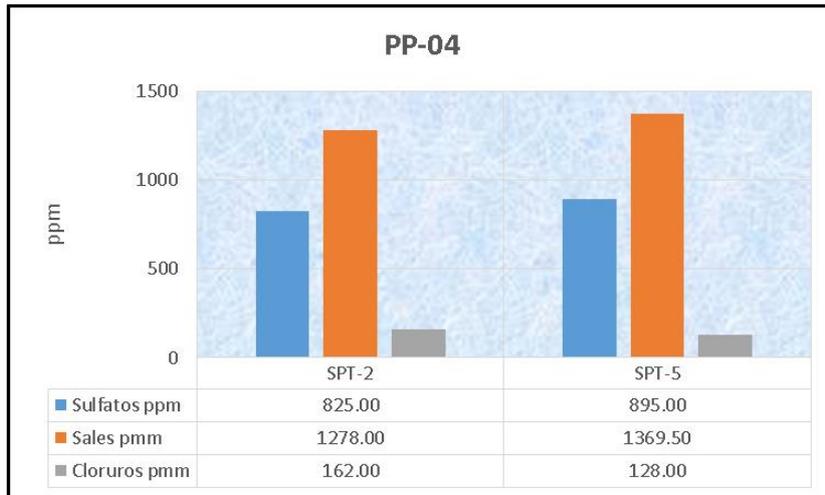


Figura 56. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-04.

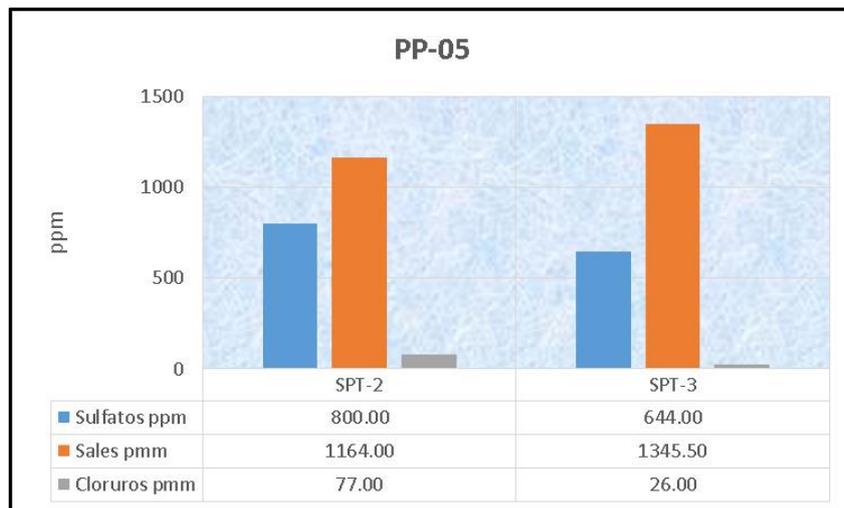


Figura 55. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-05.

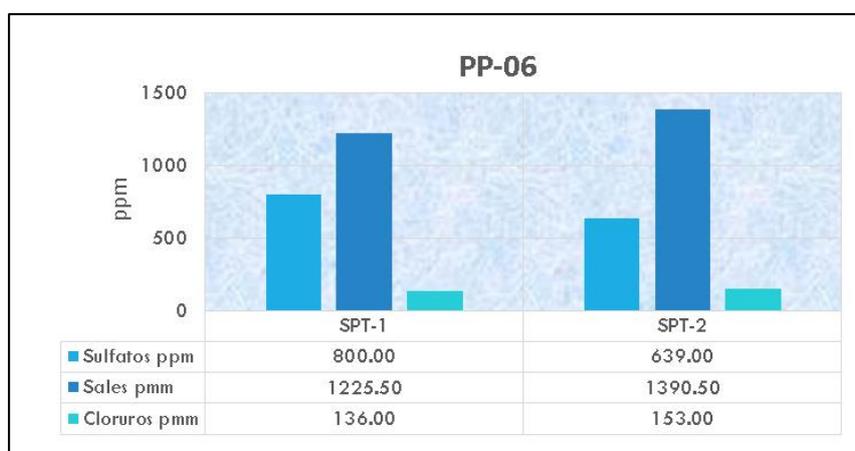


Figura 54. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles PP-06.

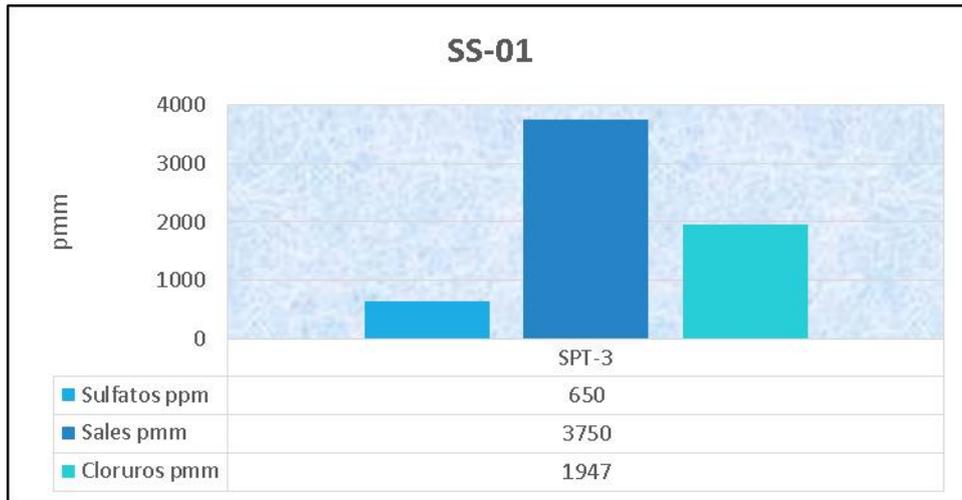


Figura 59. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles SS-01.

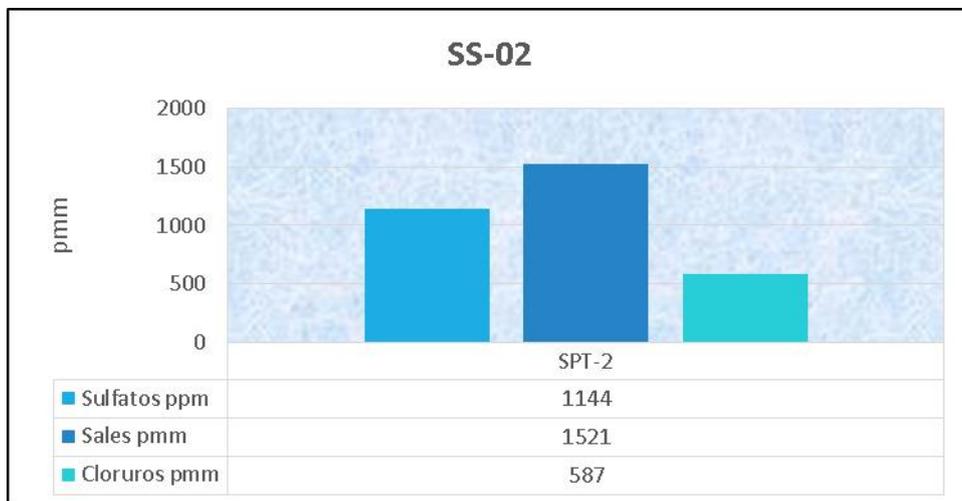


Figura 58. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles SS-02.

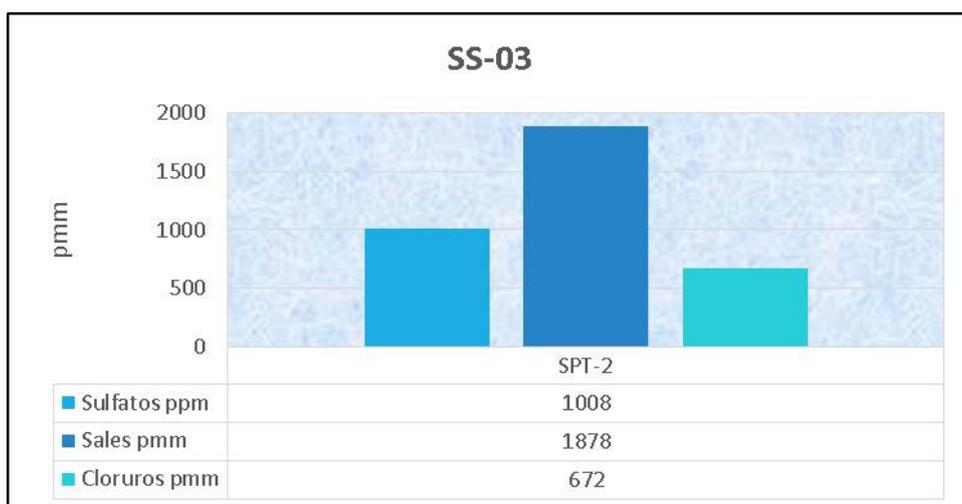


Figura 57. Resultados de los ensayos de sulfatos, sales y cloruros solubles SS-03.

#### 4.1.3.2. Resultados del ensayo para la determinación de Materia Orgánica

La importancia de ensayo está en el hecho de proporcionar una advertencia sobre las impurezas orgánicas que puedan estar presentes en el material. El procedimiento del ensayo está descrito en la norma MTC-134. El resumen de los resultados se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 27. Resultados del ensayo para la determinación de Materia Orgánica

Punto de exploración	Muestra	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	M.O. (%)
C-B	M-2	1.50 - 5.00	GP-GM	1.11
PP-02	M-26	14 -15.00	SP	0.91
PP-05	M-5	2.50 -3.00	SP-SM	0.61
PP-06	M-6	3.00 - 3.50	SP	0.59

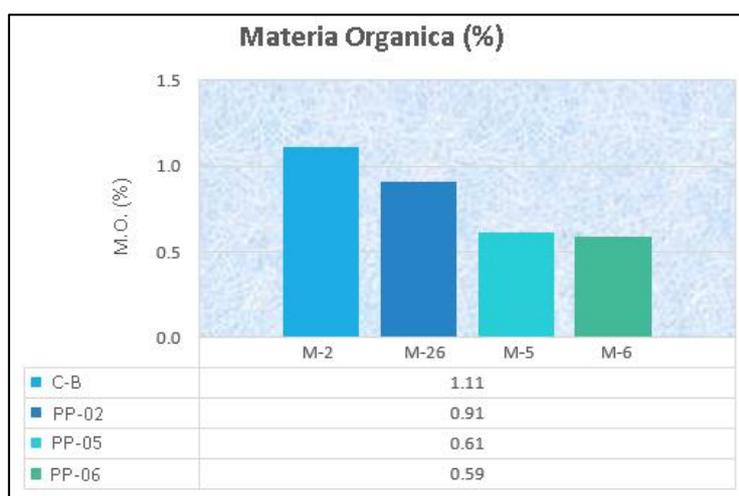


Figura 60. Resultados del ensayo de Materia Orgánica.

#### 4.1.4. Propiedades de permeabilidad del suelo (Resultados de ensayos de permeabilidad)

En la siguiente tabla se muestran los resultados del cálculo para la determinación del valor de la conductividad hidráulica:

Tabla 28. Resultados de los ensayos de permeabilidad

Clasificación de suelos SUCS	Sondeo	Permeabilidad k (m/s)
Arena limosa (SM)	PP-05	$1.60 \times 10^{-5}$
Arena mal graduada (SP)	PP-03	$1.59 \times 10^{-5}$

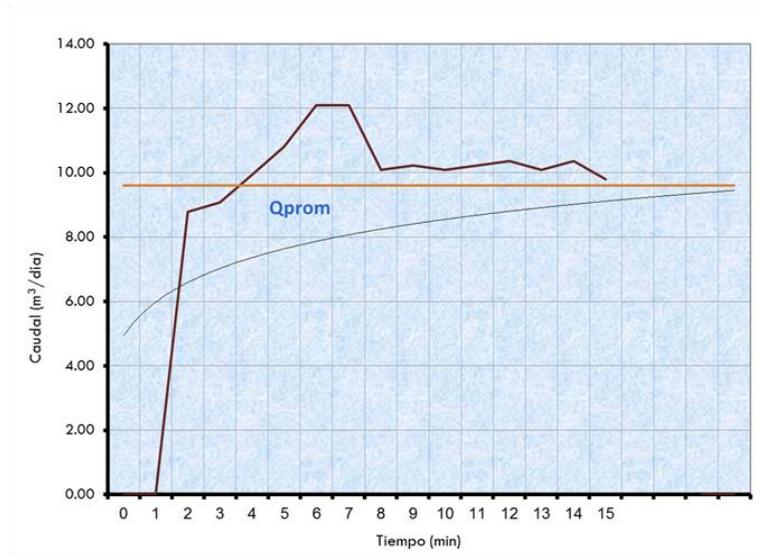


Figura 62. Variación de caudal versus tiempo, Permeabilidad Lefranc del punto de perforación PP-05

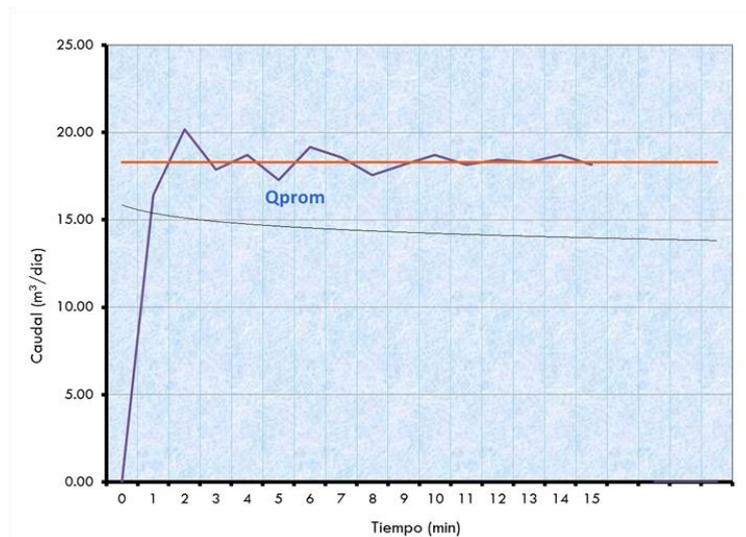


Figura 61. Variación de caudal versus tiempo, Permeabilidad Lefranc del punto de perforación PP-03

## 4.2. Análisis de Susceptibilidad de Licuación

### 4.2.1. Adopción de Magnitud Sísmica

Se realizó la selección de valores críticos telúricos en base al historial sísmico que presenta la ciudad de Lima, a fin de caracterizar un posible desastre en la Comunidad Campesina de Llanavilla, el cual reflejará adecuadamente los efectos de fuente, propagación en cuanto al sismo se refiere.

En el caso de Lima, para el diseño sismo-resistente se estila utilizar el registro sísmico de octubre de 1974, cuyo valor pico de aceleración es de 0.38 g; sin embargo, en la adopción de la magnitud sísmica para la determinación de la susceptibilidad de licuación, deben evaluarse para el sitio, el valor PGA, el terremoto M y las características de la fuente compatibles con el MCEG PGA.

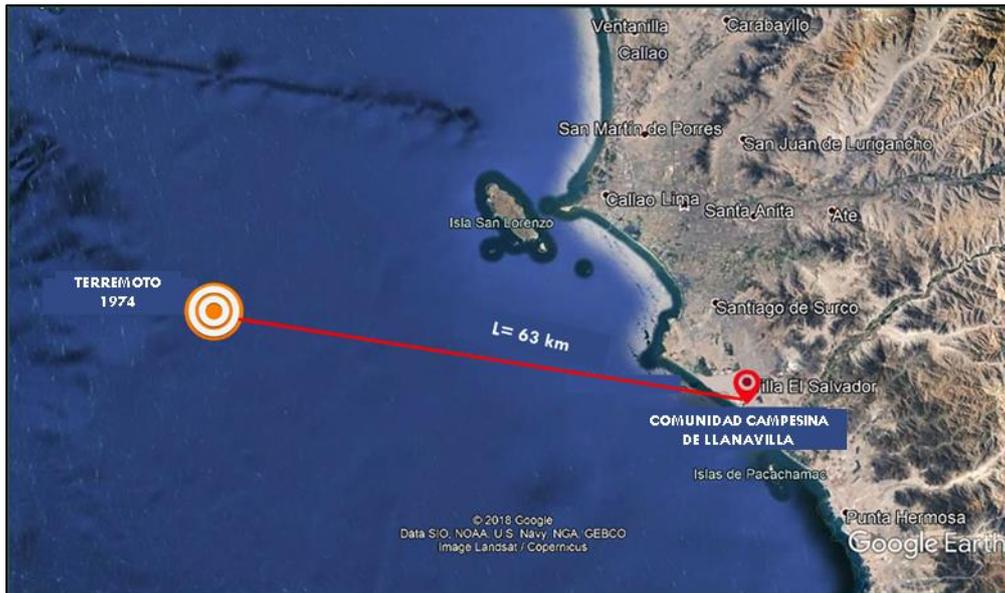


Figura 63. Distancia del sismo ocurrido en el año 1974 a la C. C. Llanavilla.

Esta ecuación se usó para determinar las distancias máximas que experimentarían un PGA de 0.4 g en terremotos de magnitud 6, 7 y 8.

$$A(g) = \frac{1300 * (e^{0.67*M}) * (D + 25)^{-1.6}}{980}$$

Tabla 29. Distancia máxima de sismos basados en Magnitudes

<b>Distancia máxima de sismos basados en Magnitudes</b>	
<b>Magnitud</b>	<b>Distancia Máxima (Km)</b>
6	15
7	35
8	67

#### 4.2.2. Análisis Licuación punto PP-01

##### 4.2.2.1. Corrección de los valores N del ensayo SPT

Como parte del proceso de cálculo para la corrección de los valores N del ensayo SPT, se procedió a la obtención de los de los valores de esfuerzos suscitados en el terreno a profundidades donde se realizaron los ensayos SPT.

Tabla 30. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-01

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Tipo de Suelo</b>	<b>Valor de N SPT en Campo</b>	<b>Peso Específico Total Suelo <math>\gamma</math> (Tn/m3)</b>	<b>Peso Específico Agua <math>\gamma_w</math> (Tn/m3)</b>	<b>Esfuerzo Total (Tn/m2)</b>	<b>Presión Intersticial (Tn/m2)</b>	<b>Esfuerzo Efectivo (Tn/m2)</b>
12.50	SP	50	1.98	1.00	24.69	0.00	24.69
15.00	SP	50	1.98	1.00	29.63	0.00	29.63
18.10	SP	50	1.98	1.00	35.75	0.00	35.75
19.60	SP	50	1.98	1.00	38.71	0.00	38.71
21.10	SP	50	1.98	1.00	41.67	0.00	41.67
22.60	SP	50	1.98	1.00	44.64	0.00	44.64
24.00	SP	50	1.98	1.00	47.40	0.00	47.40
27.10	SP	50	1.98	1.00	53.52	0.35	53.17
30.15	SP	50	1.98	1.00	59.55	3.40	56.15
39.65	SP	50	1.98	1.00	78.31	12.90	65.41
41.10	SP	50	1.98	1.00	81.17	14.35	66.82
42.60	SP	50	1.98	1.00	84.14	15.85	68.29
44.15	SP	50	1.98	1.00	87.20	17.40	69.80
44.65	SP	50	1.98	1.00	88.18	17.90	70.28

En la corrección de los valores  $N_{SPT}$  obtenidas en campo, se tomaron en cuenta los factores de corrección: Eficiencia del martillo ( $E_H$ ), diámetro de perforación ( $C_B$ ), Muestra con o sin revestimiento ( $C_S$ ) y la longitud del varillaje ( $C_R$ ), cuyos valores reacondicionan los resultados de los trabajos realizados en campo.

Tabla 31. Valores de los factores para la corrección de los valores  $N_{spt}$ . Punto PP-01

EH	CB	CS	CR
0.60	1.00	1.00	0.75

Tabla 32. Resultados de los valores NSPT corregidos para el punto PP-01.

Profundidad (m)	Valor $N_{60}$ SPT	Corrección Presión de Sobrecarga *	Corrección Presión de Sobrecarga **	$(N1)_{60}$ *	$(N1)_{60}$ **	Corrección por presencia del nivel freático	$(N1)_{60}$ correg*	$(N1)_{60}$ correg**
		CN	CN					
12.50	38	0.64	0.70	24	26	--	24	26
15.00	38	0.58	0.64	22	24	--	22	24
18.10	38	0.53	0.58	20	22	--	20	22
19.60	38	0.51	0.55	19	21	--	19	21
21.10	38	0.49	0.52	18	20	--	18	20
22.60	38	0.47	0.50	18	19	--	18	19
24.00	38	0.46	0.48	17	18	--	17	18
27.10	38	0.43	0.44	16	17	Arena Fina	16	16
30.15	38	0.42	0.42	16	16	Arena Fina	15	15
39.65	38	0.39	0.37	15	14	Arena Fina	15	15
41.10	38	0.39	0.37	15	14	Arena Fina	15	14
42.60	38	0.38	0.36	14	13	Arena Fina	15	14
44.15	38	0.38	0.35	14	13	Arena Fina	15	14
44.65	38	0.38	0.35	14	13	Arena Fina	15	14

\*Factores y resultados basados en la metodología de Liao and Whitman's (1986).

\*\*Factores y resultados basados en la metodología de Peck et. al. (1974)

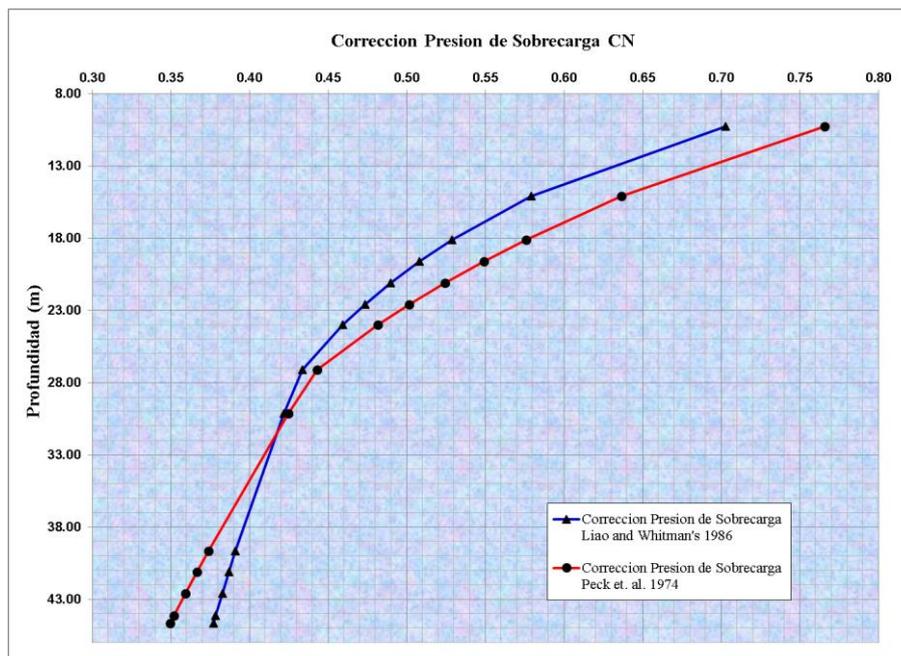


Figura 64. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-01.

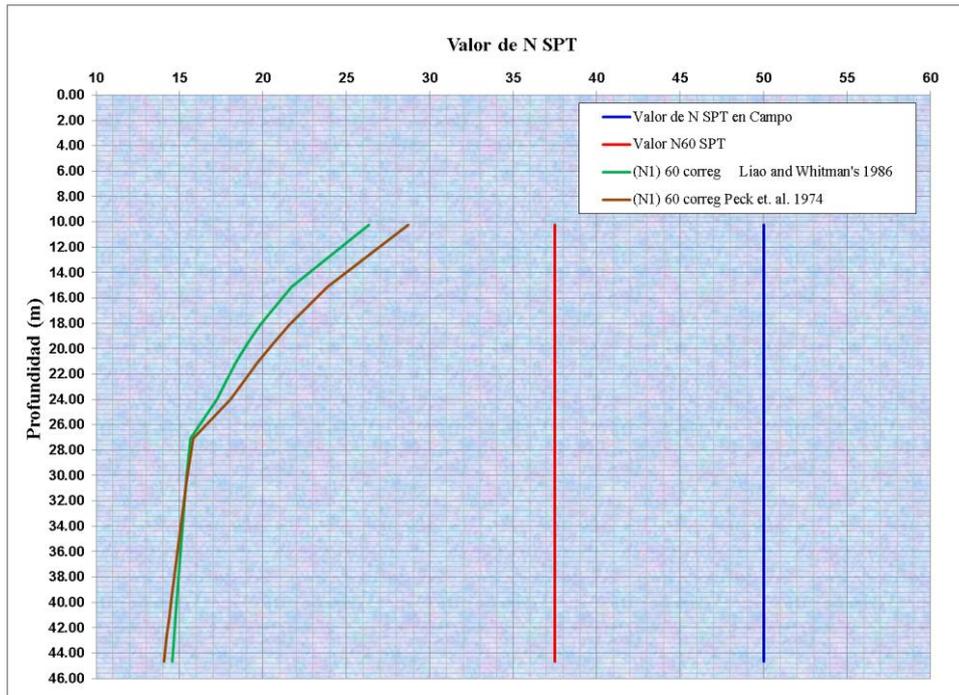


Figura 65. Resultados de la corrección de los valores  $N_{SPT}$  para el punto PP-01.

La gráfica anterior muestra el comportamiento del terreno fundamentado en los valores  $N$  del ensayo SPT en campo y corregidos. Para la determinación del análisis de licuación se tomarán los valores críticos, es decir, la envolvente de los valores  $N$  del ensayo SPT.

#### 4.2.2.2. Determinación de la susceptibilidad de Licuación

La tabla siguiente muestra el cálculo para el análisis de licuación para la perforación PP-01, considerando una máxima aceleración sísmica de 0.48 g, descrito anteriormente y una magnitud sísmica ( $M$ ) de 8.

Tabla 33. Cálculo de la relación de resistencia cíclica  $M=7.50$  del suelo punto PP-01.

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Esfuerzo Total (T/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (T/m <sup>2</sup> )	$N_1$ (60)	Contenido de Finos (%)	$\Delta N_1(60)$ Corrección por Contenido de Finos	$N_1$ (60) CF	(CRR) $M=7.5$
12.50	SP	24.69	24.69	24	--	--	--	--
15.00	SP	29.63	29.63	22	--	--	--	--
18.10	SP	35.75	35.75	20	--	--	--	--
19.60	SP	38.71	38.71	19	--	--	--	--
21.10	SP	41.67	41.67	18	11.65	1.91	20	0.21
22.60	SP	44.64	44.64	18	11.65	1.91	20	0.20
24.00	SP	47.40	47.40	17	11.65	1.91	19	0.20
27.10	SP	53.52	53.17	16	11.65	1.91	18	0.18
30.15	SP	59.55	56.15	15	11.65	1.91	17	0.18

<b>39.65</b>	SP	78.31	65.41	15	11.65	1.91	17	0.17
<b>41.10</b>	SP	81.17	66.82	14	14.49	3.08	17	0.18
<b>42.60</b>	SP	84.14	68.29	14	14.49	3.08	17	0.18
<b>44.15</b>	SP	87.20	69.80	14	14.49	3.08	17	0.18
<b>44.65</b>	SP	88.18	70.28	14	14.49	3.08	17	0.18

Tabla 34. Relación de resistencia cíclica  $M=8.00$  del suelo punto PP-01

Profundidad (m)	$K_M$	$C_\sigma$	$K_\sigma$	$K_\alpha$	Relación de Resistencia Cíclicas (CRR) $_M$
<b>12.50</b>	--	--	--	--	--
<b>15.00</b>	--	--	--	--	--
<b>18.10</b>	--	--	--	--	--
<b>19.60</b>	--	--	--	--	--
<b>21.10</b>	0.93	0.13	0.82	2.00	0.32
<b>22.60</b>	0.93	0.12	0.82	2.00	0.31
<b>24.00</b>	0.93	0.12	0.81	2.00	0.30
<b>27.10</b>	0.93	0.11	0.81	2.00	0.27
<b>30.15</b>	0.93	0.11	0.81	2.00	0.26
<b>39.65</b>	0.93	0.11	0.79	2.50	0.32
<b>41.10</b>	0.93	0.11	0.79	2.50	0.33
<b>42.60</b>	0.93	0.11	0.79	2.50	0.33
<b>44.15</b>	0.93	0.11	0.79	2.50	0.32
<b>44.65</b>	0.93	0.11	0.79	2.50	0.32

Tabla 35. Relación de Tensiones cíclicas  $M=8.00$  y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-01

Profundidad (m)	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	$R_d$	MSF	$(CSR)_{M=7.5}$	Relación de Tensiones cíclicas (CSR) $_M$	Factor Seguridad	Susceptibilidad de Licuación
<b>12.50</b>	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
<b>15.00</b>	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
<b>18.10</b>	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
<b>19.60</b>	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
<b>21.10</b>	-1.69	0.18	0.81	0.88	0.25	0.29	1.11	NO LICUABLE
<b>22.60</b>	-1.80	0.20	0.79	0.88	0.25	0.28	1.09	NO LICUABLE
<b>24.00</b>	-1.89	0.20	0.77	0.88	0.24	0.28	1.07	NO LICUABLE
<b>27.10</b>	-2.04	0.22	0.74	0.88	0.23	0.27	1.01	NO LICUABLE
<b>30.15</b>	-2.13	0.22	0.72	0.88	0.24	0.27	0.98	LICUABLE
<b>39.65</b>	-1.90	0.19	0.67	0.88	0.25	0.29	1.10	NO LICUABLE
<b>41.10</b>	-1.81	0.18	0.67	0.88	0.25	0.29	1.13	NO LICUABLE
<b>42.60</b>	-1.70	0.16	0.67	0.88	0.26	0.30	1.10	NO LICUABLE
<b>44.15</b>	-1.58	0.15	0.68	0.88	0.26	0.30	1.07	NO LICUABLE
<b>44.65</b>	-1.54	0.14	0.68	0.88	0.27	0.30	1.06	NO LICUABLE

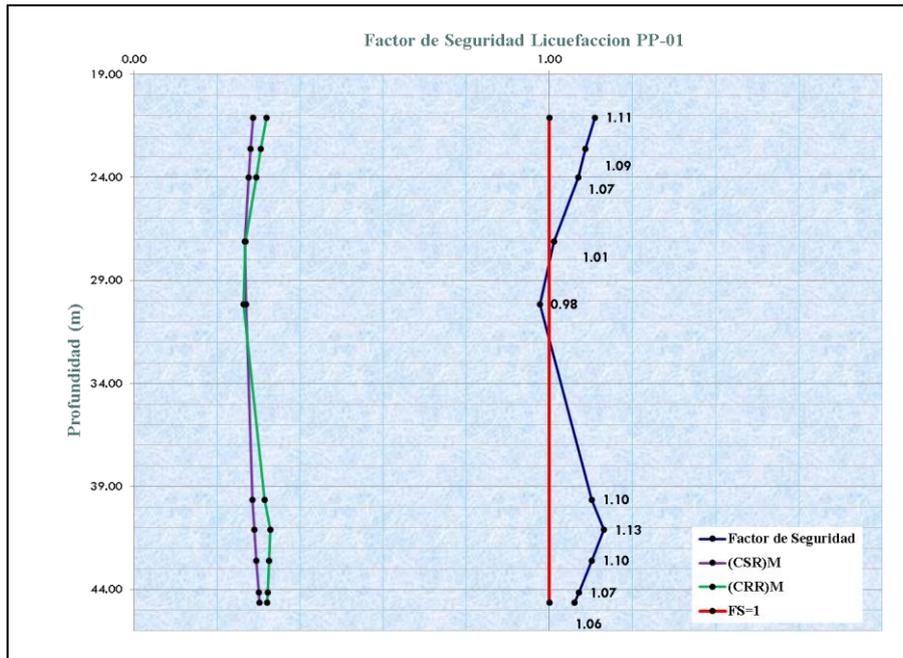


Figura 66. Susceptibilidad de licuación del punto PP-01.

El punto explorado PP-01, es susceptible a la licuación a una profundidad de 30.15 m, con un rango de afectación que comprende una capa de 5 metros las cuales varían desde los 28 metros hasta los 32 metros de profundidad, el material predominante en esa capa es una arena fina mal gradada (SP), las cuales se encuentran en estado saturado ya que el nivel freático viene desde una profundidad de 26.75 metros con respecto a la cota de altura; Cabe recalcar que el sismo que liberará el fenómeno licuación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, tendrá una magnitud de 8.00 Mw y una aceleración de 0.48 g.

#### 4.2.3. Análisis Licuación punto PP-02

##### 4.2.3.1. Corrección de los valores N del ensayo SPT

Como parte del proceso de cálculo para la corrección de los valores N del ensayo SPT, se procedió a la obtención de los de los valores de esfuerzos suscitados en el terreno a profundidades donde se realizaron los ensayos SPT; El nivel freático en el presente punto explorado llegó a un nivel de 13.66 metros, la exploración se realizó a una cota de 18 metros sobre el nivel del mar.

Tabla 36. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-02.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor de N SPT en Campo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso Específico Agua $\gamma_w$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo Total (Tn/m <sup>2</sup> )	Presión Intersticial (Tn/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (Tn/m <sup>2</sup> )
1.95	SP-SM	39	1.89	1.00	3.69	0.00	3.69
3.45	SM	25	1.79	1.00	6.37	0.00	6.37
4.95	SP	7	1.66	1.00	8.86	0.00	8.86
6.45	SP-SM	10	1.70	1.00	11.40	0.00	11.40
7.95	ML	35	1.93	1.00	14.30	0.00	14.30
9.45	SP	49	2.07	1.00	17.40	0.00	17.40
10.95	SM	47	2.07	1.00	20.51	0.00	20.51
12.17	SM	50	2.10	1.00	23.07	0.00	23.07
15.10	SP-SM	50	2.10	1.00	29.22	1.44	27.78
18.10	SM	50	2.10	1.00	35.52	4.44	31.08
21.60	SP	50	2.10	1.00	42.87	7.94	34.93
24.60	SP-SM	50	2.10	1.00	49.17	10.94	38.23
28.10	SP	50	2.10	1.00	56.52	14.44	42.08

Para la corrección de los valores  $N_{SPT}$  obtenidas en campo, se tomaron en cuenta los factores de corrección: Eficiencia del martillo ( $E_H$ ), diámetro de perforación ( $C_B$ ), Muestra con o sin revestimiento ( $C_S$ ) y la longitud del varillaje ( $C_R$ ), cuyos valores reacondicionan los resultados de los trabajos realizados en campo.

Tabla 37. Valores de los factores para la corrección de los valores  $N_{SPT}$ . Punto PP-02.

<b>E<sub>H</sub></b>	<b>C<sub>B</sub></b>	<b>C<sub>S</sub></b>	<b>C<sub>R</sub></b>
0.60	1.00	1.00	0.75

Tabla 38. Resultados de los valores  $N_{SPT}$  corregidos para el punto PP-02.

Profundidad (m)	Valor $N_{60}$ SPT	Corrección Presión de Sobrecarga *	Corrección Presión de Sobrecarga **	$(N1)_{60}$ *	$(N1)_{60}$ **	Corrección por presencia del nivel freático	$(N1)_{60}$ correg *	$(N1)_{60}$ correg **
		CN	CN					
1.95	29	1.65	1.34	48	39	--	48	39
3.45	19	1.25	1.15	23	22	--	23	22
4.95	5	1.06	1.04	6	5	--	6	5
6.45	8	0.94	0.96	7	7	--	7	7
7.95	26	0.84	0.89	22	23	--	22	23
9.45	37	0.76	0.82	28	30	--	28	30
10.95	35	0.71	0.77	25	27	--	25	27
12.17	38	0.67	0.73	25	27	--	25	27
15.10	38	0.61	0.67	23	25	Arena Fina	19	20

<b>18.10</b>	38	0.58	0.64	22	24	Arena Fina	18	19
<b>21.60</b>	38	0.55	0.60	21	23	Arena Fina	18	19
<b>24.60</b>	38	0.53	0.57	20	21	Arena Fina	17	18
<b>28.10</b>	38	0.50	0.54	19	20	Arena Fina	17	18

\*Factores y resultados basados en la metodología de Liao and Whitman's (1986).

\*\*Factores y resultados basados en la metodología de Peck et. al. (1974)

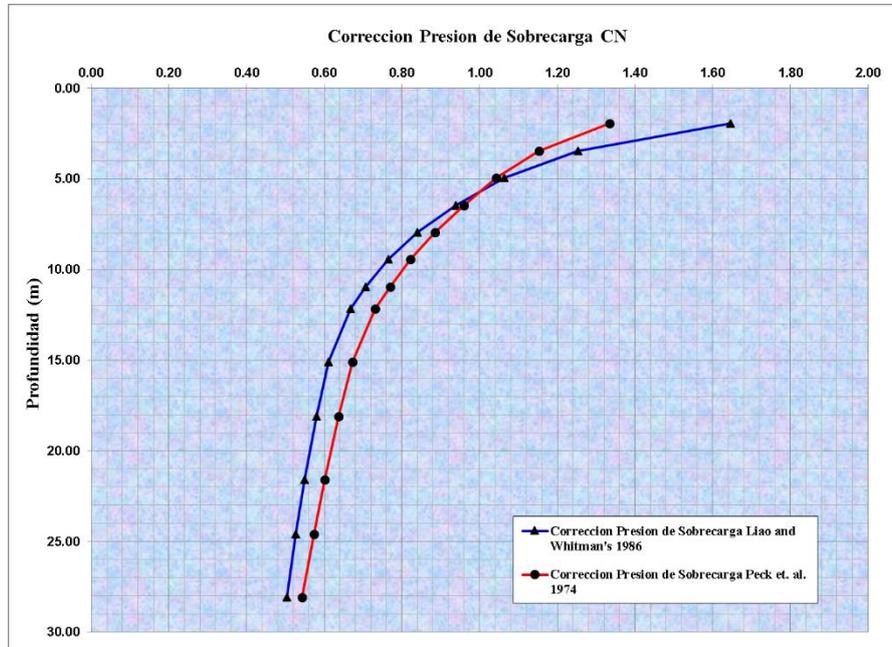


Figura 67. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-02.

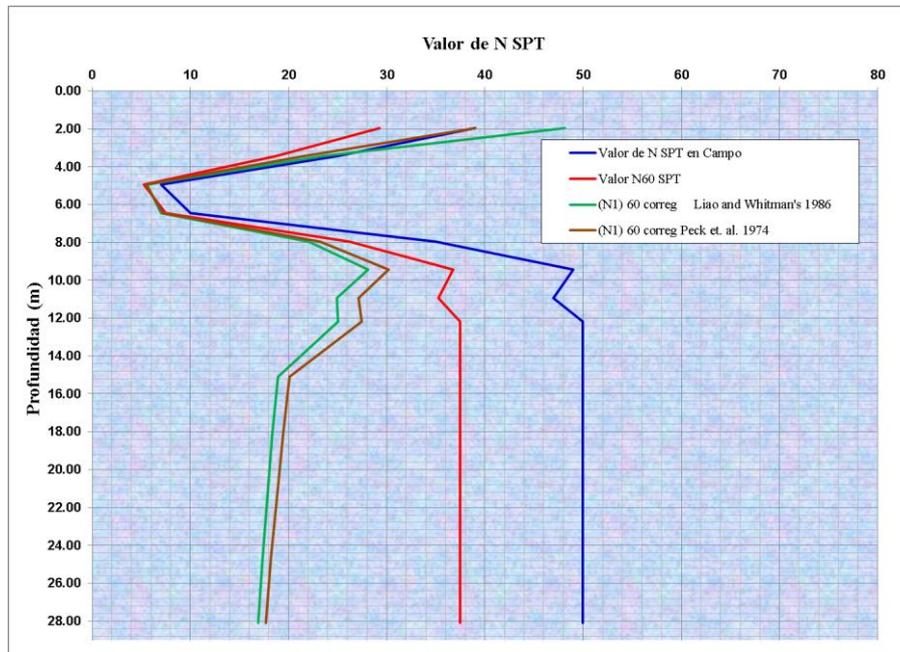


Figura 68. Resultados de la corrección de los valores NSPT para el punto PP-02.

La gráfica anterior muestra el comportamiento del terreno fundamentado en los valores N del ensayo SPT en campo y corregidos.

#### 4.2.3.2. Determinación de la susceptibilidad de Licuación

La tabla siguiente muestra el cálculo para el análisis de licuación para la perforación PP-02, considerando una máxima aceleración sísmica de 0.48, y una magnitud sísmica (M) de 8.

Tabla 39. Cálculo de la relación de resistencia cíclica  $M=7.50$  del suelo punto PP-02.

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Esfuerzo Total (T/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (T/m <sup>2</sup> )	N <sub>1</sub> (60)	Contenido de Finos (%)	$\Delta N_1(60)$ Corrección por Contenido de Finos	N <sub>1</sub> (60) CF	(CRR) M=7.5
1.95	SP-SM	3.69	3.69	39	--	--	--	--
3.45	SM	6.37	6.37	22	--	--	--	--
4.95	SP	8.85	8.85	5	--	--	--	--
6.45	SP-SM	11.36	11.36	7	--	--	--	--
7.95	ML	14.16	14.16	22	--	--	--	--
9.45	SP	17.11	17.11	28	--	--	--	--
10.95	SM	20.04	20.04	25	--	--	--	--
12.17	SM	22.45	22.45	25	--	--	--	--
15.10	SP-SM	28.23	26.79	19	11.65	2	21	0.22
18.10	SM	34.16	29.72	18	11.65	2	20	0.21
21.60	SP	41.07	33.13	18	14.49	3	21	0.22
24.60	SP-SM	47.00	36.06	17	14.49	3	20	0.21
28.10	SP	53.91	39.47	17	14.49	3	20	0.21

Tabla 40. Relación de resistencia cíclica  $M=8.00$  del suelo punto PP-02.

Profundidad (m)	K <sub>M</sub>	C <sub><math>\sigma</math></sub>	K <sub><math>\sigma</math></sub>	K <sub><math>\alpha</math></sub>	Relación de Resistencia cíclicas (CRR) <sub>M</sub>
1.95	--	--	--	--	--
3.45	--	--	--	--	--
4.95	--	--	--	--	--
6.45	--	--	--	--	--
7.95	--	--	--	--	--
9.45	--	--	--	--	--
10.95	--	--	--	--	--
12.17	--	--	--	--	--
15.10	0.93	0.128	0.87	2.00	0.35
18.10	0.93	0.125	0.86	2.00	0.34
21.60	0.93	0.123	0.85	2.00	0.34
24.60	0.93	0.121	0.84	2.00	0.33
28.10	0.93	0.119	0.84	2.00	0.32

Tabla 41. Relación de Tensiones cíclicas  $M=8.00$  y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-02.

Profundidad (m)	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	$r_d$	MSF	$(CSR)_{M=7.5}$	Relación de Tensiones cíclicas $(CSR)_M$	Factor Seguridad	Susceptibilidad de Licuación
1.95	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
3.45	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
4.95	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
6.45	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
7.95	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
9.45	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
10.95	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
12.17	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
15.10	-1.17	0.13	0.88	0.88	0.29	0.33	1.07	NO LICUABLE
18.10	-1.44	0.16	0.84	0.88	0.30	0.34	0.97	LICUABLE
21.60	-1.73	0.19	0.80	0.88	0.31	0.35	0.97	LICUABLE
24.60	-1.93	0.21	0.77	0.88	0.31	0.36	0.93	LICUABLE
28.10	-2.08	0.22	0.73	0.88	0.31	0.36	0.90	LICUABLE

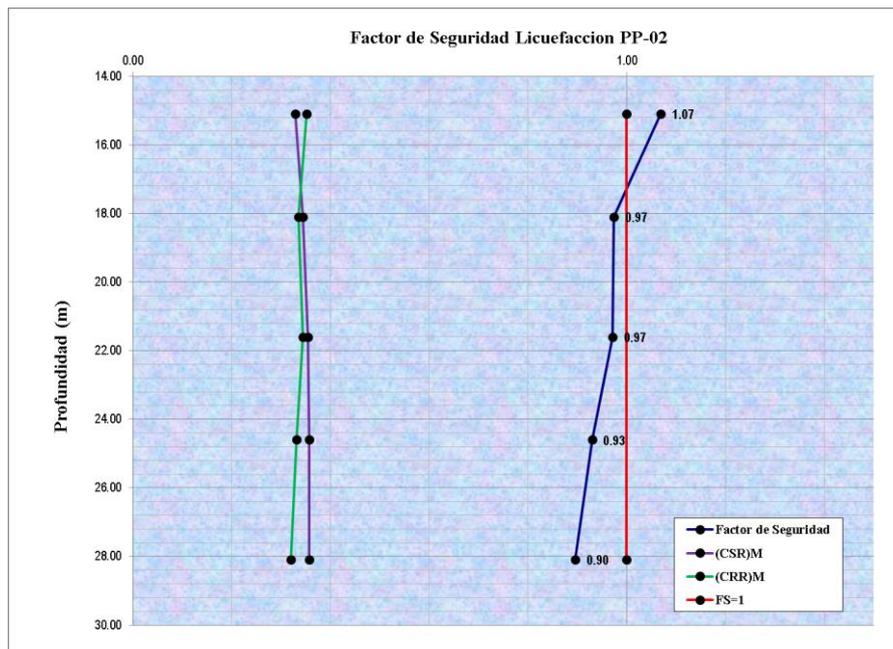


Figura 69. Susceptibilidad de licuación del punto PP-02.

El punto PP-02, es susceptible a la licuación a una profundidad de 18.10 m, con un rango de afectación que inicia a 17.20 metros de profundidad. El material predominante en esa capa es una arena fina mal gradada con limo (SP-SM), las cuales se encuentran en estado saturado ya que el nivel freático viene desde una profundidad de 13.66 metros con respecto a la

cota de altura; Cabe recalcar que el sismo que liberará el fenómeno licuación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, tendrá una magnitud de 8.00 Mw y una aceleración de 0.48 g.

#### 4.2.4. Análisis Licuación punto PP-03

##### 4.2.4.1. Corrección de los valores N del ensayo SPT

En la corrección de los valores N del ensayo SPT, se procedió a la obtención de los de los valores de esfuerzos suscitados en el terreno a profundidades donde se realizaron los ensayos SPT; El nivel freático en el presente punto explorado llegó a un nivel de 5.40 metros, la exploración se realizó a una cota de 9.00 metros sobre el nivel del mar.

Tabla 42. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-03.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor de N SPT en Campo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso Específico Agua $\gamma_w$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo Total (Tn/m <sup>2</sup> )	Presión Intersticial (Tn/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (Tn/m <sup>2</sup> )
1.95	SM	50	1.98	1.00	3.85	0.00	3.85
3.20	SM	50	1.98	1.00	6.32	0.00	6.32
4.85	SM	50	1.98	1.00	9.58	0.00	9.58
6.45	SP	50	2.08	1.00	12.90	1.05	11.85
8.20	SP	50	2.08	1.00	16.53	2.80	13.73
10.10	SP	50	2.08	1.00	20.47	4.70	15.77
12.77	SP-SM	50	2.10	1.00	26.08	7.37	18.71
15.10	SP-SM	50	2.10	1.00	30.97	9.70	21.27
18.15	SM	50	2.10	1.00	37.38	12.75	24.63
21.35	SP	50	2.10	1.00	44.10	15.95	28.15
24.45	SM	50	2.10	1.00	50.61	19.05	31.56

Para la corrección de los valores  $N_{SPT}$  obtenidas en campo, se tomaron en cuenta los factores de corrección: Eficiencia del martillo (EH), diámetro de perforación (CB), Muestra con o sin revestimiento (CS) y la longitud del varillaje (CR), cuyos valores reacondicionan los resultados de los trabajos realizados en campo.

Tabla 43. Valores de los factores para la corrección de los valores  $N_{SPT}$  Punto PP-03.

EH	CB	CS	CR
0.60	1.00	1.00	0.75

Tabla 44. Resultados de los valores  $N_{spt}$  corregidos para el punto PP-03.

Profundidad (m)	Valor $N_{60}$ SPT	Corrección Presión de Sobrecarga *	Corrección Presión de Sobrecarga **	$(N1)_{60}$ *	$(N1)_{60}$ **	Corrección por presencia del nivel freático	$(N1)_{60}$ correg *	$(N1)_{60}$ correg **
		CN	CN					
1.95	38	1.61	1.32	60	50	--	60	50
3.20	38	1.26	1.16	47	43	--	47	43
4.85	38	1.02	1.02	38	38	--	38	38
6.45	38	0.92	0.95	35	36	Arena Fina	25	25
8.20	38	0.86	0.90	32	34	Arena Fina	24	24
10.10	38	0.81	0.86	30	32	Arena Fina	23	24
12.77	38	0.75	0.81	28	30	Arena Fina	22	23
15.10	38	0.70	0.77	26	29	Arena Fina	21	22
18.15	38	0.66	0.72	25	27	Arena Fina	20	21
21.35	38	0.62	0.68	23	25	Arena Fina	19	20
24.45	38	0.58	0.64	22	24	Arena Fina	18	20

\*Factores y resultados basados en la metodología de Liao and Whitman's (1986).

\*\*Factores y resultados basados en la metodología de Peck et. al. (1974)

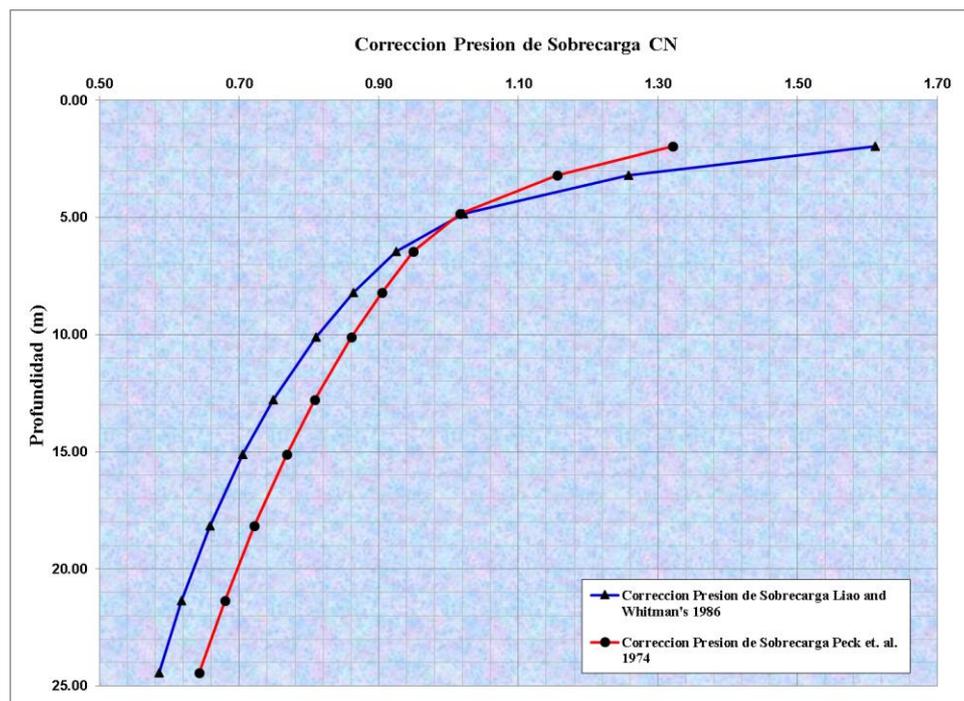


Figura 70. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-03.

El siguiente gráfico muestra el comportamiento del terreno fundamentado en los valores  $N$  del ensayo SPT en campo y corregidos. Para la determinación del análisis de licuación se tomarán los valores críticos, es decir, la envolvente de los valores  $N$  del ensayo SPT.

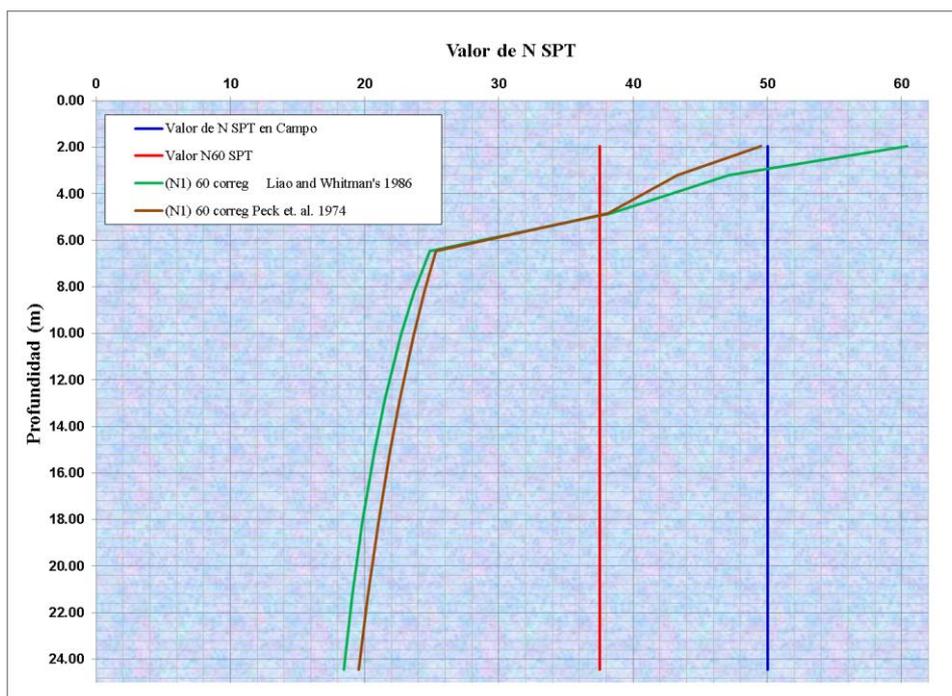


Figura 71. Resultados de la corrección de los valores NSPT para el punto PP-03.

#### 4.2.4.2. Determinación de la susceptibilidad de Licuación

La tabla siguiente muestra el cálculo para el análisis de licuación para la perforación PP-03, considerando una máxima aceleración sísmica de 0.48, y una magnitud sísmica (M) de 8.

Tabla 45. Cálculo de la relación de resistencia cíclica  $M=7.50$  del suelo punto PP-03.

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Esfuerzo Total (T/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (T/m <sup>2</sup> )	N <sub>1</sub> (60)	Contenido de Finos (%)	$\Delta N_1(60)$ Corrección por Contenido de Finos	N <sub>1</sub> (60) CF	(CRR) $M=7.5$
1.95	SM	3.85	3.85	50	--	--	--	--
3.20	SM	6.32	6.32	43	--	--	--	--
4.85	SM	9.58	9.58	38	4.69	0	38	2.34
6.45	SP	12.74	11.69	25	1.51	0	25	0.30
8.20	SP	16.20	13.40	24	0.37	0	24	0.28
10.10	SP	19.95	15.25	23	0.37	0	23	0.24
12.77	SP-SM	25.22	17.85	22	11.30	2	23	0.25
15.10	SP-SM	29.82	20.12	21	9.17	1	22	0.23
18.15	SM	35.85	23.10	20	11.65	2	22	0.23
21.35	SP	42.17	26.22	19	11.65	2	21	0.22
24.45	SM	48.29	29.24	18	14.49	3	22	0.23

Tabla 46. Relación de resistencia cíclica  $M=8.00$  del suelo punto PP-03.

Profundidad (m)	$K_M$	$C_\sigma$	$K_\sigma$	$K_\alpha$	Relación de Resistencia cíclicas $(CRR)_M$
1.95	--	--	--	--	--
3.20	--	--	--	--	--
4.85	0.93	0.32	1.00	2.00	4.34
6.45	0.93	0.16	0.97	2.00	0.54
8.20	0.93	0.16	0.95	2.00	0.49
10.10	0.93	0.15	0.94	2.00	0.42
12.77	0.93	0.14	0.92	2.00	0.43
15.10	0.93	0.14	0.90	2.00	0.38
18.15	0.93	0.13	0.89	1.00	0.19
21.35	0.93	0.13	0.88	1.00	0.18
24.45	0.93	0.13	0.86	1.00	0.18

Tabla 47. Relación de Tensiones cíclicas  $M=8.00$  y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-03.

Profundidad (m)	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	$r_d$	MSF	$(CSR)_{M=7.5}$	Relación de Tensiones cíclicas $(CSR)_M$	Factor Seguridad	Susceptibilidad de Licuación
1.95	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
3.20	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
4.85	-0.26	0.03	0.98	0.88	0.30	0.35	12.48	NO LICUABLE
6.45	-0.38	0.04	0.96	0.88	0.33	0.37	1.44	NO LICUABLE
8.20	-0.52	0.06	0.95	0.88	0.36	0.41	1.20	NO LICUABLE
10.10	-0.69	0.08	0.93	0.88	0.38	0.43	0.98	LICUABLE
12.77	-0.94	0.10	0.90	0.88	0.40	0.45	0.95	LICUABLE
15.10	-1.17	0.13	0.88	0.88	0.40	0.46	0.82	LICUABLE
18.15	-1.45	0.16	0.84	0.88	0.41	0.46	0.41	LICUABLE
21.35	-1.71	0.19	0.80	0.88	0.40	0.46	0.39	LICUABLE
24.45	-1.92	0.21	0.77	0.88	0.40	0.45	0.40	LICUABLE

El punto PP-03, es susceptible a la licuación a una profundidad de 10.10 m, con un rango de afectación que inicia a 9.80 metros de profundidad. El material predominante en esa capa es una arena fina mal gradada (SP), arena fina mal gradada con limo (SP-SM) y arena fina con limo (SM), las cuales se encuentran en estado saturado ya que el nivel freático viene desde una profundidad de 5.40 metros con respecto a la cota de altura; Cabe recalcar que el sismo que

liberará el fenómeno licuación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, tendrá una magnitud de 8.00 Mw y una aceleración de 0.48 g.

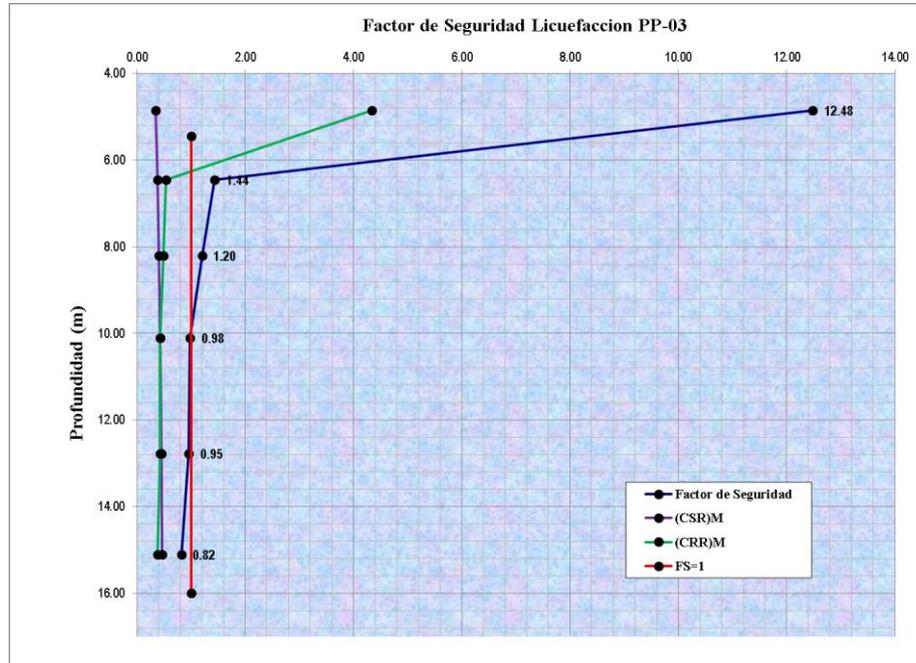


Figura 72. Susceptibilidad de licuación del punto PP-03.

#### 4.2.5. Análisis Licuación punto PP-04

##### 4.2.5.1. Corrección de los valores N del ensayo SPT

Para la corrección de los valores N del ensayo SPT, se procedió a la obtención de los de los valores de esfuerzos suscitados en el terreno a profundidades donde se realizaron los ensayos SPT; El nivel freático en el presente punto explorado llegó a un nivel de 4.22 metros, la exploración se realizó a una cota de 6.00 metros sobre el nivel del mar.

Tabla 48. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-04.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor de N SPT en Campo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso Específico Agua $\gamma_w$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo Total (Tn/m <sup>2</sup> )	Presión Intersticial (Tn/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (Tn/m <sup>2</sup> )
1.90	SM	50	1.98	1.00	3.75	0.00	3.75
3.90	SM	50	1.98	1.00	7.70	0.00	7.70
5.45	SP-SM	30	1.86	1.00	10.58	1.23	9.35
6.70	SP-SM	50	2.03	1.00	13.11	2.48	10.63

<b>8.40</b>	SP-SM	50	2.08	1.00	16.64	4.18	12.46
<b>9.95</b>	SP-SM	20	1.79	1.00	19.41	5.73	13.68
<b>12.90</b>	SP-SM	50	2.10	1.00	25.61	8.68	16.93
<b>15.95</b>	SP-SM	12	1.72	1.00	30.85	11.73	19.12
<b>18.50</b>	SP-SM	50	2.10	1.00	36.21	14.28	21.93
<b>21.70</b>	SM	50	2.10	1.00	42.93	17.48	25.45

Para la corrección de los valores NSPT obtenidas en campo, se tomaron en cuenta los factores de corrección: Eficiencia del martillo (EH), diámetro de perforación (CB), Muestra con o sin revestimiento (CS) y la longitud del varillaje (CR), cuyos valores reacondicionan los resultados de los trabajos realizados en campo.

Tabla 49. Valores de los factores para la corrección de los valores  $N_{SPT}$  Punto PP-04.

<b>EH</b>	<b>CB</b>	<b>CS</b>	<b>CR</b>
0.60	1.00	1.00	0.75

Tabla 50. Resultados de los valores  $N_{SPT}$  corregidos para el punto PP-04.

Profundidad (m)	Valor N60 SPT	Corrección Presión de Sobrecarga *	Corrección Presión de Sobrecarga **	(N1)60 *	(N1)60 **	Corrección por presencia del nivel freático	(N1) 60 correg *	(N1) 60 correg **
		CN	CN					
<b>1.90</b>	38	1.63	1.33	61	50	--	61	50
<b>3.90</b>	38	1.14	1.09	43	41	--	43	41
<b>5.45</b>	23	1.04	1.03	23	23	Arena Fina	19	19
<b>6.70</b>	38	0.97	0.98	37	37	Arena Fina	26	26
<b>8.40</b>	38	0.91	0.94	34	35	Arena Fina	24	25
<b>9.95</b>	15	0.87	0.91	13	14	Arena Fina	14	14
<b>12.90</b>	38	0.79	0.84	29	32	Arena Fina	22	23
<b>15.95</b>	9	0.74	0.80	7	7	Arena Fina	11	11
<b>18.50</b>	38	0.69	0.76	26	28	Arena Fina	20	22
<b>21.70</b>	38	0.65	0.71	24	27	Arena Fina	20	21

\*Factores y resultados basados en la metodología de Liao and Whitman's (1986).

\*\*Factores y resultados basados en la metodología de Peck et. al. (1974)

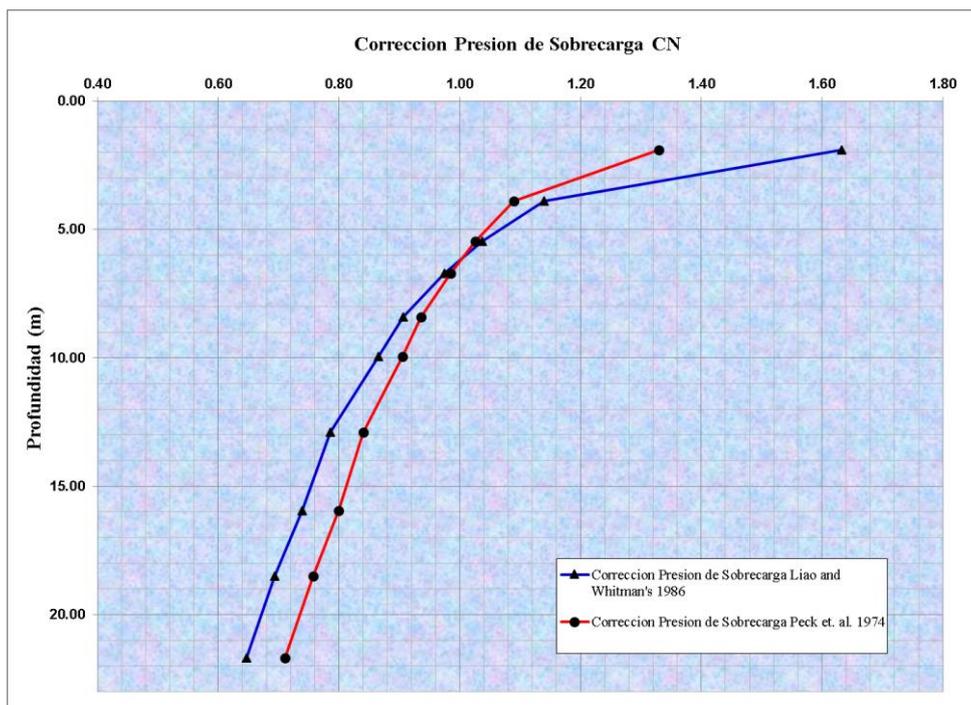


Figura 74. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-04.

El siguiente gráfico muestra el comportamiento del terreno fundamentado en los valores N del ensayo SPT en campo y corregidos. Para la determinación del análisis de licuación se tomarán los valores críticos, es decir, la envolvente de los valores N del ensayo SPT.

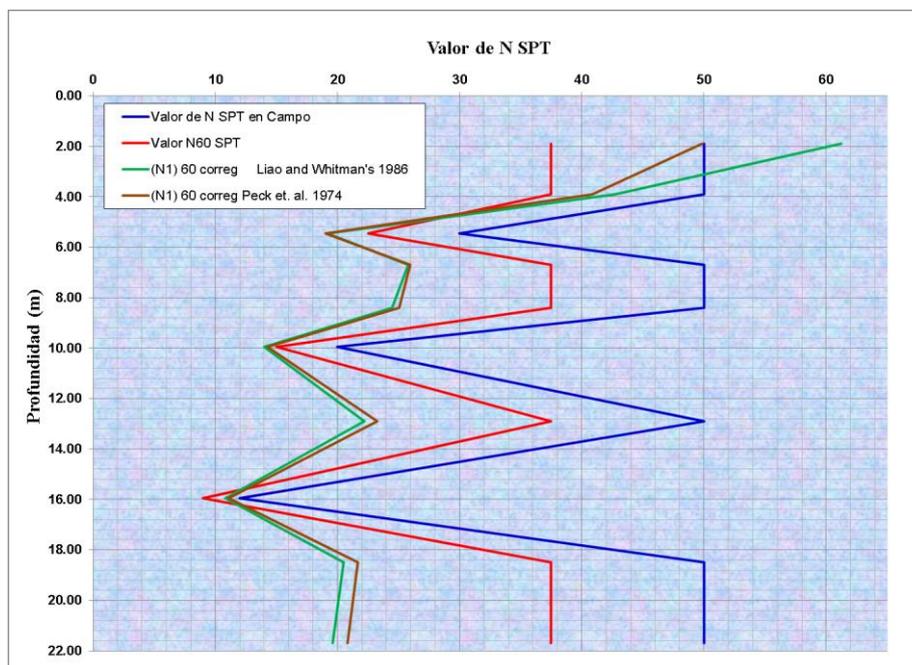


Figura 73. Resultados de la corrección de los valores  $N_{SPT}$  para el punto PP-04.

#### 4.2.5.2. Determinación de la susceptibilidad de Licuación

La tabla siguiente muestra el cálculo para el análisis de licuación para la perforación PP-04, considerando una máxima aceleración sísmica de 0.48, y una magnitud sísmica (M) de 8.

Tabla 51. Cálculo de la relación de resistencia cíclica  $M=7.50$  del suelo punto PP-04.

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Esfuerzo Total (T/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (T/m <sup>2</sup> )	N1(60)	Contenido de Finos (%)	$\Delta N1(60)$ Corrección por Contenido de Finos	N1(60)CF	(CRR) M=7.5
1.90	SM	3.75	3.75	50	--	--	--	--
3.90	SM	7.70	7.70	41	--	--	--	--
5.45	SP-SM	10.53	9.30	19	11.31	1.75	21	0.22
6.70	SP-SM	13.00	10.52	26	11.50	1.84	28	0.37
8.40	SP-SM	16.36	12.18	24	8.43	0.50	25	0.29
9.95	SP-SM	19.07	13.34	14	10.83	1.53	16	0.16
12.90	SP-SM	24.90	16.22	22	6.94	0.12	22	0.24
15.95	SP-SM	30.05	18.32	9	6.26	0.04	9	0.11

Tabla 52. Relación de resistencia cíclica  $M=8.00$  del suelo punto PP-04.

Profundidad (m)	KM	$C\sigma$	$K\sigma$	$K\alpha$	Relación de Resistencia cíclicas (CRR)M
1.90	--	--	--	--	--
3.90	--	--	--	--	--
5.45	0.93	0.13	1.00	2.00	0.40
6.70	0.93	0.17	0.99	2.00	0.68
8.40	0.93	0.16	0.97	2.00	0.52
9.95	0.93	0.11	0.97	2.00	0.29
12.90	0.93	0.15	0.93	2.00	0.41
15.95	0.93	0.09	0.95	2.00	0.20

Tabla 53. Relación de Tensiones cíclicas  $M=8.00$  y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-04.

Profundidad (m)	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	$r_d$	MSF	(CSR) <sub>M=7.5</sub>	Relación de Tensiones cíclicas (CSR) <sub>M</sub>	Factor Seguridad	Susceptibilidad de Licuación
1.90	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
3.90	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
5.45	-0.30	0.03	0.97	0.88	0.34	0.39	1.02	NO LICUABLE
6.70	-0.40	0.04	0.96	0.88	0.37	0.42	1.60	NO LICUABLE
8.40	-0.54	0.06	0.95	0.88	0.40	0.45	1.15	NO LICUABLE
9.95	-0.68	0.08	0.93	0.88	0.42	0.47	0.61	LICUABLE
12.90	-0.96	0.11	0.90	0.88	0.43	0.49	0.84	LICUABLE
15.95	-1.25	0.14	0.87	0.88	0.44	0.51	0.39	LICUABLE

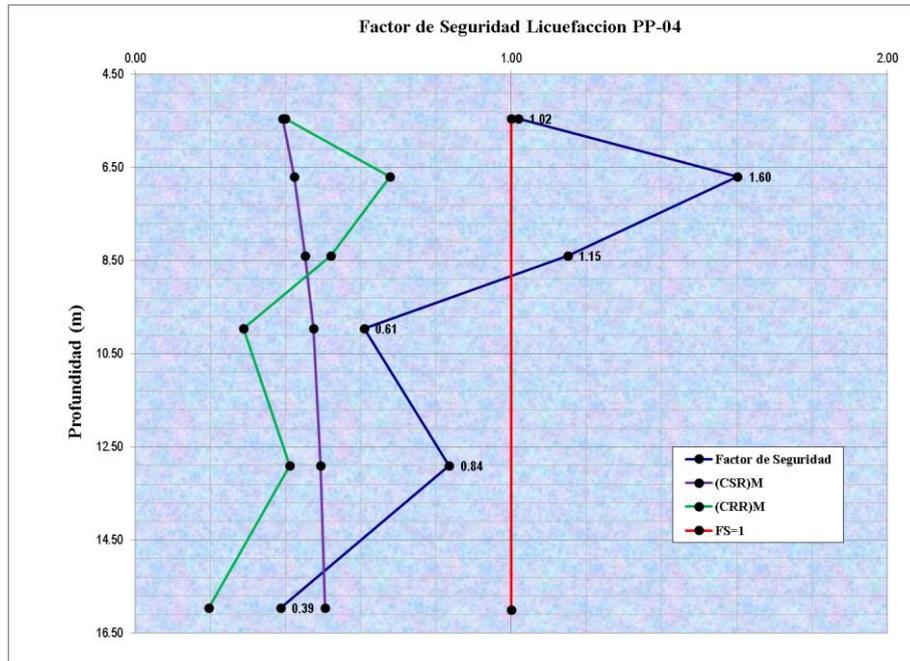


Figura 75. Susceptibilidad de licuación del punto PP-04.

El punto PP-04, es susceptible a la licuación a una profundidad de 9.95 m, con un rango de afectación que inicia a 8.80 metros de profundidad. El material predominante en esa capa es arena fina mal gradada con limo (SP-SM), las cuales se encuentran en estado saturado ya que el nivel freático viene desde una profundidad de 4.22 metros con respecto a la cota de altura; Cabe recalcar que el sismo que liberará el fenómeno licuación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, tendrá una magnitud de 8.00 Mw y una aceleración de 0.48 g.

#### 4.2.6. Análisis Licuación punto PP-05

##### 4.2.6.1. Corrección de los valores N del ensayo SPT

Para la corrección de los valores N del ensayo SPT, se procedió a la obtención de los de los valores de esfuerzos suscitados en el terreno a profundidades donde se realizaron los ensayos SPT; El nivel freático en el presente punto explorado llegó a un nivel de 6.60 metros, la exploración se realizó a una cota de 11.00 metros sobre el nivel del mar.

Tabla 54. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-05.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor de N SPT en Campo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso Específico Agua $\gamma_w$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo Total (Tn/m <sup>2</sup> )	Presión Intersticial (Tn/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (Tn/m <sup>2</sup> )
1.95	SP-SM	32	1.84	1.00	3.59	0.00	3.59
3.45	SP	67	2.10	1.00	6.74	0.00	6.74
4.75	SP-SM	50	1.98	1.00	9.31	0.00	9.31
6.05	SP-SM	50	1.98	1.00	11.88	0.00	11.88
7.60	SW-SM	50	1.98	1.00	14.94	1.00	13.94
9.95	SP	11	1.68	1.00	18.89	3.35	15.54
12.85	SP-SM	50	1.98	1.00	24.62	6.25	18.37
15.95	SP-SM	50	1.98	1.00	30.74	9.35	21.39
18.95	SP	45	1.94	1.00	36.55	12.35	24.20
22.05	SP	80	2.20	1.00	43.37	15.45	27.92

Para la corrección de los valores  $N_{SPT}$  obtenidas en campo, se tomaron en cuenta los factores de corrección: Eficiencia del martillo (EH), diámetro de perforación (CB), Muestra con o sin revestimiento (CS) y la longitud del varillaje (CR), cuyos valores reacondicionan los resultados de los trabajos realizados en campo.

Tabla 55. Valores de los factores para la corrección de los valores  $N_{SPT}$  Punto PP-05.

EH	CB	CS	CR
0.60	1.00	1.00	0.75

Tabla 56. Resultados de los valores  $N_{SPT}$  corregidos para el punto PP-05.

Profundidad (m)	Valor N60 SPT	Corrección Presión de Sobrecarga *	Corrección Presión de Sobrecarga **	(N1)60 *	(N1)60 **	Corrección por presencia del nivel freático	(N1)60 correg *	(N1)60 correg **
		CN	CN				*	**
1.95	24	1.67	1.34	40	32	--	40	32
3.45	50	1.22	1.13	61	57	--	61	57
4.75	38	1.04	1.03	39	38	--	39	38
6.05	38	0.92	0.94	34	35	--	34	35
7.60	38	0.85	0.89	32	33	Arena Fina	23	24
9.95	8	0.80	0.85	7	7	Arena Fina	11	11
12.85	38	0.74	0.80	28	30	Arena Fina	21	22
15.95	38	0.68	0.75	26	28	Arena Fina	20	22
18.95	34	0.64	0.71	22	24	Arena Fina	18	19
22.05	60	0.60	0.66	36	40	Arena Fina	25	27

\*Factores y resultados basados en la metodología de Liao and Whitman's (1986).

\*\*Factores y resultados basados en la metodología de Peck et. al. (1974)

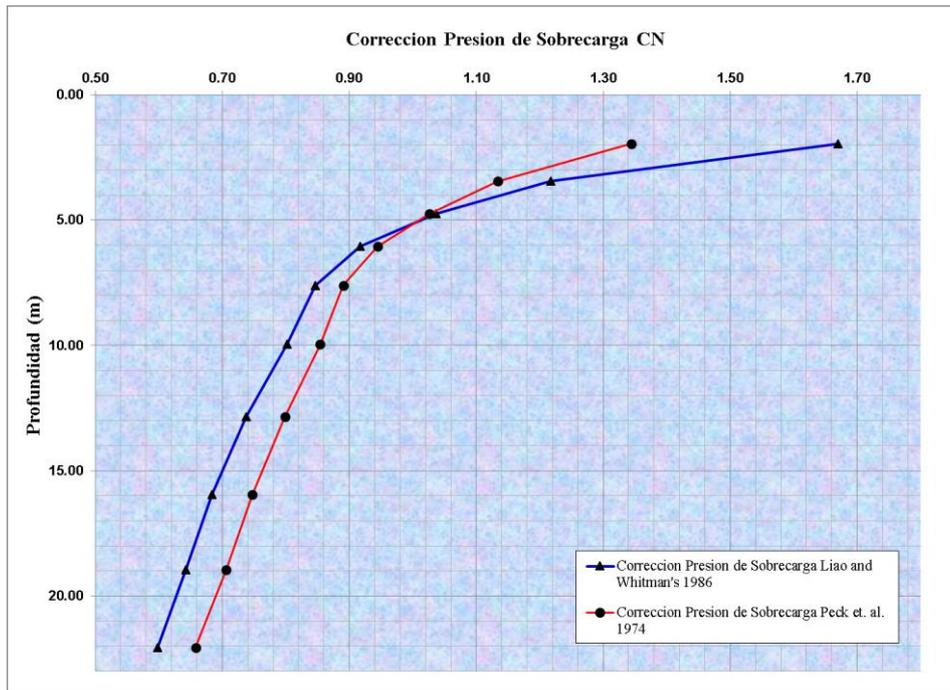


Figura 77. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-05.

El siguiente gráfico muestra el comportamiento del terreno fundamentado en los valores N del ensayo SPT en campo y corregidos. Para la determinación del análisis de licuación se tomarán los valores críticos, es decir, la envolvente de los valores N del ensayo SPT.

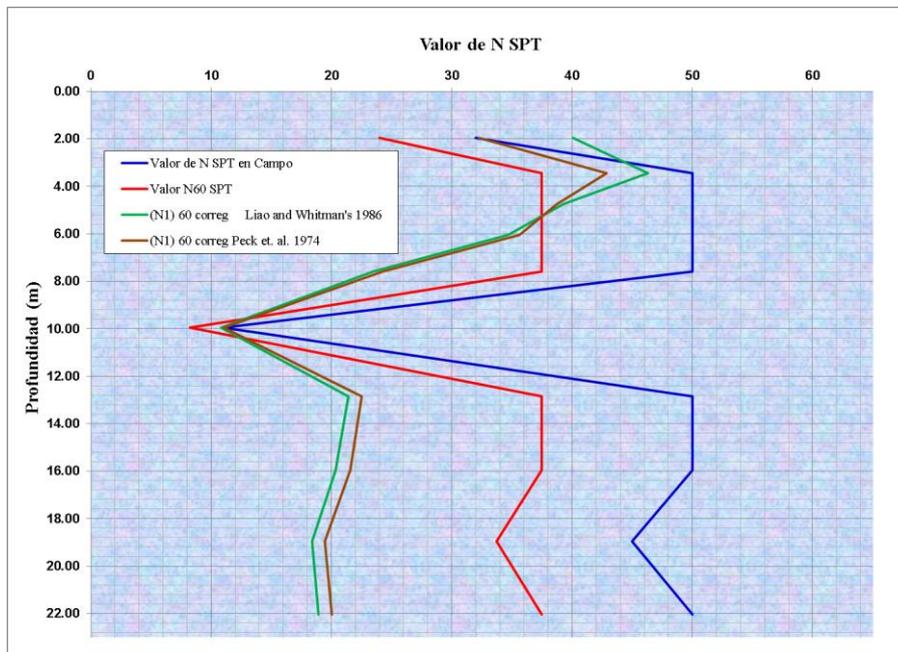


Figura 76. Resultados de la corrección de los valores  $N_{SPT}$  para el punto PP-05.

#### 4.2.6.2. Determinación de la susceptibilidad de Licuación

La tabla siguiente muestra el cálculo para el análisis de licuación para la perforación PP-05, considerando una máxima aceleración sísmica de 0.48, y una magnitud sísmica (M) de 8.

Tabla 57. Cálculo de la relación de resistencia cíclica  $M=7.50$  del suelo punto PP-05.

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Esfuerzo Total (T/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (T/m <sup>2</sup> )	N1(60)	Contenido de Finos (%)	$\Delta N1(60)$ Corrección por Contenido de Finos	N1(60) CF	(CRR)M =7.5
1.95	SP-SM	3.59	3.59	24	--	--	--	--
3.45	SP	6.55	6.55	38	--	--	--	--
4.75	SP-SM	9.12	9.12	38	--	--	--	--
6.05	SP-SM	11.69	11.69	35	--	--	--	--
7.60	SW-SM	14.75	13.75	23	8.59	0.56	24	0.27
9.95	SP	18.70	15.35	8	0.48	0.00	8	0.11
12.85	SP-SM	24.43	18.18	21	7.19	0.17	22	0.23
15.95	SP-SM	30.55	21.20	20	9.10	0.76	21	0.22
18.95	SP	36.36	24.01	18	0.81	0.00	18	0.19
22.05	SP	42.49	27.04	19	1.03	0.00	19	0.19

Tabla 58. Relación de resistencia cíclica  $M=8.00$  del suelo punto PP-05.

Profundidad (m)	KM	$C\sigma$	$K\sigma$	$K\alpha$	Relación de Resistencia cíclicas (CRR)M
1.95	--	--	--	--	--
3.45	--	--	--	--	--
4.75	--	--	--	--	--
6.05	--	--	--	--	--
7.60	0.93	0.15	0.95	2.00	0.48
9.95	0.93	0.09	0.96	2.00	0.19
12.85	0.93	0.14	0.92	2.00	0.39
15.95	0.93	0.14	0.90	2.00	0.37
18.95	0.93	0.13	0.89	2.50	0.39
22.05	0.93	0.13	0.87	2.50	0.39

Tabla 59. Relación de Tensiones cíclicas  $M=8.00$  y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-05.

Profundidad (m)	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	rd	MSF	(CSR) M=7.5	Relación de Tensiones cíclicas (CSR)M	Factor Seguridad	Susceptibilidad de Licuación
1.95	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
3.45	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
4.75	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
6.05	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE

<b>7.60</b>	-0.47	0.05	0.95	0.88	0.32	0.36	1.30	<b>NO LICUABLE</b>
<b>9.95</b>	-0.68	0.08	0.93	0.88	0.35	0.40	0.47	<b>LICUABLE</b>
<b>12.85</b>	-0.95	0.11	0.90	0.88	0.38	0.43	0.89	<b>LICUABLE</b>
<b>15.95</b>	-1.25	0.14	0.87	0.88	0.39	0.44	0.83	<b>LICUABLE</b>
<b>18.95</b>	-1.52	0.17	0.83	0.88	0.39	0.45	0.86	<b>LICUABLE</b>
<b>22.05</b>	-1.76	0.19	0.80	0.88	0.39	0.45	0.88	<b>LICUABLE</b>

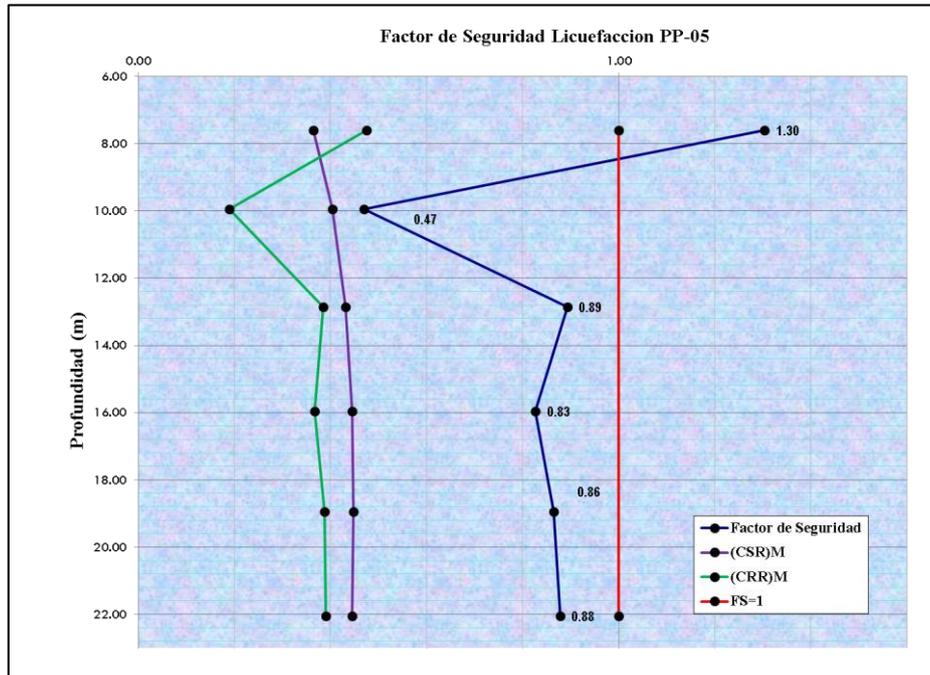


Figura 78. Susceptibilidad de licuación del punto PP-05.

El punto PP-05, es susceptible a la licuación a una profundidad de 9.95 m, con un rango de afectación que inicia a 8.20 metros de profundidad. El material predominante en esa capa es arena fina mal gradada con limo (SP-SM), arena fina mal gradada (SP), las cuales se encuentran en estado saturado ya que el nivel freático viene desde una profundidad de 6.60 metros con respecto a la cota de altura; Cabe recalcar que el sismo que liberará el fenómeno licuación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, tendrá una magnitud de 8.00 Mw y una aceleración de 0.48 g.

#### 4.2.7. Análisis Licuación punto PP-06

##### 4.2.7.1. Corrección de los valores N del ensayo SPT

Para la corrección de los valores N del ensayo SPT, se procedió a la obtención de los de los valores de esfuerzos suscitados en el terreno a profundidades donde se realizaron los ensayos SPT; el nivel freático en el presente punto explorado llegó a un nivel de 2.70 metros, la exploración se realizó a una cota de 5.00 metros sobre el nivel del mar.

Tabla 60. Cálculo de esfuerzos en el punto PP-06.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor de N SPT en Campo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Peso Específico Agua $\gamma_w$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Esfuerzo Total (Tn/m <sup>2</sup> )	Presión Intersticial (Tn/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (Tn/m <sup>2</sup> )
1.50	SP-SM	42	1.92	1.00	2.87	0.00	2.87
3.00	SM	50	1.98	1.00	5.84	0.00	5.84
4.50	SP	50	1.98	1.00	8.80	0.00	8.80
6.50	SP	50	1.98	1.00	12.75	0.00	12.75
8.00	SP	50	1.98	1.00	15.71	1.40	14.31

Para la corrección de los valores NSPT obtenidas en campo, se tomaron en cuenta los factores de corrección: Eficiencia del martillo (EH), diámetro de perforación (CB), Muestra con o sin revestimiento (CS) y la longitud del varillaje (CR), cuyos valores reacondicionan los resultados de los trabajos realizados en campo.

Tabla 61. Valores de los factores para la corrección de los valores  $N_{SPT}$  Punto PP-06.

EH	CB	CS	CR
0.60	1.00	1.00	0.75

Tabla 62. Resultados de los valores NSPT corregidos para el punto PP-06.

Profundidad (m)	Valor N60 SPT	Corrección Presión de Sobrecarga *	Corrección Presión de Sobrecarga **	(N1)60 *	(N1)60 **	Corrección por presencia del nivel freático	(N1)60 correg *	(N1)60 correg **
		CN	CN				*	**
1.50	32	1.87	1.42	59	45	--	59	45
3.00	38	1.31	1.18	49	44	Arena Fina	32	44
4.50	38	1.07	1.04	40	39	Arena Fina	27	27
6.50	38	0.89	0.92	33	35	Arena Fina	24	25
8.00	38	0.84	0.88	31	33	Arena Fina	23	24

\*Factores y resultados basados en la metodología de Liao and Whitman's (1986).

\*\*Factores y resultados basados en la metodología de Peck et. al. (1974)

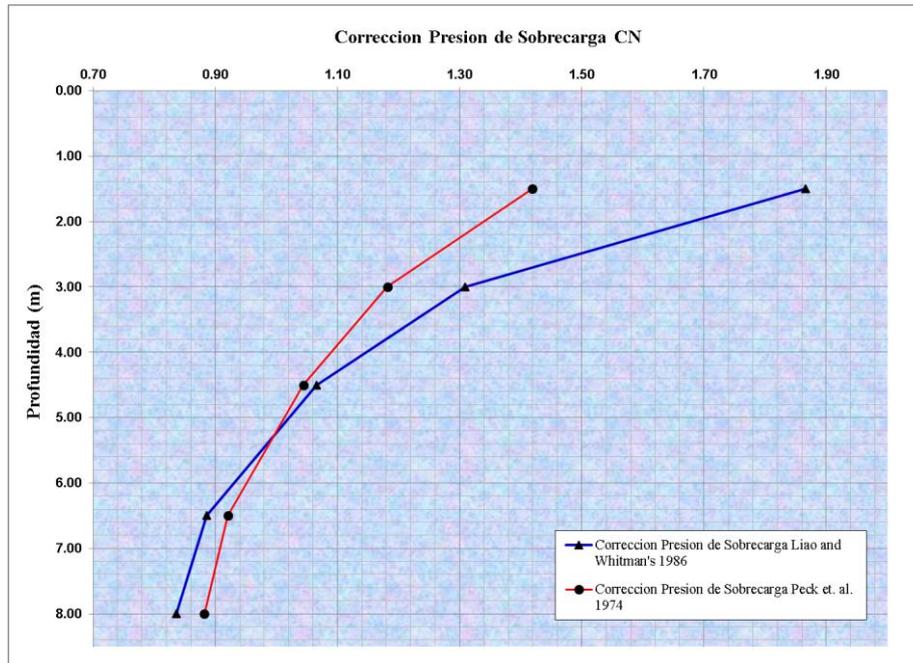


Figura 80. Variación de los valores de corrección de presión de sobrecarga con respecto a la profundidad para el punto PP-06.

El siguiente gráfico muestra el comportamiento del terreno fundamentado en los valores N del ensayo SPT en campo y corregidos. Para la determinación del análisis de licuación se tomarán los valores críticos, es decir, la envolvente de los valores N del ensayo SPT.

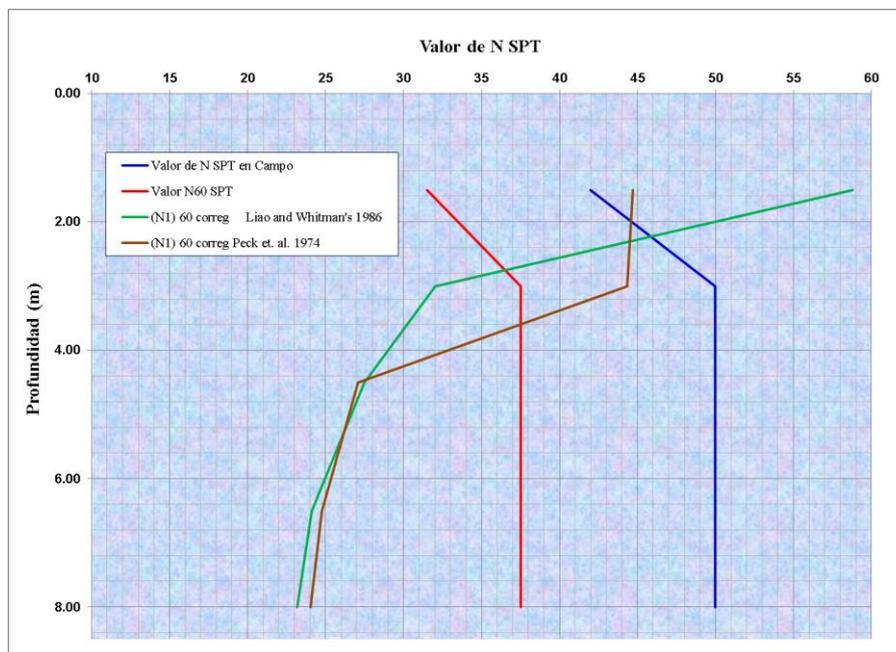


Figura 79. Resultados de la corrección de los valores  $N_{SPT}$  para el punto PP-06.

#### 4.2.7.2. Determinación de la susceptibilidad de Licuación

La tabla siguiente muestra el cálculo para el análisis de licuación para la perforación PP-06, considerando una máxima aceleración sísmica de 0.48, y una magnitud sísmica (M) de 8.

Tabla 63. Cálculo de la relación de resistencia cíclica  $M=7.50$  del suelo punto PP-06.

Profundidad (m)	Clasificación SUCS	Esfuerzo Total (T/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Efectivo (T/m <sup>2</sup> )	N1(60)	Contenido de Finos (%)	$\Delta N1(60)$ Corrección por Contenido de Finos	N1(60) CF	(CRR) $M=7.5$
1.50	SP-SM	2.87	2.87	24	--	--	--	--
3.00	SM	5.84	5.84	38	13.85	2.84	40	4.63
4.50	SP	8.80	8.80	38	2.12	0.00	38	1.99
6.50	SP	12.75	12.75	35	1.91	0.00	35	1.04
8.00	SP	15.71	14.31	23	1.39	0.00	23	0.26

Tabla 64. Relación de resistencia cíclica  $M=8.00$  del suelo punto PP-06.

Profundidad (m)	$K_M$	$C_\sigma$	$K_\sigma$	$K_\alpha$	Relación de Resistencia cíclicas (CRR)M
1.50	--	--	--	--	--
3.00	0.93	0.30	1.00	2.00	8.59
4.50	0.93	0.30	1.00	2.00	3.69
6.50	0.93	0.26	0.94	2.00	1.81
8.00	0.93	0.15	0.95	2.00	0.45

Tabla 65. Relación de Tensiones cíclicas  $M=8.00$  y Susceptibilidad de Licuación del suelo punto PP-06.

Profundidad (m)	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	Rd	MSF	(CSR)M=7.5	Relación de Tensiones cíclicas (CSR)M	Factor Seguridad	Susceptibilidad de Licuación
1.50	--	--	--	--	--	--	--	NO LICUABLE
3.00	-0.13	0.02	0.99	0.88	0.31	0.35	24.38	NO LICUABLE
4.50	-0.23	0.03	0.98	0.88	0.31	0.35	10.57	NO LICUABLE
6.50	-0.38	0.04	0.96	0.88	0.30	0.34	5.27	NO LICUABLE
8.00	-0.50	0.06	0.95	0.88	0.33	0.37	1.22	NO LICUABLE

El punto PP-06, no es susceptible a la licuación. El material predominante en esa capa es arena fina mal gradada con limo (SP-SM), arena fina mal gradada (SP) y arena fina limosa (SP), las cuales se encuentran en estado saturado ya que el nivel freático viene desde una

profundidad de 2.70 metros con respecto a la cota de altura; Cabe recalcar que el sismo que liberará el fenómeno licuación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, tendrá una magnitud de 8.00 Mw y una aceleración de 0.48 g.

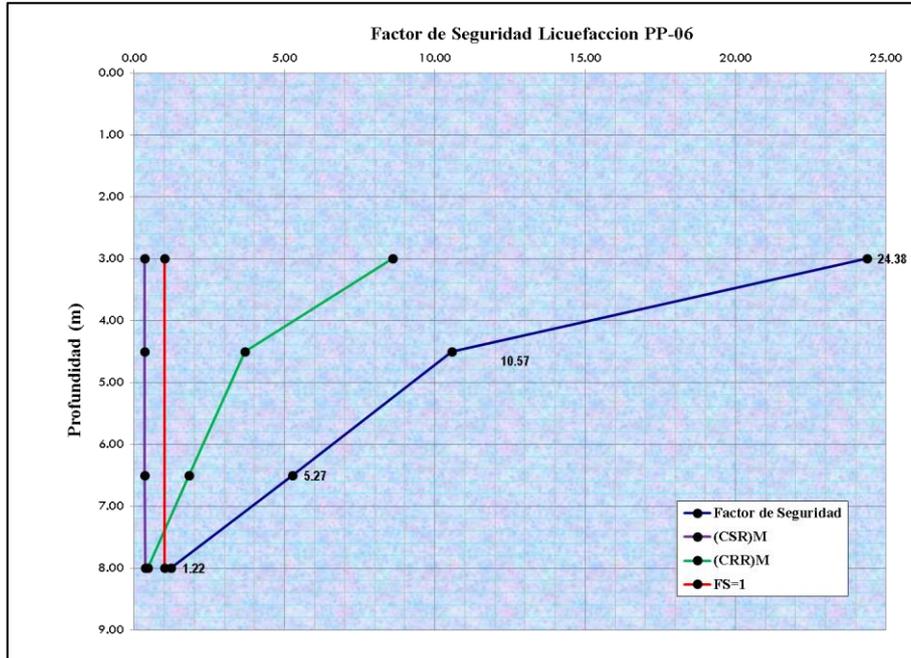


Figura 81. Susceptibilidad de licuación del punto PP-06.

### 4.3. Propuesta de cimentación superficial para estructuras especiales

La comunidad campesina de Llanavilla, está rodeado por terminales de tanques de almacenamiento de derivados de petróleo con cargas considerables, para este efecto, se tomaron en cuenta tanques de almacenamientos cilíndricos y esféricos dispuestos con las características que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 66. Datos de las estructuras especiales.

Punto Sondeado	Tipo de Tanque	Diámetro de Tanque (m)	Altura de Tanque (m)	Volumen neto (m3)
PP-01	Cilíndrico	20.00	24.00	6786.00
PP-02	Cilíndrico	27.00	32.00	17406.00
PP-03	Esférico	26.50	--	8414.00
PP-04	Esférico	26.00	--	8414.00
PP-05	Cilíndrico	32.00	18.00	13753.00

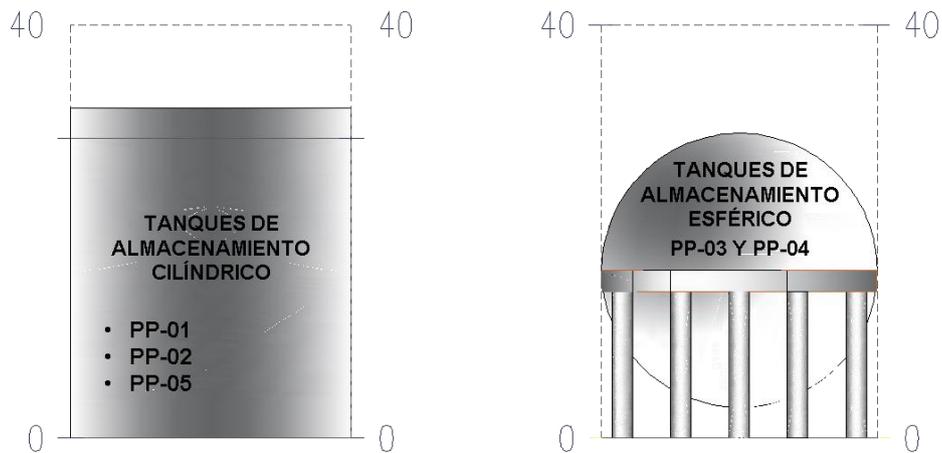


Figura 82. Estructuras especiales de acuerdo a los puntos de sondeo.

#### 4.3.1. Propuesta de cimentación superficial PP-01

Se presentan los cálculos de la cimentación superficial para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-01

##### 4.3.1.1. Parámetros geotécnicos para modelamiento

La siguiente tabla muestra las propiedades de los materiales, tales como, densidad relativa, ángulo de fricción interna, módulos de elasticidad obtenidos de las correlaciones del valor N del ensayo de penetración estándar, las cuales serán datos para el modelamiento del suelo de la Comunidad Campesina de Llanavilla.

Tabla 67. Parámetros geotécnicos del punto PP-01.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Densidad Relativa Dr (%) Skempton (1986)	Angulo de Fricción Interna $\Phi$ (°) Diseño	Módulo de Elasticidad (Tn/m <sup>2</sup> ) Federal Highway Administration December 2006
12.50	SP	75	37	2276
15.00	SP	72	36	2072
18.10	SP	68	35	1861
19.60	SP	66	35	1772
21.10	SP	65	35	1689
22.60	SP	63	34	1612
24.00	SP	62	34	1545
27.10	SP	55	32	1211
30.15	SP	54	32	1178
39.65	SP	52	32	1088

41.10	SP	52	32	1076
42.60	SP	51	32	1063
44.15	SP	51	32	1050
44.65	SP	51	32	1046

#### 4.3.1.2. Cálculo de capacidad portante

La siguiente tabla muestra el cálculo de la capacidad portante en el anillo de cimentación, el cual el nivel de desplante es propuesto a partir de la cota 12.50 m.s.n.m.

Tabla 68. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-01.

Desplante Df (m)	Ancho Cimentación B (m)	Asentamiento Total s (mm)	Asentamiento Diferencial d (mm)	Distorsión Angular a=d/L	Capacidad Admisible Bowles (1997) q <sub>a</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sobrecarga terraplén (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Admisible final (Kg/cm <sup>2</sup> )
2	1.50	10.00	7.50	0.00125	2.43	0.21	2.22
2	1.80	11.00	8.25	0.00138	2.53	0.21	2.32
2	2.00	12.00	9.00	0.00150	2.68	0.21	2.47

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación con el mejoramiento de suelos superficiales

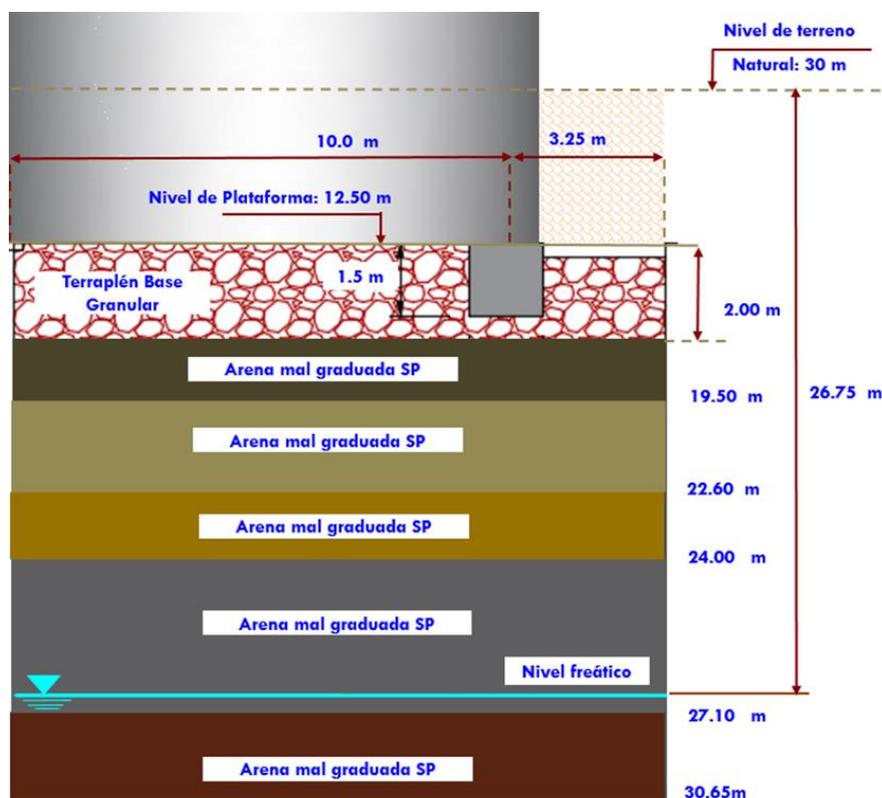


Figura 83. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-01.

#### 4.3.1.3. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en el centro del tanque cilíndrico

El análisis comprende el modelamiento numérico en el programa Plaxis 2D donde se presentan los desplazamientos máximos en el anillo de cimentación, para una carga de 100 KN/m2. Además se hizo un cálculo iterativo aumentando el estado de carga desde 0 hasta 1 (total de carga), para ello se tiene un asentamiento directamente proporcional a la carga como se indica en la siguiente figura:

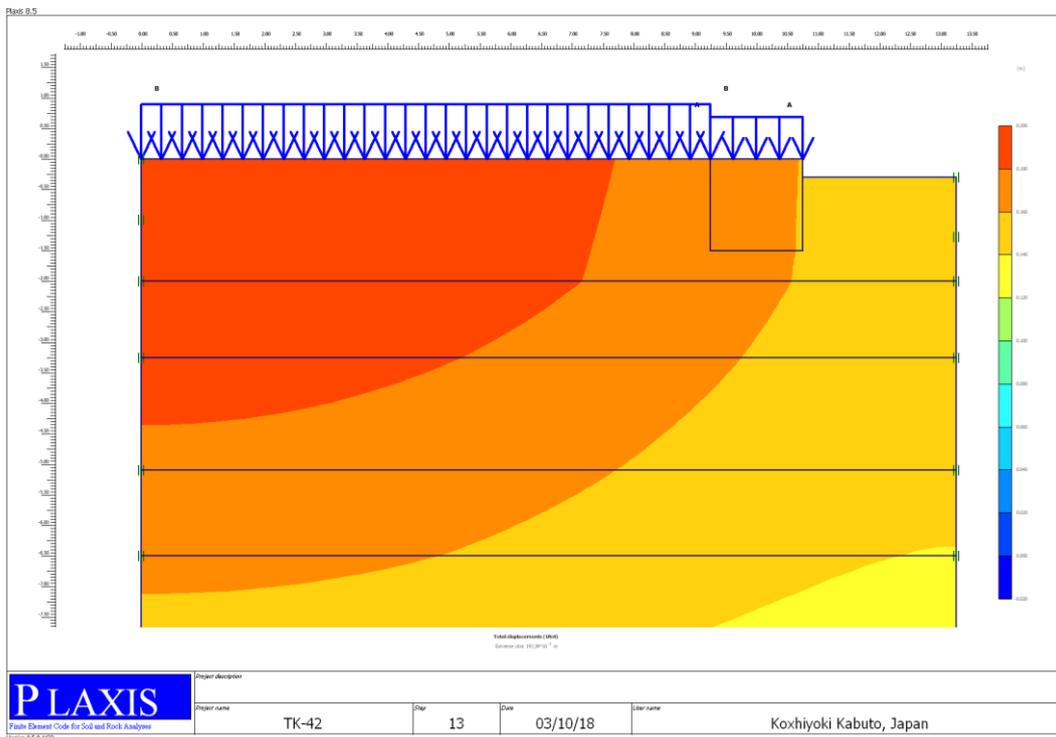


Figura 84. Desplazamiento máximo ante carga global del tanque cilíndrico en el punto PP-01

Se puede observar que el desplazamiento máximo en el centro sobre el relleno controlado es de 197.39 mm, en el anillo de cimentación tiene un valor de 164.85 mm para una carga en el anillo de cimentación de 10.19 Tn/m<sup>2</sup> y presión distribuida en el centro del tanque de 13.25 Tn/m<sup>2</sup>.

En el modelamiento se consideró un estado de carga donde el tanque se apoya directamente en la base granular y suelo natural, como se muestra en la figura anterior, a continuación se presenta las cargas empleadas en el centro del tanque y el anillo de cimentación:

Tabla 69. Asentamientos en el punto PP-01 para estado de cargas críticos.

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m2)	Carga en Centro de Tanque (Tn/m2)	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Diferencial Tolerable Bottom Plate (mm)
10,00	13.0	164.85	197.39	10	32.54	0.0032	200
12,00	13.0	169.94	200.13	10	30.19	0.0030	200
14,00	13.0	175.43	202.86	10	27.43	0.0027	200
16,00	13.0	180.95	205.58	10	24.63	0.0024	200
18,00	13.0	186.56	208.30	10	21.74	0.0022	200

Se puede apreciar en la tabla anterior los asentamientos diferenciales, son menores a los límites especificados en la normativa (50 mm), por lo que para esta condición de carga, el esquema de cimentación propuesto es adecuado.

#### 4.3.1.4. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en anillo de cimentación del tanque cilíndrico

La siguiente figura muestra el desarrollo del análisis de esfuerzos y deformaciones, con el modelo numérico para una carga estructural en el anillo de cimentación, para este caso se asume que las cargas estructurales recaen íntegramente sobre este:

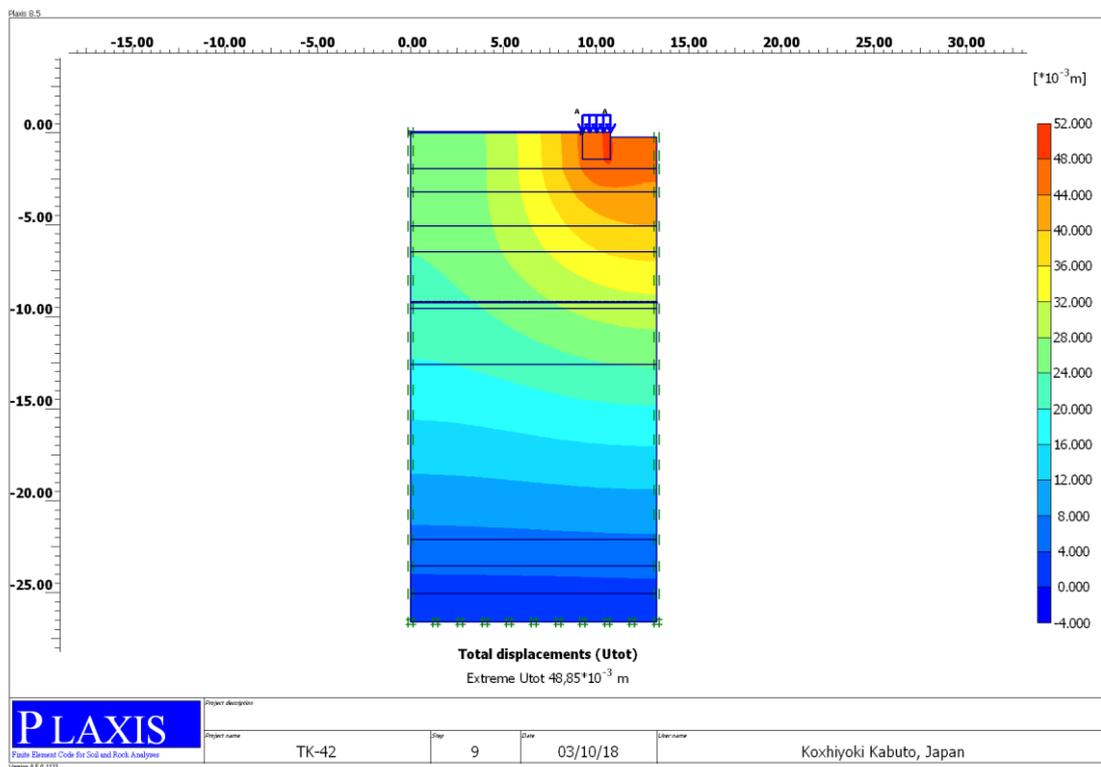


Figura 85. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-01.

Se puede apreciar que el desplazamiento máximo en el anillo de cimentación es de 48.85 mm para una carga en el anillo de cimentación de 18.35 Tn/m<sup>2</sup>.

Tabla 70. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-01

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m <sup>2</sup> )	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Diferencial Tolerable Bottom Plate (mm)	Asentamiento Total Tolerable Maximum at Shell (mm)
10,00	26.26	13.77	10.00	19.70	0.0012	17.2	50.0
12,00	31.81	16.46	10.00	23.86	0.0015	17.2	50.0
14,00	37.43	19.12	10.00	28.07	0.0018	17.2	50.0
16,00	43.11	21.77	10.00	32.33	0.0021	17.2	50.0
18,00	48.85	24.40	10.00	36.64	0.0024	17.2	50.0

Para esta condición de carga, los asentamientos obtenidos son menores a los establecidos en la normativa menor a 50 mm, por lo que la propuesta de mejoramiento de suelos es adecuada.

#### 4.3.2. Propuesta de cimentación superficial PP-02

Se presentan los cálculos de la cimentación superficial para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-02.

##### 4.3.2.1. Parámetros geotécnicos para modelamiento

La siguiente tabla muestra las propiedades de los materiales, tales como, densidad relativa, ángulo de fricción interna, módulos de elasticidad obtenidos de las correlaciones del valor N del ensayo de penetración estándar, las cuales serán datos para el modelamiento del suelo de la Comunidad Campesina de Llanavilla.

Tabla 71. Parámetros geotécnicos del punto PP-02.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Densidad Relativa Dr (%) Skempton (1986)	Angulo de Fricción Interna $\Phi$ (°) Diseño	Módulo de Elasticidad (Tn/m <sup>2</sup> ) Fe
1.95	SP-SM	81	39	2618

3.45	SM	60	33	1449
4.95	SP	30	29	367
6.45	SP-SM	35	29	482
7.95	ML	62	34	1558
9.45	SP	71	36	2026
10.95	SM	67	35	1818
12.17	SM	68	35	1839
15.10	SP-SM	58	33	1348
18.10	SM	57	33	1304
21.60	SP	56	33	1258
24.60	SP-SM	55	32	1223
28.10	SP	54	32	1185

#### 4.3.2.2. Cálculo de capacidad portante

La siguiente tabla muestra el cálculo de la capacidad portante en el anillo de cimentación, el cual el nivel de desplante es propuesto a partir de la cota 11.00 m.s.n.m.

Tabla 72. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-02.

Desplante Df (m)	Ancho Cimentación B (m)	Asentamiento Total s (mm)	Asentamiento Diferencial d (mm)	Distorsión Angular a=d/L	Capacidad Admisible Bowles (1997) q <sub>a</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sobrecarga terraplén (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Admisible final (Kg/cm <sup>2</sup> )
2.45	1.50	7.00	5.25	0.00088	2.27	0.21	2.06
2.45	1.80	8.00	6.00	0.00100	2.45	0.21	2.24
2.45	2.00	9.00	6.75	0.00113	2.67	0.21	2.46

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación con el mejoramiento de suelos superficiales:

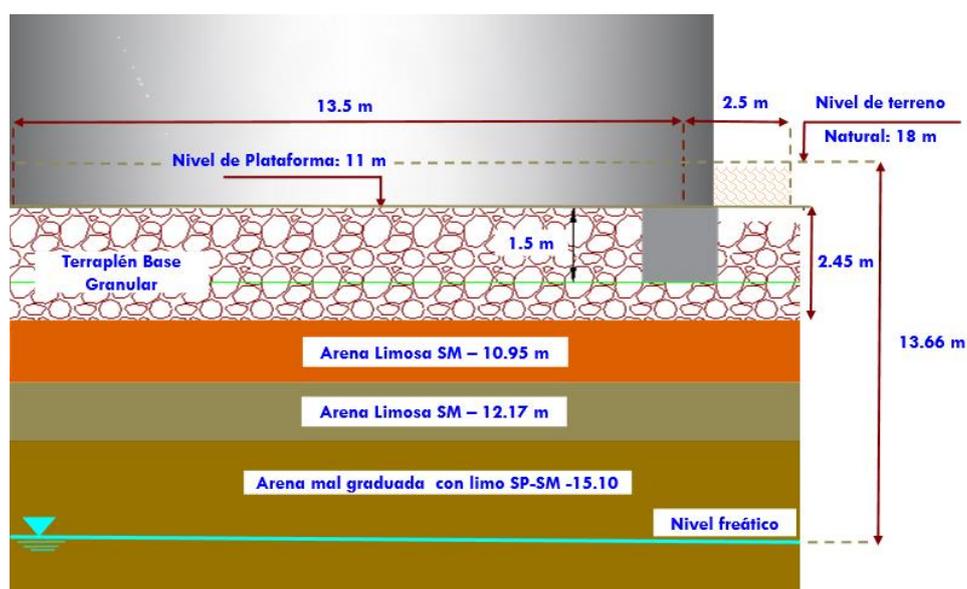


Figura 86. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-02.

#### 4.3.2.3. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en el centro del tanque cilíndrico

El análisis comprende el modelamiento numérico en el programa Plaxis 2D, donde se presentan los desplazamientos máximos en el anillo de cimentación, para una carga de 10.19 Tn/m<sup>2</sup>. Además se hizo un cálculo iterativo aumentando el estado de carga desde 0 hasta 1 (total de carga), para ello se tiene un asentamiento directamente proporcional a la carga como se indica en la siguiente figura:

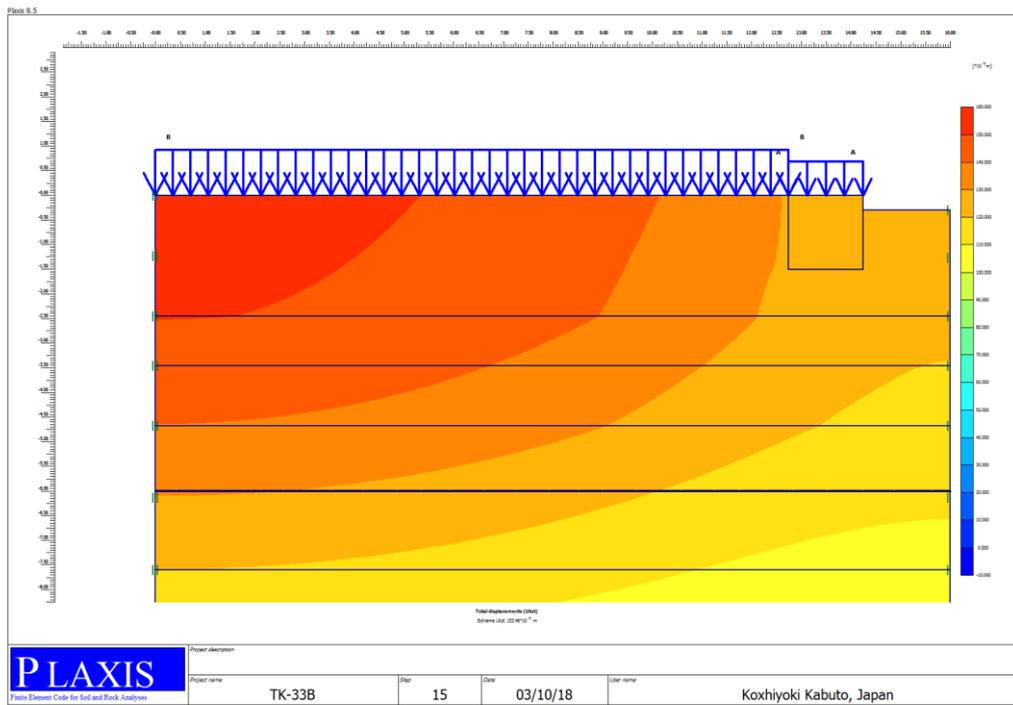


Figura 87. Desplazamiento máximo ante carga global del tanque cilíndrico en el punto PP-02.

Se puede observar que el desplazamiento máximo en el centro sobre el relleno controlado es de 153.46 mm, en el anillo de cimentación tiene un valor de 126.52 mm para una carga en el anillo de cimentación de 10.19 Tn/m<sup>2</sup> y presión distribuida en el centro del tanque de 13.25 Tn/m<sup>2</sup>.

En el modelamiento se consideró un estado de carga donde el tanque se apoya directamente en la base granular y suelo natural, como se muestra en la figura anterior, a continuación se presenta las cargas empleadas en el centro del tanque y el anillo de cimentación:

Tabla 73. Asentamientos en el punto PP-02 para estado de cargas críticos.

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m <sup>2</sup> )	Carga en Centro de Tanque (Tn/m <sup>2</sup> )	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Diferencial Tolerable Bottom Plate (mm)
10,00	13.5	126.52	153.46	13.5	26.94	0.0019	270
12,00	13.5	131.90	156.06	13.5	24.16	0.0018	270
14,00	13.5	137.29	158.67	13.5	21.38	0.0016	270
16,00	13.5	143.00	161.31	13.5	18.31	0.0014	270
18,00	13.5	147.74	163.99	13.5	16.25	0.0012	270

Como se puede observar para este caso los asentamientos diferenciales, son menores a los exigidos en la normativa siendo el máximo 26.94 mm, y el asentamiento tolerable 27 mm.

#### 4.3.2.4. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en anillo de cimentación del tanque cilíndrico

La siguiente figura muestra el desarrollo del análisis de esfuerzos y deformaciones, con el modelo numérico para una carga estructural en el anillo de cimentación, para este caso se asume que las cargas estructurales recaen íntegramente sobre este:

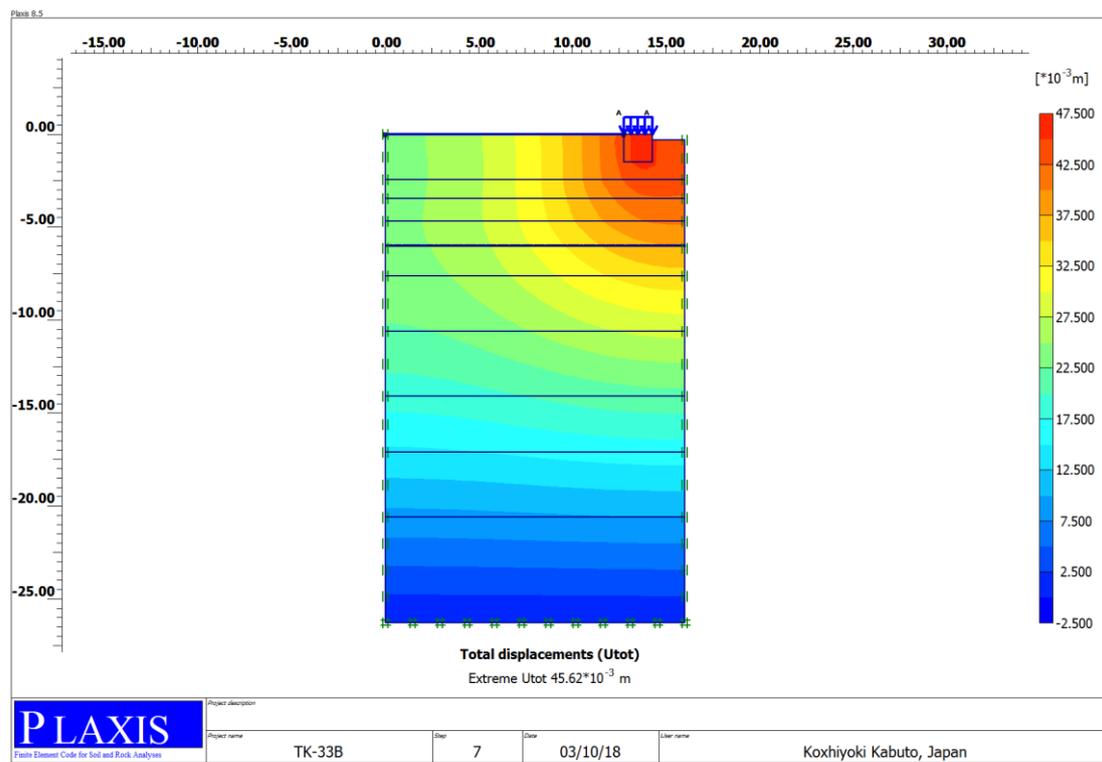


Figura 88. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-02.

Se puede apreciar que el desplazamiento máximo en el anillo de cimentación es de 45.62 mm para una carga en el anillo de cimentación de 18.35 Tn/m<sup>2</sup>.

Tabla 74. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-02.

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m <sup>2</sup> )	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Diferencial Tolerable Bottom Plate (mm)	Asentamiento Total Tolerable Maximum at Shell (mm)
10,00	28.84	13.82	13.5	11.00	0.0008	17.2	50.0
12,00	29.93	16.52	13.5	13.40	0.0010	17.2	50.0
14,00	35.10	19.24	13.5	15.90	0.0012	17.2	50.0
16,00	40.34	21.92	13.5	18.40	0.0014	17.2	50.0
18,00	45.62	24.52	13.5	21.10	0.0016	17.2	50.0

Para esta condición de carga, los asentamientos obtenidos son menores a los establecidos en la normativa menor a 50 mm, por lo que la propuesta de mejoramiento de suelos es adecuada.

#### 4.3.3. Propuesta de cimentación superficial PP-03

Se presentan los cálculos de la cimentación superficial para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-03

##### 4.3.3.1. Parámetros geotécnicos para modelamiento

La siguiente tabla muestra las propiedades de los materiales, tales como, ángulo de fricción interna, módulos de elasticidad obtenidos de las correlaciones del valor N del ensayo de penetración estándar, las cuales serán datos para el modelamiento del suelo de la Comunidad Campesina de Llanavilla.

Tabla 75. Parámetros geotécnicos del punto PP-03.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Angulo de Fricción Interna $\Phi$ (°) Diseño	Módulo de Elasticidad (Tn/m <sup>2</sup> )
1.95	SM	1.98	42	3320

3.20	SM	1.98	40	2904
4.85	SM	1.98	38	2554
6.45	SP	1.98	35	1696
8.20	SP	1.98	34	1639
10.10	SP	1.98	34	1585
12.77	SP-SM	1.98	34	1518
15.10	SP-SM	1.98	34	1468
18.15	SM	1.98	33	1410
21.35	SP	1.98	33	1357
24.45	SM	1.98	33	1311

#### 4.3.3.2. Cálculo de capacidad portante

La siguiente tabla muestra el cálculo de la capacidad portante en el anillo de cimentación, el cual el nivel de desplante es propuesto a partir de la cota 8.90 m.s.n.m.

Tabla 76. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-03.

Desplante Df (m)	Ancho Cimentación B (m)	Asentamiento Total s (mm)	Asentamiento Diferencial d (mm)	Distorsión Angular a=d/L	Capacidad Admisible Bowles (1997) q <sub>a</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sobrecarga terraplén (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Admisible final (Kg/cm <sup>2</sup> )
2.00	1.50	7.00	6.00	0.00100	2.94	0.1125	2.83
2.00	1.80	8.00	6.75	0.00113	3.13	0.1125	3.02
2.00	2.00	9.00	7.50	0.00125	3.38	0.1125	3.26

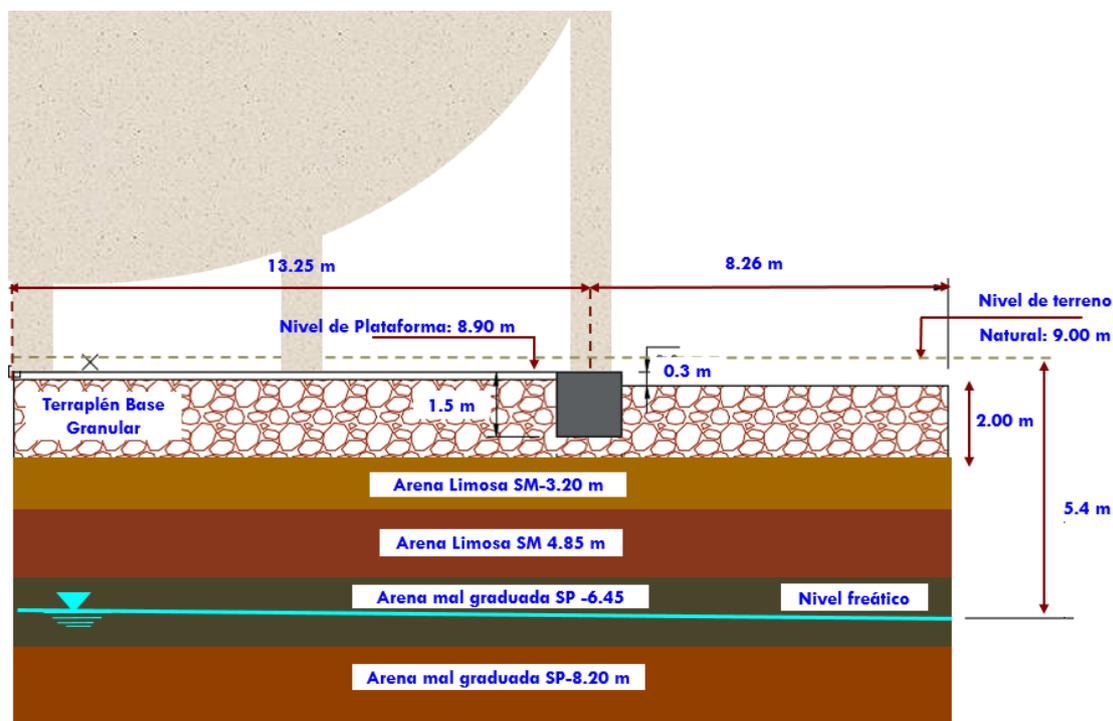


Figura 89. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-03.

#### 4.3.2.3. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en anillo de cimentación del tanque esférico

El análisis comprende el modelamiento numérico en el programa Plaxis 2D donde se presentan los desplazamientos máximos en el anillo de cimentación, para una carga de 18.35 Tn/m<sup>2</sup>. Además se hizo un cálculo iterativo aumentando el estado de carga desde 0 hasta 1 (total de carga), para ello se tiene un asentamiento directamente proporcional a la carga como se indica en la siguiente figura:

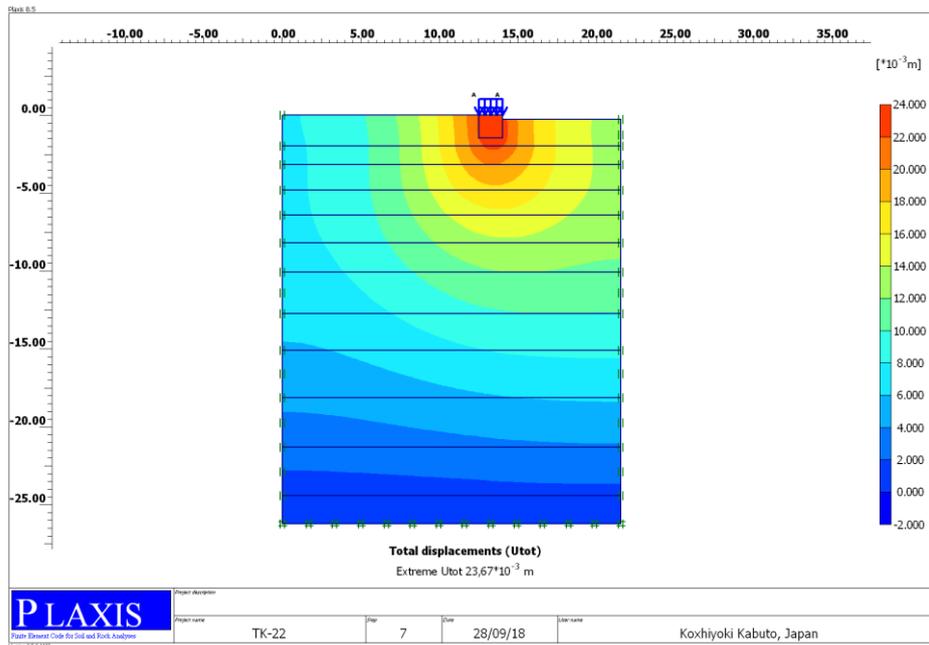


Figura 90. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-03.

Se puede apreciar que el desplazamiento máximo en el anillo de cimentación es de 23.67 mm para una carga en el anillo de cimentación de 18.35 Tn/m<sup>2</sup>. Se presenta en la siguiente tabla los asentamientos obtenidos para diferentes condiciones de carga en el anillo de cimentación que varían entre 10 Tn/m<sup>2</sup> a 18 Tn/m<sup>2</sup>.

Tabla 77. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-03.

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m <sup>2</sup> )	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Total Tolerable Maximum at Shell (mm)
10,00	12.48	4.59	13.25	9.36	0.00071	20.80

<b>12,00</b>	15.16	5.42	13.25	11.37	0.00086	20.80
<b>14,00</b>	17.90	6.26	13.25	13.43	0.00101	20.80
<b>16,00</b>	20.73	7.09	13.25	15.55	0.00117	20.80
<b>18,00</b>	23.67	7.91	13.25	17.75	0.00134	20.80

Para este caso se presenta un asentamiento diferencial máximo de 17.75 mm, el cual está dentro de los parámetros establecidos en la normativa (menor a 20.80 mm), además el asentamiento total en el anillo no sobrepasa los 50 mm, por lo que la propuesta de mejoramiento de suelos es aceptable.

#### 4.3.4. Propuesta de cimentación superficial PP-04

Se presentan los cálculos de la cimentación superficial para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-04.

##### 4.3.4.1. Parámetros geotécnicos para modelamiento

La siguiente tabla muestra las propiedades de los materiales, tales como, densidad relativa, ángulo de fricción interna, módulos de elasticidad obtenidos de las correlaciones del valor N del ensayo de penetración estándar, las cuales serán datos para el modelamiento del suelo de la Comunidad Campesina de Llanavilla.

Tabla 78. Parámetros geotécnicos del punto PP-04.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Densidad Relativa Dr (%) Skempton (1986)	Angulo de Fricción Interna $\Phi$ (°) Diseño	Módulo de Elasticidad (Tn/m <sup>2</sup> ) Federal Highway Administration December 2006
<b>1.90</b>	SM	1.98	91	42	3342
<b>3.90</b>	SM	1.98	83	39	2738
<b>5.45</b>	SP-SM	1.83	56	33	1276
<b>6.70</b>	SP-SM	1.98	66	35	1741
<b>8.40</b>	SP-SM	1.98	65	35	1679
<b>9.95</b>	SP-SM	1.75	49	31	958
<b>12.90</b>	SP-SM	1.98	62	34	1559
<b>15.95</b>	SP-SM	1.69	43	30	744
<b>18.50</b>	SP-SM	1.98	60	34	1454
<b>21.70</b>	SM	1.98	59	33	1395

#### 4.3.4.2. Cálculo de capacidad portante

La siguiente tabla muestra el cálculo de la capacidad portante en el anillo de cimentación, el cual el nivel de desplante es propuesto a partir de la cota 7.27 m.s.n.m.

Tabla 79. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-04.

Desplante Df (m)	Ancho Cimentación B (m)	Asentamiento Total s (mm)	Asentamiento Diferencial d (mm)	Distorsión Angular $a=d/L$	Capacidad Admisible Bowles (1997) $q_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sobrecarga terraplén (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Admisible final (Kg/cm <sup>2</sup> )
2.00	1.50	8.00	6.00	0.00100	2.53	0.33	2.20
2.00	1.80	9.00	6.75	0.00113	2.68	0.33	2.35
2.00	2.00	10.00	7.50	0.00125	2.90	0.33	2.57

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación con el mejoramiento de suelos superficiales

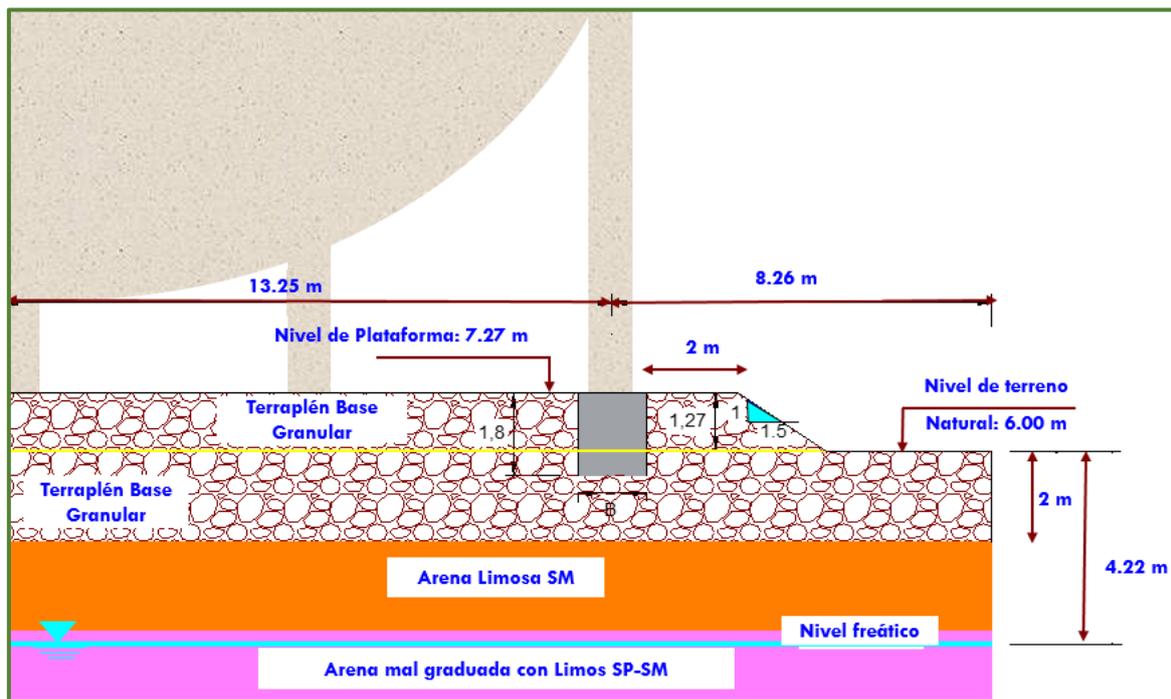


Figura 91. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-04.

#### 4.3.4.3. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en anillo de cimentación del tanque esférico

El análisis comprende el modelamiento numérico en el programa Plaxis 2D donde se presentan los desplazamientos máximos en el anillo de cimentación, para una carga de 18.35

Tn/m<sup>2</sup>. Además se hizo un cálculo iterativo aumentando el estado de carga desde 0 hasta 1 (total de carga), para ello se tiene un asentamiento directamente proporcional a la carga como se indica en la siguiente figura:

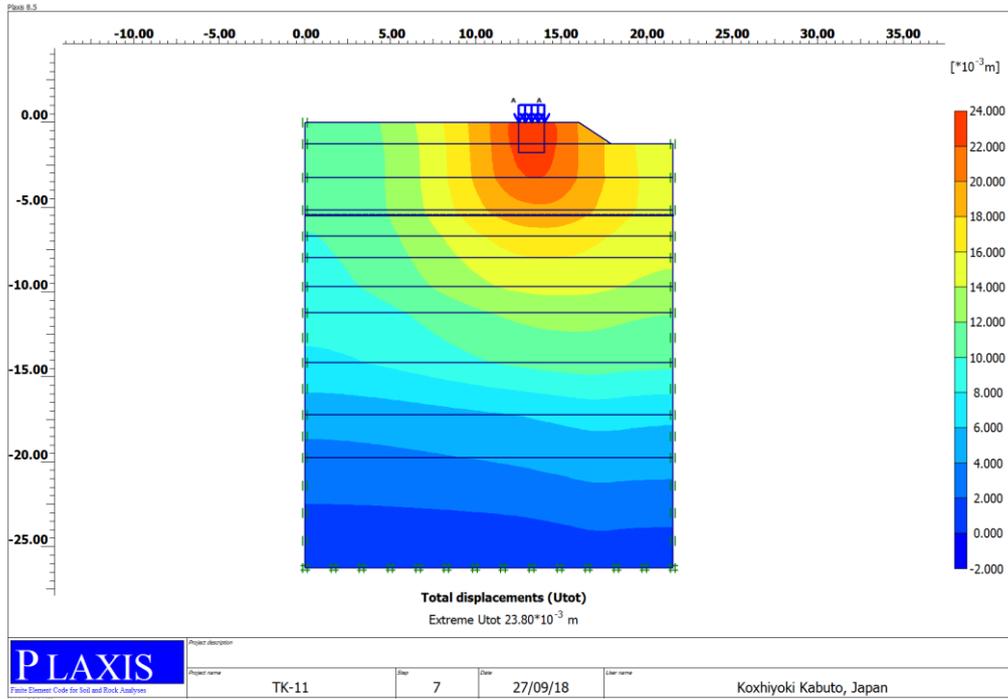


Figura 92. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-04.

Se puede apreciar que el desplazamiento máximo en el anillo de cimentación es de 23.80 mm para una carga en el anillo de cimentación de 18.35 Tn/m<sup>2</sup>. Se presenta en la siguiente tabla los asentamientos obtenidos para diferentes condiciones de carga en el anillo de cimentación que varían entre 10 Tn/m<sup>2</sup> a 18 Tn/m<sup>2</sup>.

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m <sup>2</sup> )	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Total Tolerable Maximum at Shell (mm)
10,00	12.64	6.21	13.25	9.48	0.00072	20.75
12,00	15.25	7.21	13.25	11.44	0.00086	20.75
14,00	17.97	8.22	13.25	13.48	0.00102	20.75
16,00	20.83	9.22	13.25	15.62	0.00118	20.75
18,00	23.80	10.22	13.25	17.85	0.00135	20.75

Como se puede observar los asentamientos son menores a los exigidos por la Norma E.050, (menores a 50 mm), por lo la propuesta de mejoramiento de suelos es aceptable.

#### 4.3.4.4. Análisis de estabilidad de terraplén del tanque esférico

Se realizó el análisis de estabilidad del terraplén para la cimentación del anillo de la esfera refrigerada PP-04 mediante el programa Slide. De acuerdo a las condiciones establecidas para los procedimientos de conformación del terraplén, se consideró que el mismo estará ubicado a 2 m del anillo de cimentación, para un talud de 1:1.5=V:H, como se indica en el esquema de disposición de la cimentación. Se realizó el análisis pseudoestático mediante el método de equilibrio límite, cuyos resultados se presentan a continuación:

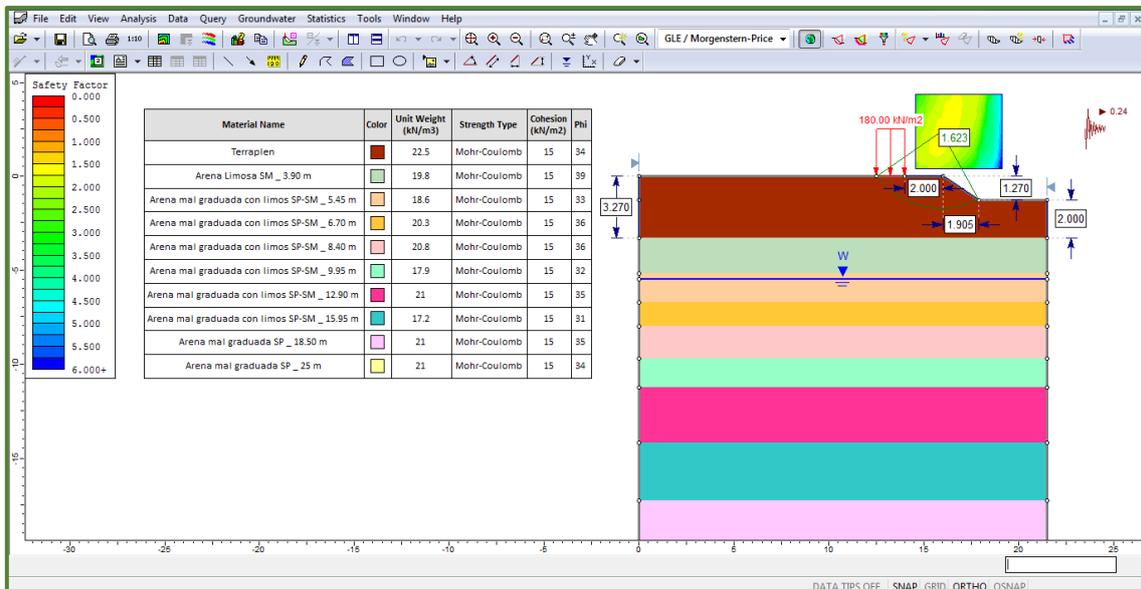


Figura 93. Cálculo de estabilidad del terraplén en el punto PP-04

La carga que se indicó para el análisis de la estabilidad del terraplén fue de 18.35 Tn/m<sup>2</sup> las cuales generó un factor de seguridad pseudoestático equivalente a F.S.= 1.623, que indica que nuestra estructura se encuentra dentro de los parámetros admitidos en seguridad ya que el valor es mayor a 1.5, según lo recomendado en la norma CE.020 previniendo así posibles fallas en el futuro.

#### 4.3.5. Propuesta de cimentación superficial PP-05

Se presentan los cálculos de la cimentación superficial para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-05.

##### 4.3.5.1. Parámetros geotécnicos para modelamiento

La siguiente tabla muestra las propiedades de los materiales, tales como, densidad relativa, ángulo de fricción interna, módulos de elasticidad obtenidos de las correlaciones del valor N del ensayo de penetración estándar, las cuales serán datos para el modelamiento del suelo de la Comunidad Campesina de Llanavilla.

Tabla 80. Parámetros geotécnicos del punto PP-05.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Densidad Relativa Dr (%) Skempton (1986)	Angulo de Fricción Interna $\Phi$ (°) Diseño	Módulo de Elasticidad (Tn/m <sup>2</sup> ) Federal Highway Administration December 2006
1.95	SP-SM	1.84	73	37	2163
3.45	SP	1.98	85	40	2874
4.75	SP-SM	1.98	80	39	2596
6.05	SP-SM	1.98	77	38	2387
7.60	SW-SM	1.98	64	34	1628
9.95	SP	1.68	43	30	740
12.85	SP-SM	1.98	61	34	1511
15.95	SP-SM	1.98	60	33	1446
18.95	SP	1.94	57	33	1305
22.05	SP	1.98	58	33	1344

##### 4.3.5.2. Cálculo de capacidad portante

La siguiente tabla muestra el cálculo de la capacidad portante en el anillo de cimentación, el cual el nivel de desplante es propuesto a partir de la cota 11.00 m.s.n.m.

Tabla 81. Capacidad admisible de carga y asentamiento PP-05.

Desplante Df (m)	Ancho Cimentación B (m)	Asentamiento Total s (mm)	Asentamiento Diferencial d (mm)	Distorsión Angular $a=d/L$	Capacidad Admisible Bowles (1997) $q_a$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Sobrecarga terraplén (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Admisible final (Kg/cm <sup>2</sup> )
2.00	1.50	7.00	5.25	0.00088	2.55	0.05	2.50
2.00	1.80	8.00	6.00	0.00100	2.76	0.05	2.71
2.00	2.00	9.00	6.75	0.00113	3.01	0.05	2.96

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación con el mejoramiento de suelos superficiales:

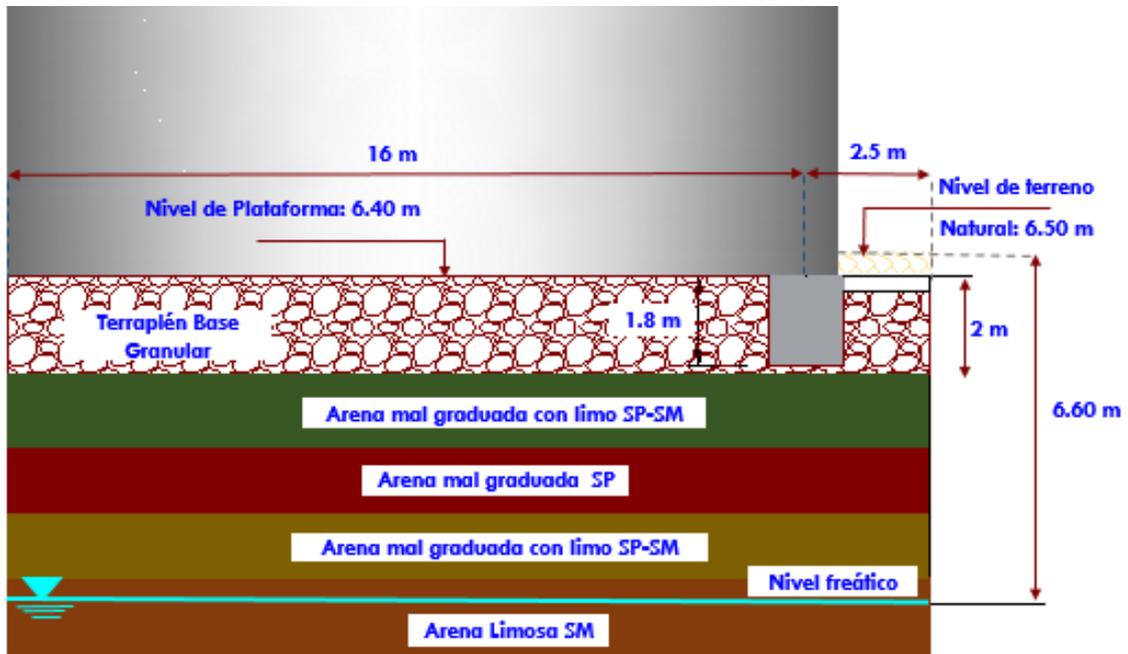


Figura 94. Esquema de la disposición de la cimentación para tanque de almacenamiento PP-05.

#### 4.3.5.3. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en el centro del tanque cilíndrico

El análisis comprende se realizó para una carga de 10.19 Tn/m<sup>2</sup>.

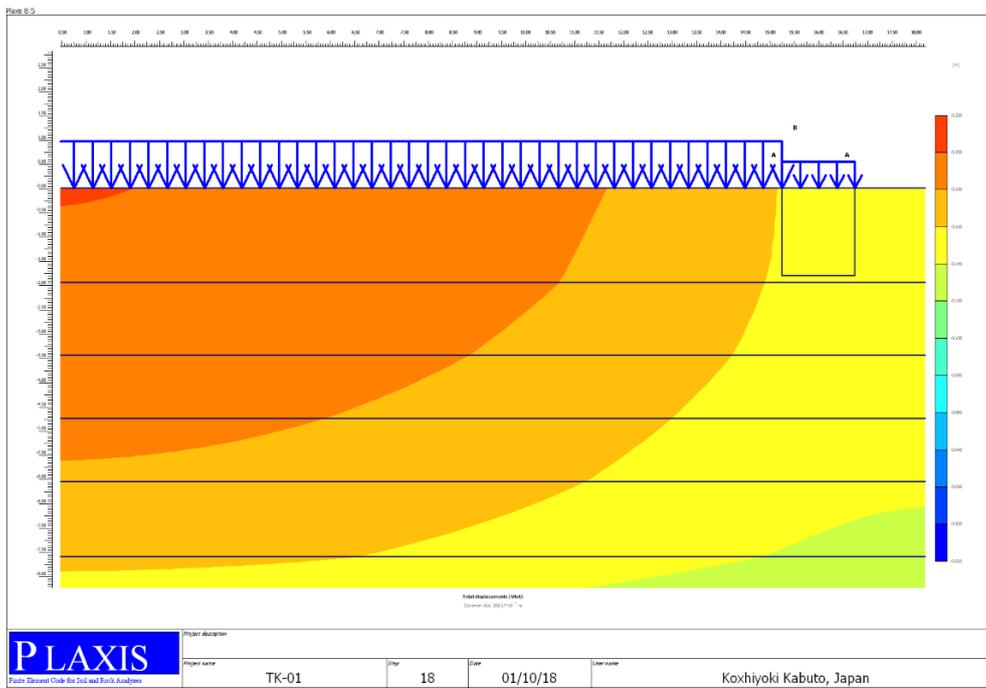


Figura Desplazamiento máximo ante carga global del tanque cilíndrico en el punto PP-05.

Se puede observar que el desplazamiento máximo en el centro sobre el relleno controlado es de 200.57 mm, en el anillo de cimentación tiene un valor de 155.40 mm para una carga en el anillo de cimentación de 10.19 Tn/m<sup>2</sup> y presión distribuida en el centro del tanque de 18.35 Tn/m<sup>2</sup>.

En el modelamiento se consideró un estado de carga donde el tanque se apoya directamente en la base granular y suelo natural, como se muestra en la figura anterior, a continuación se presenta las cargas empleadas en el centro del tanque y el anillo de cimentación:

Tabla 82. Asentamientos en el punto PP-05 para estado de cargas críticos.

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m <sup>2</sup> )	Carga en Centro de Tanque (Tn/m <sup>2</sup> )	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Diferencial Tolerable Bottom Plate (mm)
10,00	18.0	155.40	200.57	16	45.17	0.00280	320
12,00	18.0	160.40	202.33	16	41.93	0.00262	320
14,00	18.0	165.35	204.11	16	38.76	0.00242	320
16,00	18.0	170.27	205.90	16	35.63	0.00223	320
18,00	18.0	175.08	207.70	16	32.62	0.00204	320

Como se puede apreciar en la tabla anterior, los asentamientos diferenciales, son permisibles ya que no sobrepasan los 50 mm, según lo dispuesto por la E.050 Suelos y Cimentaciones.

#### 4.3.5.4. Análisis de Esfuerzos y deformaciones en anillo de cimentación del tanque cilíndrico

En la siguiente figura se muestra el desarrollo del análisis de esfuerzos y deformaciones aplicado en el programa Plaxis 2D. Con el modelo numérico geotécnico, se asumió una carga estructural solamente en el anillo de cimentación, para este caso se asume que las cargas estructurales recaen íntegramente sobre este.

Los resultados de desplazamiento máximo en el anillo de cimentación fueron de 40.28 mm para una carga en el anillo de cimentación de 18.35 Tn/m<sup>2</sup>, las cuales se muestran en la siguiente ilustración:

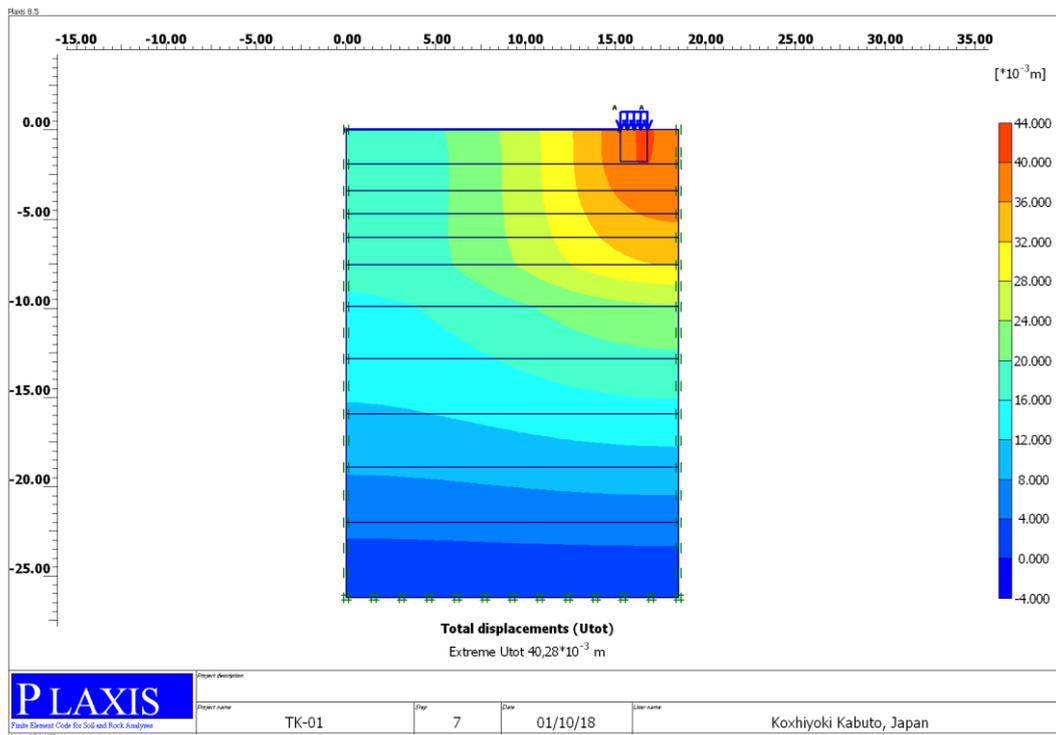


Figura 97. Desplazamiento máximo ante carga en el anillo de cimentación del tanque cilíndrico en el punto PP-05.

Finalmente los asentamientos para la condición de carga, donde el anillo soporta íntegramente, las cargas estructurales son:

Tabla 83. Asentamientos en anillo de cimentación calculados vs asentamientos permitidos PP-05.

Carga en Anillo de Cimentación (Tn/m <sup>2</sup> )	Asentamiento Anillo de Cimentación (mm)	Asentamiento Central (mm)	Distancia	Asentamiento Diferencial (mm)	Distorsión Angular $\delta$	Asentamiento Diferencial Tolerable Bottom Plate (mm)	Asentamiento Total Tolerable Maximum at Shell (mm)
10,00	22.17	9.65	16.00	16.63	0.00104	30.60	50.0
12,00	26.64	12.00	16.00	19.98	0.00125	30.60	50.0
14,00	31.15	13.00	16.00	23.36	0.00146	30.60	50.0
16,00	35.70	15.00	16.00	26.78	0.00167	30.60	50.0
18,00	40.28	17.00	16.00	30.21	0.00189	30.60	50.0

Como se puede apreciar los asentamientos obtenidos para distintas cargas en el anillo, son menores a lo especificado en la E.050, Suelos y cimentaciones (menores a 50 mm), por lo que la propuesta de cimentación para el tanque en el punto PP-05 es aceptable.

#### 4.4. Propuesta de cimentación superficial para para edificaciones

Las viviendas que se encuentran en la Comunidad Campesina de Llanavilla, tienen un máximo de tres pisos, para este efecto se tomarán dichas características en el cálculo de cimentaciones superficiales para las edificaciones en general.

##### 4.4.1. Propuesta de cimentación vivienda 3 pisos en el punto SS-02

###### 4.4.1.1. Parámetros geotécnicos

La siguiente tabla muestra las propiedades del terreno, tales como, densidad relativa, ángulo de fricción interna, módulos de elasticidad obtenidos de las correlaciones del valor N del ensayo de penetración estándar, las cuales serán datos para el cálculo de la cimentación de una vivienda de tres pisos ubicada en la Comunidad Campesina de Llanavilla.

Tabla 84. Parámetros geotécnicos para vivienda de tres pisos punto SS-02

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Densidad Relativa Dr (%) Skempton (1986)	Ángulo de Fricción Interna $\Phi$ (°) Diseño	Módulo de Elasticidad (Tn/m <sup>2</sup> ) Federal Highway Administration December 2006
3.20	SP-SM	1.81	64	34	1667
3.95	SP-SM	1.86	70	36	1957

###### 4.4.1.2. Cálculo de capacidad portante

La vivienda de tres pisos tiene una cota de 7.27 m.s.n.m.

Tabla 85. Capacidad admisible de carga y asentamiento, nivel de cimentación DF=1.50 m

Estructura	Tipo de cimentación	Desplante Df (m) (*)	Ancho Cimentación B (m)	Asentamiento Total (s) (mm)	Capacidad Admisible (Kg/cm <sup>2</sup> )	E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)	
						Distorsión Angular permisible	Asentamiento Total Permissible (mm)
vivienda 3 pisos	Zapatas conectadas con vigas de cimentación	1.5	1.30	7.00	1.80	0.002	25.4
		1.5	1.50	7.50	1.83	0.002	25.4

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación con el mejoramiento de suelos superficiales:

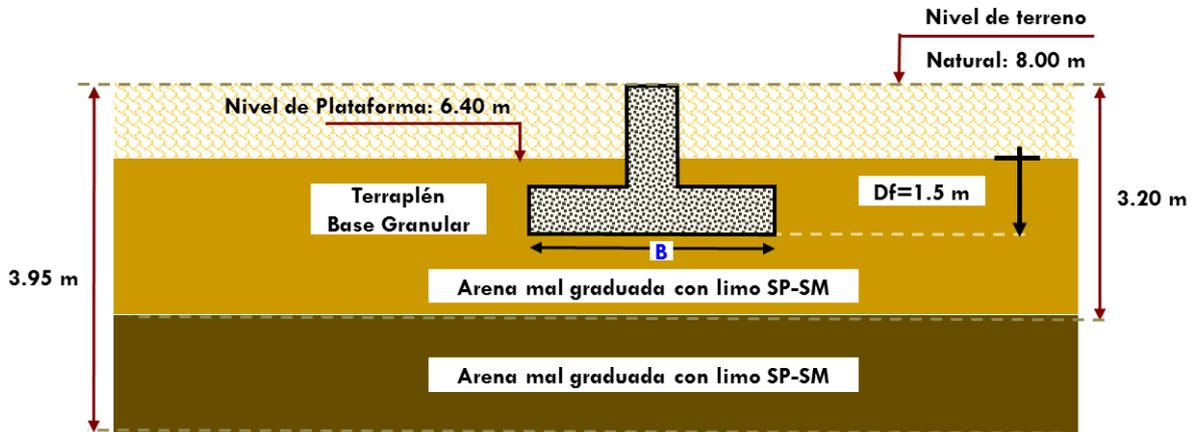


Figura 98. Esquema de la disposición para la cimentación de la vivienda de 3 pisos en el punto SS-02.

#### 4.4.2. Propuesta de cimentación vivienda 3 pisos en el punto C-B

##### 4.4.2.1. Parámetros geotécnicos

La siguiente tabla muestra las propiedades del terreno, tales como, densidad relativa, ángulo de fricción interna, módulos de elasticidad obtenidos de las correlaciones del valor N del ensayo de penetración estándar, las cuales serán datos para el cálculo de la cimentación de una vivienda de tres pisos ubicada en la Comunidad Campesina de Llanavilla.

Tabla 86. Parámetros geotécnicos para vivienda de tres pisos punto C-B.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Peso Específico Total Suelo $\gamma$ (Tn/m <sup>3</sup> )	Densidad Relativa $D_r$ (%) Skempton (1986)	Ángulo de Fricción Interna $\Phi$ (°) Diseño	Módulo de Elasticidad (Tn/m <sup>2</sup> ) Federal Highway Administration December 2006
1.95	SP-SM	1.84	73	37	2163
3.45	SP	2.10	97	44	3818
4.75	SP-SM	2.03	85	40	2916

##### 4.4.2.2. Cálculo de capacidad portante

La vivienda de tres pisos tiene una cota de 6.40 m.s.n.m.

Tabla 87. Capacidad admisible de carga y asentamiento, nivel de cimentación  $Df=0.50$  m

Estructura	Tipo de cimentación	Desplante Df (m) (*)	Ancho Cimentación B (m)	Asentamiento Total (s) (mm)	Capacidad Admisible (Kg/cm <sup>2</sup> )	E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)	
						Distorsión Angular permisible	Asentamiento Total Permisible (mm)
vivienda 3 pisos	Plataea de cimentación de concreto	0.5	2.50	12	2.54	0.002	25.4
		0.5	3.00	13	2.62	0.002	25.4
		0.5	3.50	14	2.73	0.002	25.4

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación con el mejoramiento de suelos superficiales

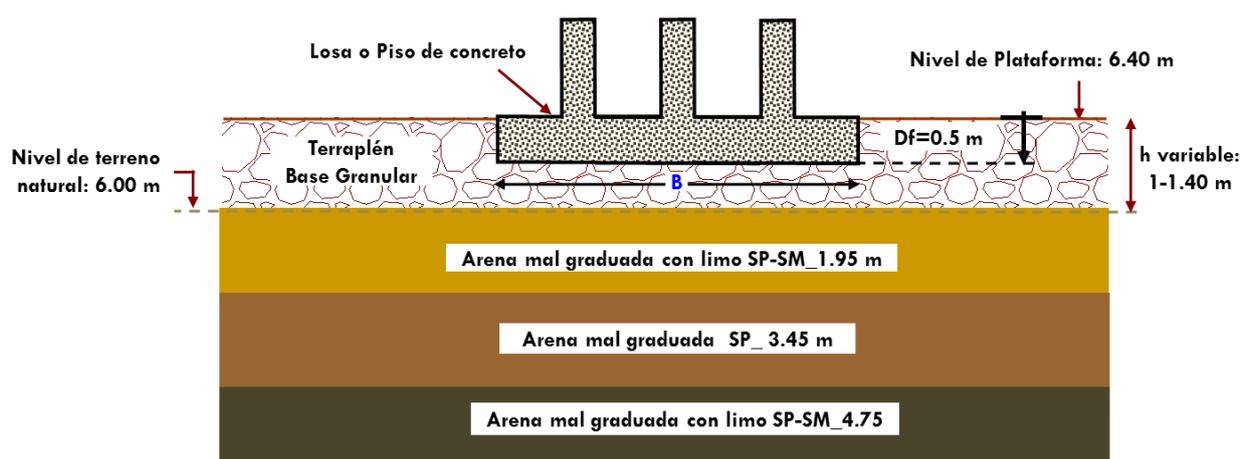


Figura 99. Esquema de la disposición para la cimentación de la vivienda de 3 pisos en el punto C-B.

#### 4.5. Propuesta de cimentación profunda para estructuras especiales

En el presente ítem nos centraremos en la propuesta de cimentación mediante pilotes para las estructuras especiales (tanques de almacenamientos cilíndricos y esféricos), se tomaron los cinco puntos analizados en la cimentación superficial (PP-01; PP-02; PP-03; PP-04 y PP-05)

Tabla 88. Datos de las estructuras especiales para las cimentaciones profundas.

Punto Sondeado	Tipo de Tanque	Diámetro de Tanque (m)	Altura de Tanque (m)	Volumen neto (m <sup>3</sup> )
PP-01	Cilíndrico	20.00	24.00	6786.00

<b>PP-02</b>	Cilíndrico	27.00	32.00	17406.00
<b>PP-03</b>	Esférico	26.50	--	8414.00
<b>PP-04</b>	Esférico	26.00	--	8414.00
<b>PP-05</b>	Cilíndrico	32.00	18.00	13753.00

#### 4.5.1. Propuesta de cimentación profunda PP-01

Se presentan los cálculos de la cimentación profunda para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-01.

##### 4.5.1.1. Cálculo de capacidad admisible del pilote

Las condiciones para el cálculo de capacidad admisible de pilotes son las siguientes:

Tabla 89. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-01

<b>Condiciones del Pilote PP-01</b>	
Longitud del Pilote (m)	10.00
Diámetro del Pilote D (m)	0.50
2D	1.00
Área de Fricción (As) total (m <sup>2</sup> )	15.71
Área de Punta Ab (m <sup>2</sup> )	0.20
Longitud del Pilote Fuera del Terreno L1 (m)	0.00
Longitud del Pilote Dentro del Terreno L2 (m)	10.00
Módulo de Elasticidad del Pilote E (Tn/m <sup>2</sup> )	2000000
Carga Sobre la Cabeza del Pilote P (Tn)	20.00
Parámetro de transmisión de Carga al Terreno $\alpha$	0.75
Factor de Influencia $\alpha$	12.00

Determinadas las condiciones, se procede al cálculo de capacidad admisible, asentamiento aislado y asentamiento de grupo de pilotes, cuyo resultado se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 90. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-01

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Tipo de Suelo</b>	<b>Valor <math>N_{Diseño}</math> SPT</b>	<b>Fricción Unitaria <math>f_s</math> (Kg/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Carga Unitaria Punta <math>f_b</math> (Kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<b>18.10</b>	SP	50	0.51	40.79

19.60	SP	50	0.51	40.79
21.10	SP	50	0.51	40.79
22.60	SP	50	0.51	40.79
24.00	SP	50	0.51	40.79
27.10	SP	50	0.51	40.79
30.15	SP	50	0.51	40.79

Tabla 91. Determinación de la capacidad última del pilote PP-01.

Resistencia Unitaria Promedio a la Fricción $f_{savg}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia Unitaria por Punta $f_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Última Por Fuste $Q_s$ (Tn)	Capacidad Última Por Punta $Q_b$ (Tn)	Capacidad Última Pilote $Q_u$ (Tn)
0.51	40.79	80.06	80.06	160.12

Tabla 92. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-01

Factor de Seguridad (FS)	Capacidad Última Admisible Pilote $Q_{adm}$ (Tn)	Asentamiento de Pilote Aislado $S_i$ (cm)	Asentamiento del Grupo de Pilotes $S_g$ (cm)
3	53.37	0.20	2.37

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación mediante ubicación del sistema de pilotaje:

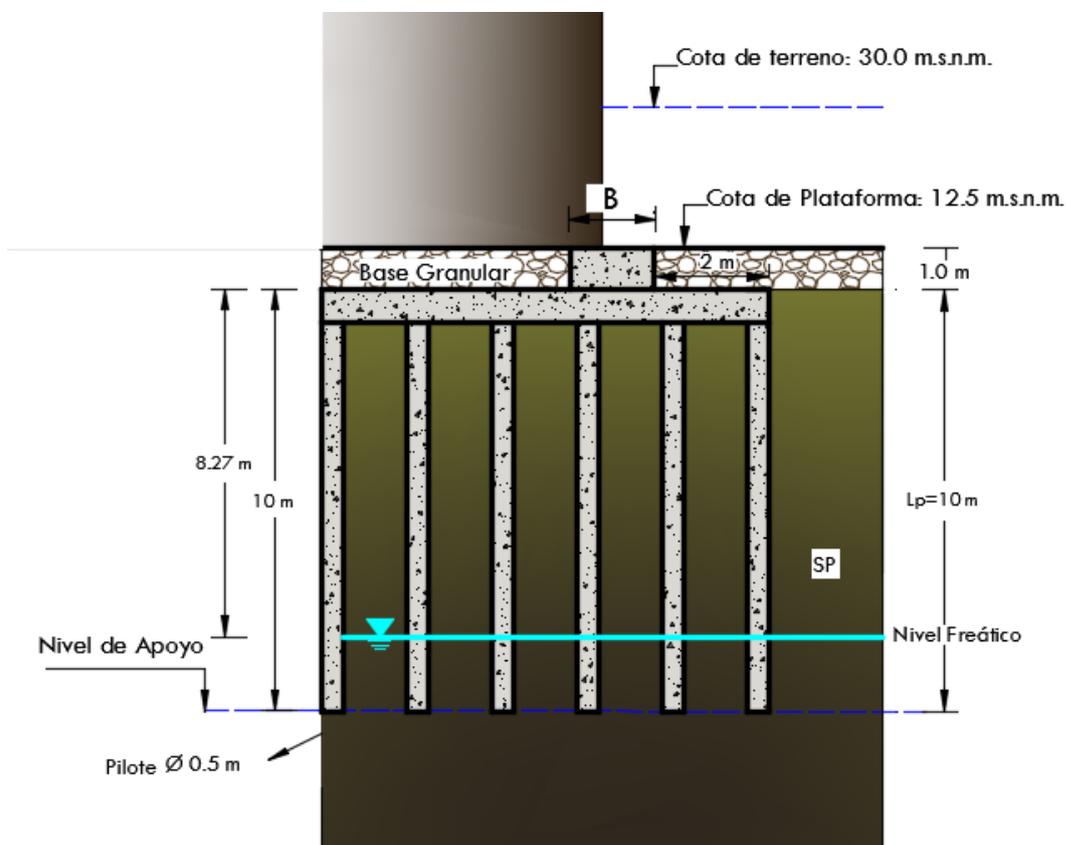


Figura 100. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-01.

#### 4.5.2. Propuesta de cimentación profunda PP-02

Se presentan los cálculos de la cimentación profunda para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-02.

##### 4.5.2.1. Cálculo de capacidad admisible del pilote

Las condiciones para el cálculo de capacidad admisible de pilotes son las siguientes:

Tabla 93. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-02.

Condiciones del Pilote PP-02	
Longitud del Pilote (m)	10.00
Diámetro del Pilote D (m)	0.50
2D	1.00
Área de Fricción (As) total (m <sup>2</sup> )	15.71
Área de Punta Ab (m <sup>2</sup> )	0.20
Longitud del Pilote Fuera del Terreno L1 (m)	0.00
Longitud del Pilote Dentro del Terreno L2 (m)	10.00
Módulo de Elasticidad del Pilote E (Tn/m <sup>2</sup> )	2000000
Carga Sobre la Cabeza del Pilote P (Tn)	20.00
Parámetro de transmisión de Carga al Terreno $\alpha$	0.76
Factor de Influencia $\alpha$	12.00

Determinadas las condiciones, se procede al cálculo de capacidad admisible, asentamiento aislado y asentamiento de grupo de pilotes, cuyo resultado se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 94. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-02.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor $N_{\text{Diseño SPT}}$	Fricción Unitaria fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Carga Unitaria Punta fb (Kg/cm <sup>2</sup> )
7.95	ML	33	0.33	8.47
9.45	SP	47	0.48	40.79
10.95	SM	47	0.48	40.79
12.17	SM	50	0.51	40.79
15.10	SP-SM	50	0.51	40.79
18.10	SM	50	0.51	40.79
21.60	SP	50	0.51	40.79

Tabla 95. Determinación de la capacidad última del pilote PP-02.

Resistencia Unitaria Promedio a la Fricción fsavg (Kg/cm2)	Resistencia Unitaria por Punta fb (Kg/cm2)	Capacidad Última Por Fuste Qs (Ton)	Capacidad Última Por Punta Qb (Ton)	Capacidad Última Pilote Qu (Ton)
0.47	40.79	73.87	80.06	153.93

Tabla 96. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-02.

Factor de Seguridad (FS)	Capacidad Última Admisible Pilote Qadm (Ton)	Asentamiento de Pilote Aislado Si (cm)	Asentamiento del Grupo de Pilotes Sg (cm)
3	51.31	0.20	2.45

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación mediante ubicación del sistema de pilotaje:

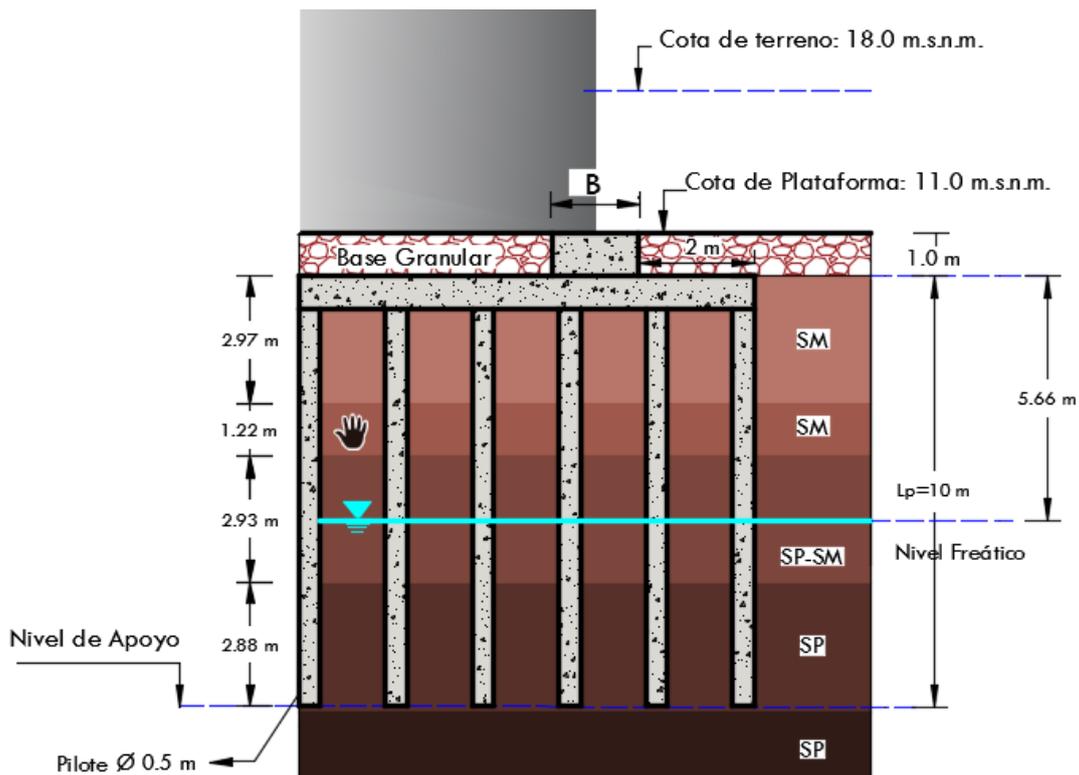


Figura 101. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-02.

### 4.5.3. Propuesta de cimentación profunda PP-03

Se presentan los cálculos de la cimentación profunda para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-03.

#### 4.5.3.1. Cálculo de capacidad admisible del pilote

Las condiciones para el cálculo de capacidad admisible de pilotes son las siguientes:

Tabla 97. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-03.

Condiciones del Pilote PP-03	
Longitud del Pilote (m)	10.00
Diámetro del Pilote D (m)	0.50
2D	1.00
Área de Fricción (As) total (m <sup>2</sup> )	15.71
Área de Punta Ab (m <sup>2</sup> )	0.20
Longitud del Pilote Fuera del Terreno L1 (m)	0.00
Longitud del Pilote Dentro del Terreno L2 (m)	10.00
Módulo de Elasticidad del Pilote E (Tn/m <sup>2</sup> )	2000000.00
Carga Sobre la Cabeza del Pilote P (Tn)	20.00
Parámetro de transmisión de Carga al Terreno $\alpha$	0.77
Factor de Influencia $\alpha$	12.00

Determinadas las condiciones, se procede al cálculo de capacidad admisible, asentamiento aislado y asentamiento de grupo de pilotes, cuyo resultado se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 98. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-03.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor $N_{\text{DISEÑO}}$ SPT	Fricción Unitaria $f_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Carga Unitaria Punta $f_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
2.00	SM	38	0.38	40.79
3.20	SM	38	0.38	40.79
4.85	SM	38	0.38	40.79
6.45	SP	48	0.48	40.79
8.20	SP	48	0.48	40.79
10.10	SP	48	0.48	40.79
12.77	SP-SM	50	0.51	40.79

Tabla 99. Determinación de la capacidad última del pilote PP-03.

Resistencia Unitaria Promedio a la Fricción $f_{savg}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia Unitaria por Punta $f_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Última Por Fuste $Q_s$ (Tn)	Capacidad Última Por Punta $Q_b$ (Tn)	Capacidad Última Pilote $Q_u$ (Tn)
0.44	40.78	69.77	80.06	149.83

Tabla 100. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-03.

Factor de Seguridad (FS)	Capacidad Última Admisible Pilote $Q_{adm}$ (Tn)	Asentamiento de Pilote Aislado $S_i$ (cm)	Asentamiento del Grupo de Pilotes $S_g$ (cm)
3	49.94	0.21	2.51

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación mediante ubicación del sistema de pilotaje:

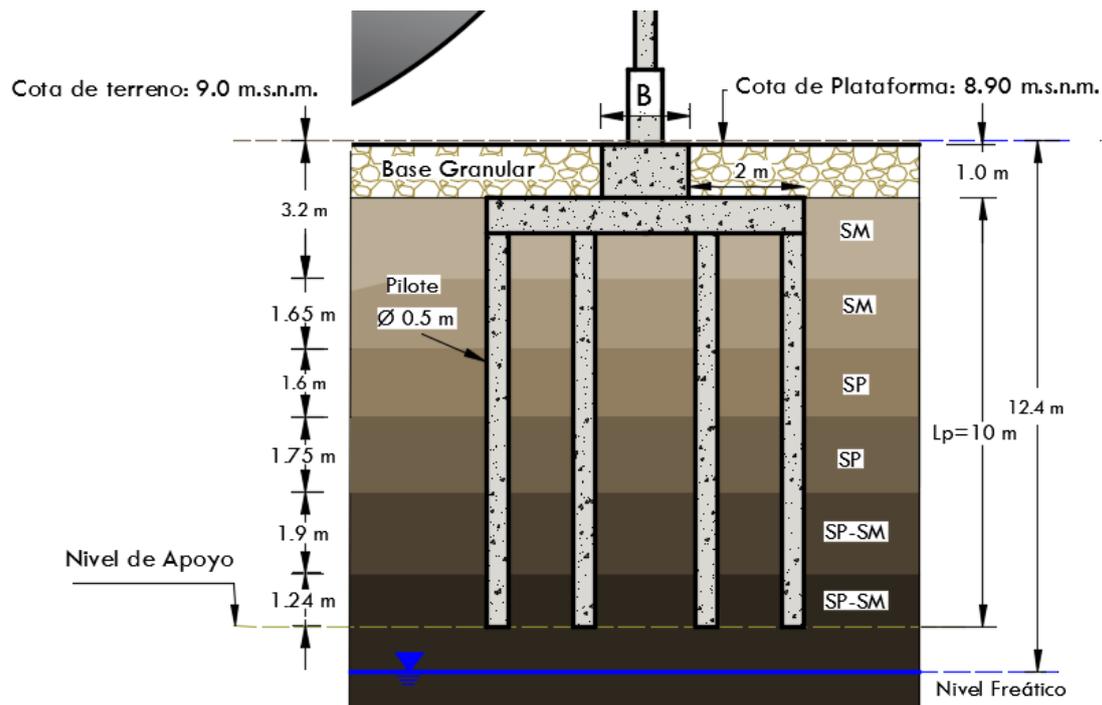


Figura 102. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-03.

La longitud del pilote se considera 1.00 m a partir del nivel de cota de terreno, posteriormente, ascendiendo hacia la plataforma final el tratamiento es mediante relleno estructural compactado y anillo de cimentación. Para el diámetro de pilote propuesto es

recomendable que en la parte superior de esta, se considere encepado como se muestra en la figura anterior.

#### 4.5.4. Propuesta de cimentación profunda PP-04

Se presentan los cálculos de la cimentación profunda para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-04.

##### 4.5.4.1. Cálculo de capacidad admisible del pilote

Las condiciones para el cálculo de capacidad admisible de pilotes son las siguientes:

Tabla 101. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-04.

Condiciones del Pilote PP-04	
Longitud del Pilote (m)	20.00
Diámetro del Pilote D (m)	0.50
2D	1.00
Área de Fricción (As) total (m <sup>2</sup> )	31.42
Área de Punta Ab (m <sup>2</sup> )	0.20
Longitud del Pilote Fuera del Terreno L1 (m)	0.00
Longitud del Pilote Dentro del Terreno L2 (m)	20.00
Módulo de Elasticidad del Pilote E (Tn/m <sup>2</sup> )	2000000.00
Carga Sobre la Cabeza del Pilote P (Tn)	20.00
Parámetro de transmisión de Carga al Terreno $\alpha$	0.71
Factor de Influencia $\alpha$	12.00

Determinadas las condiciones, se procede al cálculo de capacidad admisible, asentamiento aislado y asentamiento de grupo de pilotes, cuyo resultado se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 102. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-04.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor N <sub>DISENO</sub> SPT	Fricción Unitaria fs (Kg/cm <sup>2</sup> )	Carga Unitaria Punta fb (Kg/cm <sup>2</sup> )
1.90	SM	38	0.38	40.79
3.90	SM	38	0.38	40.79
5.45	SP-SM	26	0.26	39.00
6.70	SP-SM	43	0.43	40.79
8.40	SP-SM	48	0.48	40.79
9.95	SP-SM	19	0.19	29.06

12.90	SP-SM	50	0.51	40.79
15.95	SP-SM	12	0.12	18.35
18.50	SP	50	0.51	40.79

Tabla 103. Determinación de la capacidad última del pilote PP-04.

Resistencia Unitaria Promedio a la Fricción $f_{savg}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia Unitaria por Punta $f_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Última Por Fuste $Q_s$ (Tn)	Capacidad Última Por Punta $Q_b$ (Tn)	Capacidad Última Pilote $Q_u$ (Tn)
0.36	40.78	114.40	80.06	194.46

Tabla 104. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-04.

Factor de Seguridad (FS)	Capacidad Última Admisible Pilote $Q_{adm}$ (Tn)	Asentamiento de Pilote Aislado $S_i$ (cm)	Asentamiento del Grupo de Pilotes $S_g$ (cm)
3	64.82	0.20	2.44

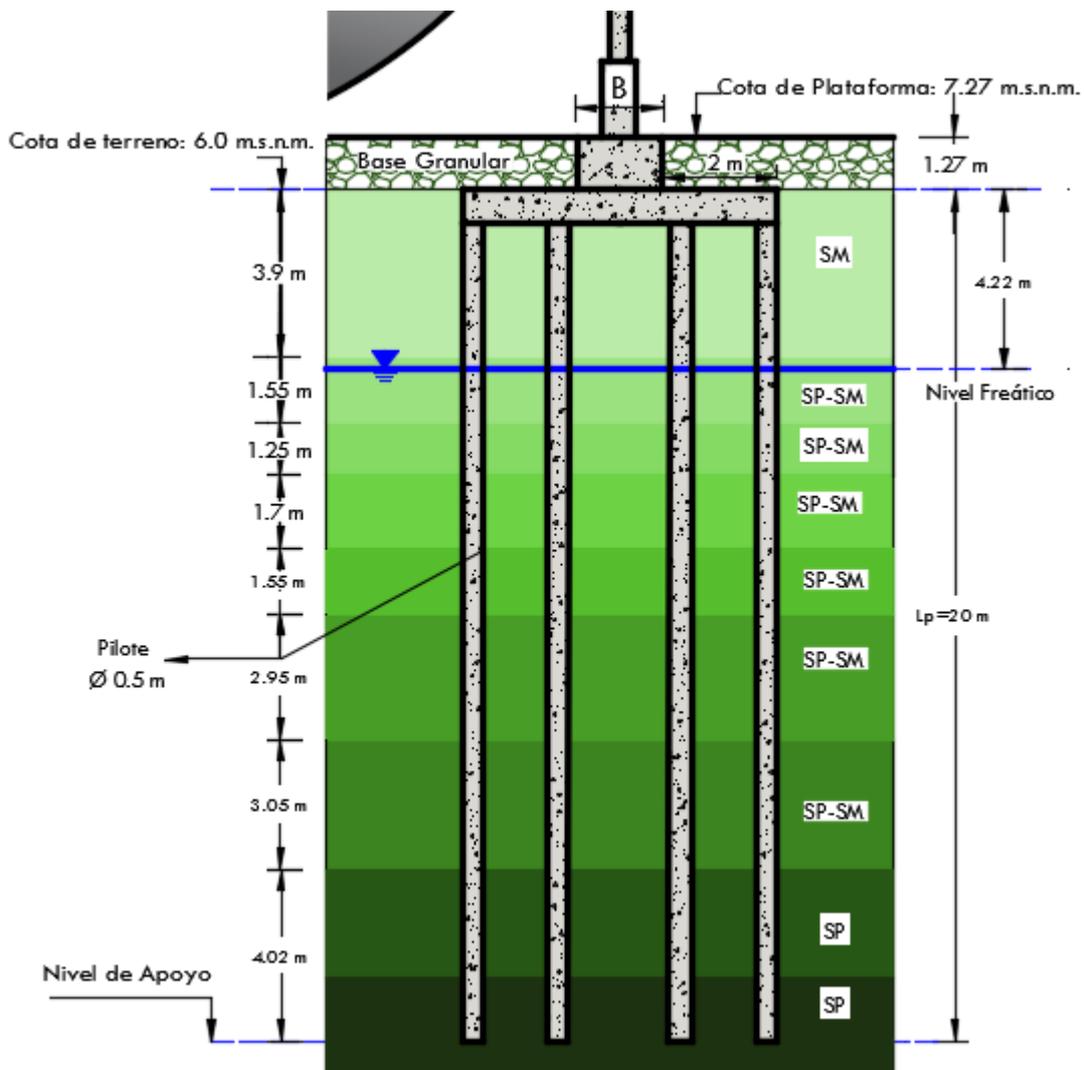


Figura 103. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-04.

#### 4.5.5. Propuesta de cimentación profunda PP-05

Se presentan los cálculos de la cimentación profunda para el tanque de almacenamiento cilíndrico en el punto PP-05.

##### 4.5.5.1. Cálculo de capacidad admisible del pilote

Las condiciones para el cálculo de capacidad admisible de pilotes son las siguientes:

Tabla 105. Condiciones para el cálculo de capacidad admisible del pilote PP-05.

Condiciones del Pilote PP-05	
Longitud del Pilote (m)	14.00
Diámetro del Pilote D (m)	0.50
2D	1.00
Área de Fricción (As) total (m <sup>2</sup> )	21.99
Área de Punta Ab (m <sup>2</sup> )	0.20
Longitud del Pilote Fuera del Terreno L1 (m)	0.00
Longitud del Pilote Dentro del Terreno L2 (m)	14.00
Módulo de Elasticidad del Pilote E (Tn/m <sup>2</sup> )	2000000.00
Carga Sobre la Cabeza del Pilote P (Tn)	20.00
Parámetro de transmisión de Carga al Terreno $\alpha$	0.74
Factor de Influencia $\alpha$	12.00

Determinadas las condiciones, se procede al cálculo de capacidad admisible, asentamiento aislado y asentamiento de grupo de pilotes, cuyo resultado se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 106. Determinación de la carga unitaria de pilotes PP-05.

Profundidad (m)	Tipo de Suelo	Valor $N_{DISEÑO}$ SPT	Fricción Unitaria $f_s$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Carga Unitaria Punta $f_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
1.95	SP-SM	24	0.25	36.71
3.45	SP	50	0.51	40.79
4.75	SP-SM	43	0.43	40.79
6.05	SP-SM	43	0.43	40.79
7.60	SW-SM	48	0.48	40.79
9.95	SP	10	0.11	15.98
12.85	SP-SM	50	0.51	40.79

15.95	SP-SM	50	50	40.79
-------	-------	----	----	-------

Tabla 107. Determinación de la capacidad última del pilote PP-05.

Resistencia Unitaria Promedio a la Fricción $f_{savg}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia Unitaria por Punta $f_b$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Capacidad Última Por Fuste $Q_s$ (Tn)	Capacidad Última Por Punta $Q_b$ (Tn)	Capacidad Última Pilote $Q_u$ (Tn)
0.40	40.79	88.88	80.06	168.94

Tabla 108. Determinación del asentamiento del grupo de pilotes PP-05.

Factor de Seguridad (FS)	Capacidad Última Admisible Pilote $Q_{adm}$ (kN)	Asentamiento de Pilote Aislado $S_i$ (cm)	Asentamiento del Grupo de Pilotes $S_g$ (cm)
3	56.32	0.20	2.44

En el siguiente esquema se explica la disposición de la cimentación mediante ubicación del sistema de pilotaje:

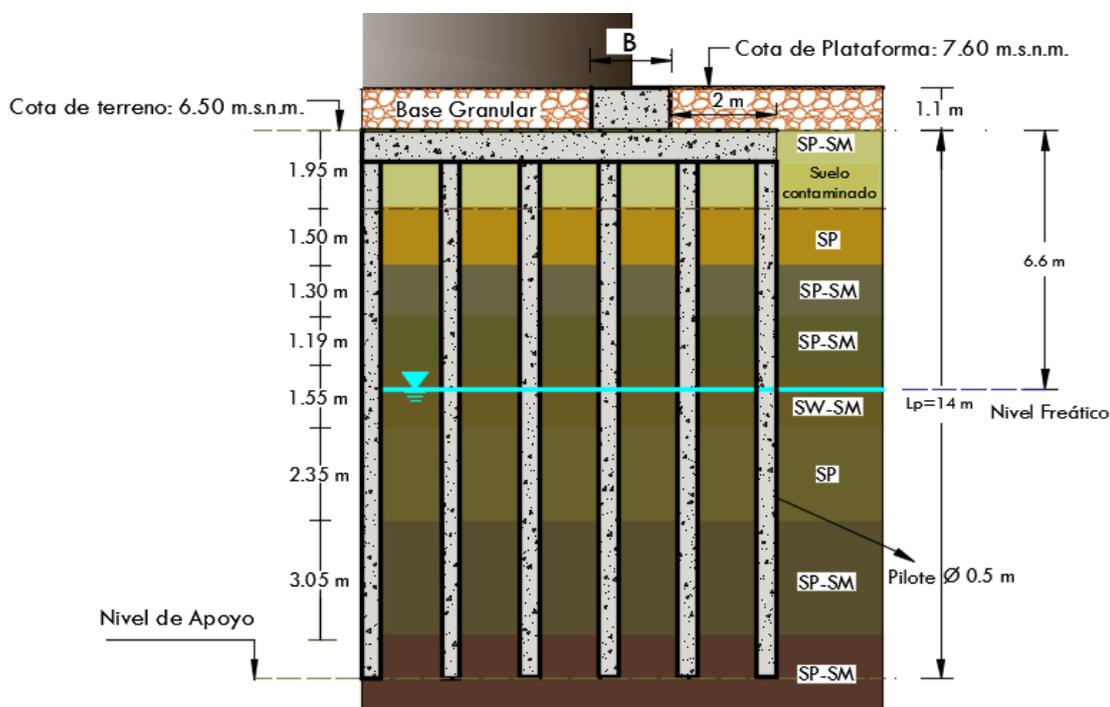


Figura 104. Esquema de la disposición de la cimentación profunda para tanque de almacenamiento PP-05.

La longitud del pilote se considera a partir del nivel de cota de terreno, posteriormente, ascendiendo hacia la plataforma final el tratamiento es mediante relleno estructural compactado

y anillo de cimentación. Para el diámetro de pilote propuesto es recomendable que en la parte superior de esta, se considere encepado como se muestra en la figura anterior.

#### **4.6. Contraste de hipótesis**

##### **Hipótesis general**

**HG:** Los suelos de la Comunidad Campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador sometidos a cargas sísmicas son susceptibles al fenómeno de la licuación.

##### **-Contraste**

En efecto, se confirma la hipótesis, de los seis puntos analizados, cinco resultaron susceptibles al fenómeno de licuación en el suelo de la Comunidad Campesina de Llanavilla, en el distrito de Villa el Salvador; los puntos altamente críticos fueron PP-03 a una profundidad de 10.10 metros, PP -04 y PP-05 a una profundidad de 9.95 m. con respecto a la cota del terreno; y el punto favorable se encontraba en PP-01 a 30 metros de profundidad con respecto a la cota del terreno.

##### **Hipótesis específicas**

**HE1:** Las suelos conformados en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, presentan baja compacidad y alto contenido de humedad perdiendo sus propiedades mecánicas al ser sometido a vibraciones.

##### **-Contraste**

Todos los puntos sondeados en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, presentaban baja humedad en la superficie del terreno, incrementándose a medida que la profundidad de exploración avanzaba, a tal punto de encontrarse material en estado saturado a mayor de los 21.00 metros de profundidad (en promedio) en todos los puntos; con respecto a la compacidad del material, el punto PP-01 mostraba en la superficie un estado medianamente compacto e incrementándose en la profundidad; el punto PP-02 una compacidad

en estado suelto en la superficie y muy compacto en la profundidad; el punto PP-03 contenía una material medianamente compacto en la superficie del terreno y compacto en la profundidad; el punto PP-04 y PP-05; el material variaba entre medianamente compacto a muy compacto y finalmente el punto PP-06 que contenía en todo su perfil un material compacto.

**HE2:** La magnitud sísmica presentada es relativamente alta y aceptable para determinar el grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima.

#### **-Contraste**

Se confirma la hipótesis, para la determinación del grado de susceptibilidad de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, se adoptó un sismo de magnitud de 8 Mw y un PGA de 0.48 g que representa un 25 % más en la intensidad del registro sísmico de octubre de 1974 ocurrido a 63 Km de la ciudad de Lima.

**HE3:** Las alternativas de reforzamiento para mitigar la susceptibilidad de licuación de suelos en la Comunidad Campesina de Llanavilla del distrito de Villa el Salvador, Lima son el recalce de pilotes y el reemplazo de material susceptible de poco espesor.

#### **-Contraste**

En efecto, se confirma la hipótesis, las propuestas fueron de dos tipos: en el caso de cimentaciones superficiales, comprenderá el reemplazo de material suelto por material granular normado además de propuesta de dimensiones mínimas en la cimentación para modelos de estructuras especiales y viviendas comunes existentes en la Comunidad Campesina de Llanavilla, por otro lado se propuso cimentaciones profundas en base a un sistema de pilotaje a nivel de predimensionamiento.

## **4.7. Discusión de resultados**

### **4.7.1. De la geología del área de estudio**

La Comunidad Campesina de Llanavilla en el distrito de Villa el Salvador, presenta una geología con secuencias estratigráficas de depósitos eólicos en la intercuenca Lurín. Frente a la playa Conchan, se tiene el cerro Lomo de Corvina formado con depósitos superficiales de naturaleza arenosa de origen eólico; la duna presenta una altura aproximada de 150 m y laderas con pendiente menores a 20°, susceptibles a derrumbes en las zonas de excavación antrópica y flujos de arena secos. La planicie (zona de estudio) tiene un relieve muy alterado aunado a procesos de mantos de arena que se ven impedidos por la infraestructura existente con pendientes del terreno entre 0 a 4%.

### **4.7.2. De la evaluación y propuestas en el punto PP-01**

El punto de exploración PP-01 tiene una cota de 30 m.s.n.m; en la caracterización del terreno se realizó el sondeo a una profundidad de 46 metros tomado desde la cota del terreno natural; se obtuvieron un total de 89 muestras para su respectivo ensayo en laboratorio, de los cuales se realizaron 12 ensayos de penetración estándar automático, apoyados mediante perforación diamantina (wash water); el material predominante en el punto de investigación fue una arena mal gradada (SP), aunque superficialmente se tenían arenas limosas (SM) y gravas mal gradadas con limo (GP-GM); la humedad del material incrementaba a medida que profundizaba la exploración de igual modo la compacidad; el nivel freático se encontró a una profundidad de 26.75 metros medida desde la cota del terreno natural.

Para el análisis de la susceptibilidad de licuación en el terreno se consideró una máxima aceleración sísmica de 0.48 g, y una magnitud sísmica de 8 Mw; los parámetros geotécnicos fueron correlacionados en base a los resultados corregidos de los valores N del ensayo de penetración estándar, el punto investigado resultó ser susceptible a la licuación a una

profundidad de 30.15 m, con un rango de afectación que comprende una capa de 5 metros las cuales varían desde los 28 metros hasta los 32 metros de profundidad.

La propuesta de cimentación se realizó para una estructura de tanque cilíndrico que almacena derivados de petróleo líquido (similares a estructuras que se encuentran en la zona de estudio) cuyas dimensiones son 20 metros de diámetro y una altura de 24 metros. La solución de la cimentación superficial indicaba un nivel de plataforma a 12.50 m.s.n.m, con remplazo de material granular de una altura de 2.00 m (parámetros de relleno controlado en base a los requerimientos mínimos del MTC-2018 para base granular) y una profundidad de desplante de 1.5 metros desde el nivel de plataforma, resultando una capacidad admisible mínima del terreno de 2.22 Kg/cm<sup>2</sup>. El análisis de esfuerzos y deformaciones realizado en software Plaxis 2D, para la solución propuesta arrojó un asentamiento diferencial de 32.54 mm (carga global: carga central más anillo de cimentación); y para la carga solamente en el anillo de cimentación se obtuvo un asentamiento diferencial de 36.64 mm, las cuales son menores a los límites especificados en la norma E 050 suelos y cimentaciones (50 mm). Por otro lado, la propuesta de cimentación profunda a nivel de predimensionamiento presento un pilote de 10 metros de longitud y 0.50 metros de diámetro, separados entre sí a 1.00 metro, generando una capacidad ultima admisible de 53.37 Tn y un asentamiento aislado de 0.20 cm.

#### **4.7.3. De la evaluación y propuestas en el punto PP-02**

El punto de exploración PP-02 tiene una cota de 16 m.s.n.m; en la caracterización del terreno se realizó el sondeo a una profundidad de 38 metros tomado desde la cota del terreno natural; se obtuvieron un total de 71 muestras para su respectivo ensayo en laboratorio, de los cuales se realizaron 13 ensayos de penetración estándar automático, apoyados mediante perforación diamantina (wash water); el material predominante en el punto de investigación fue una arena limosa mal gradada (SP-SM), aunque superficialmente se tenían arenas limosas (SM) y gravas limosas (GM); la humedad del material incrementaba a medida que profundizaba la

exploración de igual modo la compacidad; el nivel freático se encontró a una profundidad de 13.66 metros medida desde la cota del terreno natural.

Para el análisis de la susceptibilidad de licuación en el terreno se consideró una máxima aceleración sísmica de 0.48 g, y una magnitud sísmica de 8 Mw; los parámetros geotécnicos fueron correlacionados en base a los resultados corregidos de los valores N del ensayo de penetración estándar, el punto investigado resultó ser susceptible a la licuación a una profundidad 18.10 m, con un rango de afectación que inicia a 17.20 metros.

La propuesta de cimentación se realizó para una estructura de tanque cilíndrico que almacena derivados de petróleo líquido (similares a estructuras que se encuentran en la zona de estudio) cuyas dimensiones son 27 metros de diámetro y una altura de 32 metros. La solución de la cimentación superficial indicaba un nivel de plataforma a 11.00 m.s.n.m, con remplazo de material granular de una altura de 2.45 m. (parámetros de relleno controlado en base a los requerimientos mínimos del MTC-2018 para base granular) y una profundidad de desplante de 1.5 metros desde el nivel de plataforma, resultando una capacidad admisible mínima del terreno de 2.06 Kg/cm<sup>2</sup>.

El análisis de esfuerzos y deformaciones realizado en software Plaxis 2D, para la solución propuesta arrojó un asentamiento diferencial de 26.94 mm (carga global: carga central más anillo de cimentación) con un asentamiento tolerable de 27 mm; para la carga solamente en el anillo de cimentación se obtuvo un asentamiento diferencial de 45.62 mm, las cuales son menores a los límites especificados en la norma E 050 suelos y cimentaciones (50 mm). Por otro lado, la propuesta de cimentación profunda a nivel de predimensionamiento presento un pilote de 10 metros de longitud y 0.50 metros de diámetro, separados entre sí a 1.00 metro, generando una capacidad ultima admisible de 51.31 Tn y un asentamiento aislado de 0.20 cm.

#### **4.7.4. De la evaluación y propuestas en el punto PP-03**

El punto de exploración PP-03 tiene una cota de 9.00 m.s.n.m; en la caracterización del terreno se realizó el sondeo a una profundidad de 28 metros tomado desde la cota del terreno natural; se obtuvieron un total de 56 muestras para su respectivo ensayo en laboratorio, de los cuales se realizaron 11 ensayos de penetración estándar automático, apoyados mediante perforación diamantina (wash water); el material predominante en el punto de investigación fue una arena mal gradada (SP), aunque superficialmente se tenían arenas limosas (SM) y gravas mal gradadas con limo (GP-GM); la humedad del material incrementaba a medida que profundizaba la exploración de igual modo la compactación; el nivel freático se encontró a una profundidad de 5.40 metros medida desde la cota del terreno natural.

Para el análisis de la susceptibilidad de licuación en el terreno se consideró una máxima aceleración sísmica de 0.48 g, y una magnitud sísmica de 8 Mw; los parámetros geotécnicos fueron correlacionados en base a los resultados corregidos de los valores N del ensayo de penetración estándar, el punto investigado resultó ser susceptible a la licuación a una profundidad de 10.10 m, con un rango de afectación que inicia a 9.80 metros.

La propuesta de cimentación se realizó para una estructura de tanque esférico que almacena derivados de petróleo líquido (similares a estructuras que se encuentran en la zona de estudio) cuyas dimensiones son 26.50 metros de diámetro. La solución de la cimentación superficial indicaba un nivel de plataforma a 8.90 m.s.n.m, con remplazo de material granular de una altura de 2.00 m. (parámetros de relleno controlado en base a los requerimientos mínimos del MTC-2018 para base granular) y una profundidad de desplante de 1.5 metros desde el nivel de plataforma, resultando una capacidad admisible mínima del terreno de 2.83 Kg/cm<sup>2</sup>.

El análisis de esfuerzos y deformaciones realizado en software Plaxis 2D, para la solución, la carga solamente en el anillo de cimentación generó un asentamiento diferencial de 17.75 mm, el cual está dentro de los parámetros (menor a 20.80 mm), además el asentamiento total en el anillo no sobrepasa los 50 mm, por lo que la propuesta de mejoramiento de suelos es

aceptable. Por otro lado, la propuesta de cimentación profunda a nivel de predimensionamiento presento un pilote de 10 metros de longitud y 0.50 metros de diámetro, separados entre sí a 1.00 metro, generando una capacidad ultima admisible de 49.94 Tn y un asentamiento aislado de 0.21 cm.

#### **4.7.5. De la evaluación y propuestas en el punto PP-04**

El punto de exploración PP-04 tiene una cota de 6.00 m.s.n.m; en la caracterización del terreno se realizó el sondeo a una profundidad de 25 metros tomado desde la cota del terreno natural; se obtuvieron un total de 44 muestras para su respectivo ensayo en laboratorio, de los cuales se realizaron 10 ensayos de penetración estándar automático, apoyados mediante perforación diamantina (wash water); los material predominantes en el punto de investigación fue una arena mal gradada (SP), y una arena limosa mal gradada (SP-SM) aunque superficialmente se tenían arenas limosas (SM) y gravas mal gradadas con limo (GP-GM); la humedad del material incrementaba a medida que profundizaba la exploración de igual modo la compacidad; el nivel freático se encontró a una profundidad de 4.22 metros medida desde la cota del terreno natural.

Para el análisis de la susceptibilidad de licuación en el terreno se consideró una máxima aceleración sísmica de 0.48 g, y una magnitud sísmica de 8 Mw; los parámetros geotécnicos fueron correlacionados en base a los resultados corregidos de los valores N del ensayo de penetración estándar, el punto investigado resultó ser susceptible a la licuación a una profundidad 9.95 m, con un rango de afectación que inicia a 8.80 metros.

La propuesta de cimentación se realizó para una estructura de tanque esférico que almacena derivados de petróleo líquido (similares a estructuras que se encuentran en la zona de estudio) cuyas dimensiones son 26.00 metros de diámetro. La solución de la cimentación superficial indicaba un nivel de plataforma a 7.27 m.s.n.m, con remplazo de material granular de una altura de 3.27 m. (parámetros de relleno controlado en base a los requerimientos

mínimos del MTC-2018 para base granular) y una profundidad de desplante de 1.8 metros desde el nivel de plataforma, resultando una capacidad admisible mínima del terreno de 2.20 Kg/cm<sup>2</sup>.

El análisis de esfuerzos y deformaciones realizado en software Plaxis 2D, para la solución, la carga solamente en el anillo de cimentación generó un asentamiento diferencial de 17.85 mm, el cual está dentro de los parámetros (menor a 20.75 mm), además el asentamiento total en el anillo no sobrepasa los 50 mm, por lo que la propuesta de mejoramiento de suelos es aceptable; para la estabilidad del terraplén en el punto se propuso en base al modelamiento en el software Slide un talud de 1:1.5 = V:H, teniendo un factor de seguridad pseudoestático de FS= 1.623. Por otro lado, la propuesta de cimentación profunda a nivel de predimensionamiento presento un pilote de 20 metros de longitud y 0.50 metros de diámetro, separados entre sí a 1.00 metro, generando una capacidad última admisible de 64.82 Tn y un asentamiento aislado de 0.20 cm.

#### **4.7.6. De la evaluación y propuestas en el punto PP-05**

El punto de exploración PP-05 tiene una cota de 6 m.s.n.m; en la caracterización del terreno se realizó el sondeo a una profundidad de 25 metros tomado desde la cota del terreno natural; se obtuvieron un total de 49 muestras para su respectivo ensayo en laboratorio, de los cuales se realizaron 10 ensayos de penetración estándar automático, apoyados mediante perforación diamantina (wash water); el material predominante en el punto de investigación fue una arena mal gradada (SP), aunque superficialmente se encontró material de arena limosa mal gradada (SP-SM); la humedad del material incrementaba a medida que profundizaba la exploración de igual modo la compacidad; el nivel freático se encontró a una profundidad de 6.60 metros medida desde la cota del terreno natural.

Para el análisis de la susceptibilidad de licuación en el terreno se consideró una máxima aceleración sísmica de 0.48 g, y una magnitud sísmica de 8 Mw; los parámetros geotécnicos fueron correlacionados en base a los resultados corregidos de los valores N del ensayo de

penetración estándar, el punto investigado resultó ser susceptible a la licuación a una profundidad 9.95 m, con un rango de afectación que inicia a 8.20 metros.

La propuesta de cimentación se realizó para una estructura de tanque cilíndrico que almacena derivados de petróleo líquido (similares a estructuras que se encuentran en la zona de estudio) cuyas dimensiones son 32 metros de diámetro y una altura de 18 metros. La solución de la cimentación superficial indicaba un nivel de plataforma a 6.40 m.s.n.m, con remplazo de material granular de una altura de 2.00 m. (parámetros de relleno controlado en base a los requerimientos mínimos del MTC-2018 para base granular) y una profundidad de desplante de 1.80 metros desde el nivel de plataforma, resultando una capacidad admisible mínima del terreno de 2.50 Kg/cm<sup>2</sup>.

El análisis de esfuerzos y deformaciones realizado en software Plaxis 2D, para la solución propuesta arrojó un asentamiento central de 200.57 mm (carga global: carga central más anillo de cimentación) con un asentamiento tolerable de 320 mm; para la carga solamente en el anillo de cimentación se obtuvo un asentamiento diferencial de 45.17 mm, las cuales son menores a los límites especificados en la norma E 050 suelos y cimentaciones (50 mm). Por otro lado, la propuesta de cimentación profunda a nivel de predimensionamiento presento un pilote de 14 metros de longitud y 0.50 metros de diámetro, separados entre sí a 1.00 metro, generando una capacidad ultima admisible de 56.32 Tn y un asentamiento aislado de 0.20 cm.

#### **4.7.7. De la evaluación y propuestas en el punto PP-06**

El punto de exploración PP-06 tiene una cota de 5 m.s.n.m; en la caracterización del terreno se realizó el sondeo a una profundidad de 8 metros tomado desde la cota del terreno natural; se obtuvieron un total de 17 muestras para su respectivo ensayo en laboratorio, de los cuales se realizaron 5 ensayos de penetración estándar automático, apoyados mediante perforación diamantina (wash water); el material predominante en el punto de investigación fue una arena mal gradada (SP), aunque superficialmente se encontró material de arena limosa mal gradada (SP-SM); la humedad del material incrementaba a medida que profundizaba la

exploración de igual modo la compacidad; el nivel freático se encontró a una profundidad de 2.70 metros medida desde la cota del terreno natural.

Para el análisis de la susceptibilidad de licuación en el terreno se consideró una máxima aceleración sísmica de 0.48 g, y una magnitud sísmica de 8 Mw; los parámetros geotécnicos fueron correlacionados en base a los resultados corregidos de los valores N del ensayo de penetración estándar, el punto investigado no resultó ser susceptible a la licuación.

#### 4.7.8. De la evaluación y propuesta en la vivienda de tres pisos

En el punto SS-02 con una cota de 8 m.s.n.m; en la caracterización del terreno se realizó el sondeo a una profundidad de 4.35 metros tomado desde la cota del terreno natural; se obtuvieron un total de 8 muestras para su respectivo ensayo en laboratorio, de los cuales se realizaron 4 ensayos de penetración estándar manual; el material predominante en el punto de investigación fue arena limosa mal gradada (SP-SM); la humedad del material incrementaba a medida que profundizaba la exploración de igual modo la compacidad. La propuesta de cimentación superficial se hizo un nivel de 6.40 m.s.n.m, que consistía en zapatas conectadas con vigas de cimentación asentadas en el suelo natural a una profundidad de desplante de 1.50 m. resultando una capacidad admisible mínima del terreno de 1.80 Kg/cm<sup>2</sup> y un asentamiento total de 7 mm.

#### 4.7.9. De la agresión del suelo a la cimentación

En el caso de la agresión del suelo al concreto por contenido de sulfato se tomarán en base a los resultados obtenidos y los límites permisibles de agresión de sulfatos al concreto de acuerdo al ACI (American Concrete Institute), estos presentan una clase de exposición S0 y S1.

Tabla 109. Categorías y clases de exposición (Fuente: ACI 318.5-14)

Categoría	Clase	Condición
		Sulfatos solubles en agua (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> ) en el suelo, % en masa
Sulfato (S)	S0	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> < 0.10
	S1	0.10 ≤ SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> < 0.20
	S2	0.20 ≤ SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> ≤ 2.00
	S3	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> > 2.00

Tabla 110. Requisitos para el concreto según la clase de exposición (Fuente: ACI 318.S-14)

Clase de Exposición	Relación a/mc máx.	f'c Mínimo MPa	Tipo de Material Cementante		
			ASTM	ASTM	ASTM
			C 150M	C 595M	C 1157M
<b>S0</b>	N/A	17	Sin restricción en el tipo	Sin restricciones en el tipo	Sin restricción en el tipo
<b>S1</b>	0.5	28	II	Tipo IP, IS o IT con designación (MS)	MS
<b>S2</b>	0.45	31	V	Tipo IP, IS o IT con designación (HS)	HS
<b>S3</b>	0.45	31	V más puzolanas o cemento de escoria	Tipo IP, IS o IT con designación (HS) más puzolanas o escoria	HS más puzolanas o escoria

De acuerdo a la recomendación del ACI-2014 se encuentra en una clase exposición S0 y S1 por lo que se recomienda mínimamente un cemento Tipo II o Tipo IP, IS o IT con designación (MS).

En el caso de una agresión del suelo por contenido de cloruro el fenómeno corrosivo se centra en el acero de refuerzo de la cimentación de concreto armado en contacto con el suelo, cuyo valor máximo, de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones E 050, es 0.15%. De los resultados obtenidos en ensayos para la determinación de cloruros solubles en suelo, se tiene en los puntos PP-03 y PP-01, los valores de cloruro superan el límite normativo, sin embargo estas capas de suelo se encuentran, a una profundidad mayor a la del desplante recomendado, por lo que no afecta a la cimentación además de que ambas estructuras reposarán sobre terraplén de material controlado propuesto.

Tabla 111. Puntos que sobrepasan límites permitidos de contenido de Cloruros

Ubicación	Muestra	Profundidad (m) (*)	Cloruros (ppm)	Desplante Df (m) (**)
<b>PP-03</b>	M-9 (SPT 3)	4.50-4.85	1749	1.5
<b>PP-01</b>	M-59 (SPT 10)	30.00-30.15	6685.5	1.5

(\*) Contado a partir de cota de terreno natural

(\*\*) Contado a partir de cota de plataforma, la cimentación se asentará en una base granular de 2 m de espesor

No se requiere de tratamiento al acero de refuerzo, ya que la cimentación estará en contacto con el material granular de cantera, que cumple los requisitos mínimos para no ser agresivo al acero de la estructura.

#### 4.7.10. Del material de reemplazo: Base granular

Los materiales que componen los mejoramientos mediante rellenos controlados de ingeniería en la cimentación serán del tipo base granular compactadas en capas no mayores a 30 cm hasta lograr un grado de compactación del 100% de la máxima densidad seca del próctor modificado, el contenido de humedad verificado en campo no deberá escapar del rango de +/- 2% de la óptima humedad de laboratorio. Las características mínimas del material de préstamo proveniente de cantera serán las siguientes:

Tabla 112. Requerimientos granulométricos para base granular (Fuente: ASTM D- 1241)

Tamiz	Porcentaje que pasa en peso			
	Gradación A	Gradación B	Gradación C	Gradación D
50 mm. (2")	100	100		
25 mm. (1")		75-95	100	100
9.5 mm. (3/8")	30-65	40-75	50-85	60-100
4.75 mm. (N°4)	25-55	30-60	35-65	50-85
2.0 mm. (N°10)	15-40	20-45	25-50	40-70
425 µm. (N°40)	8-20	15-30	15-30	25-45
75 µm. (N°200)	2-8	5-15	5-15	8-15

Requerimiento mínimo del Valor Relativo de Soporte (CBR) es referido al 100% de Máxima Densidad Seca y una Penetración de carga de 0.1" (2.5 mm) (Fuente: MTC-402)

Valor Relativo de Soporte, CBR	Tráfico en ejes equivalentes (<math><10^6</math>)	Mín. 80%
	Tráfico en ejes equivalentes (>=10 <sup>6</sup> )	Mín. 100%

Tabla 113. Requerimientos agregado grueso (MTC-402)

Ensayo	Norma MTC	Norma ASTM	Norma AASHTO	Requerimientos Altitud	
				< 3.000 msnm	≥3.000 msnm
Partículas con una cara fracturada	MTC E 210	D 5821	--	80% mín.	80% mín.

Partículas con dos caras fracturadas	MTC E 210	D 5822	--	40% mín.	50% mín.
Abrasión Los Ángeles	MTC E 207	C 131	T 96	40% mín.	40% mín.
Partículas chatas y alargadas	--	D 4791	--	15% mín.	15% mín.
Sales solubles totales	MTC E 219	D 1888	--	0.5% mín.	0.5% mín.
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E 209	C 88	T 104	--	18% mín.

Tabla 114. Requerimientos agregado fino (Fuente: MTC-402)

Ensayo	Norma	Requerimientos Altitud	
		<3 000 msnm	≥3 000 msnm
Índice plástico	MTC E 111	4% máx.	2% mín.
Equivalente de arena	MTC E 114	35% mín.	4% mín.
Sales Solubles	MTC E 219	0.5% máx.	4% máx.
Durabilidad al sulfato de magnesio	MTC E 209	--	15%

## Capítulo V

### Conclusiones y recomendaciones

#### 5.1. Conclusiones

1. Los suelos de la Comunidad Campesina de Llanavilla son susceptibles al fenómeno de licuación, de los seis puntos analizados, cinco resultaron potencialmente licuables; los puntos altamente críticos fueron PP-03 a una profundidad de 10.10 metros, PP -04 y PP-05 a una profundidad de 9.95 m; por otro lado, el punto no susceptible a la licuación se encontró en PP-01.
2. Los suelos de la Comunidad Campesina de Llanavilla presenta de superficialmente arena mal gradada (SP) en un 25% y arena limosa mal gradada (SP-SM) en 12.5%; las capas semiprofundas tienen un material de arena limosa (SM) y arena limosa mal gradada (SP-SM) en 37.7% y por ultimo las capas profundas muestran un material gravoso mal gradado con limo (GP-GM) de 18.75% y grava limosa (GM) en 6.25%; por otro lado, en todos los puntos sondeados se tiene un incremento de humedad a mayor profundidad al igual que la compacidad.
3. La propuesta de cimentación superficial en todos los puntos consiste en fundaciones anulares (anillos de cimentación) o plateas para estructuras

especiales bajo lineamientos mínimos de la normativa E-060 del RNE, asentadas en material granular o rellenos controlados compactadas en capas no mayores a 30 cm hasta lograr un grado de compactación del 100% de la máxima densidad seca del próctor modificado, generando un incremento de la capacidad portante a 2.06 Kg/cm<sup>2</sup> en el punto PP-02 (Punto crítico).

4. La propuesta de cimentación profunda en el terreno de la Comunidad estudiada, presenta un sistema de estructuras de pilote con diámetros de 0.50 m separados entre sí a 1.00 m, con longitudes de 10 m (PP-01, PP-02 y PP-03), 20 m (PP-04) y 14 m (PP-05).
  
5. La propuesta de cimentación para una vivienda de tres pisos en base a la exploración en el punto SS-02, donde se encontró un material de arena mal gradada con limo (SP-SM) consistió en zapatas conectadas con vigas de cimentación con profundidad de desplante de 1.50 capacidad admisible mínima del terreno de 1.80 Kg/cm<sup>2</sup> y un asentamiento total de 7 mm.

## 5.2. Recomendaciones

En base a los resultados, la presente investigación se centró en conocer la susceptibilidad de licuación y posibles alternativas de cimentación en la Comunidad Campesina de Llanavilla, por lo que se sugieren las siguientes investigaciones:

- Primera:** Los valores obtenidos del ensayo de penetración estándar automático (SPT) son confiables, sin embargo no se puede dar a conocer que toda la Comunidad es susceptible a la licuación, ya que no se abarcó toda la zona; además, se recomienda efectuar ensayos de penetración con cono (CPT) y determinar datos reales de campo con valores de velocidad de onda (VS) mediante ensayos geofísicos.
- Segunda:** Para futuras investigaciones inclinadas a ejecución de obras civiles, se recomienda complementar los resultados que han sido obtenidos en este estudio, a nivel de costos y presupuestos, generando partidas acordes a la propuesta de cimentación.
- Tercera:** La presente investigación generó información de historial sísmico en base a su antecedentes obtenidos del CISMID, sin embargo, se recomienda generar un estudio de amenaza sísmica local, que permite obtener parámetros reales de magnitud y aceleración como variables aleatorias en los análisis probabilísticos.
- Cuarta:** Aun habiendo alcanzado los objetivos en la presente investigación, se da la existencia de muchas metodologías en propuestas de mejoramiento del suelo licuable, tema que no se abarco, se recomienda prolongar los estudios llevándola a nuevas líneas de investigación.
- Quinta:** Finalmente se recomienda tener precaución con el tratamiento de estos suelos, en especial con estructuras con grandes cargas a fin de evitar incrementos de presión de poros durante un movimiento sísmico.

## Referencias

- Adanaque Guerrero, J.D. (2019). *Evaluación del potencial de licuefacción de suelos en las zonas costeras de Lambayeque y Mórrope, provincia de Lambayeque, 2017*. Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. Chiclayo. Perú.
- Alfaro, J. (2002). *Manual para la elaboración de planes de desarrollo urbano*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima. Perú.
- Alva Hurtado J. (2012). *Licuación de Suelos en Perú*, CISMID - Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú.
- Alva, J., Meneses, J., Chang, L., Lara, J. & Nishimura, T. (1982). *Efectos en el terreno ocasionados por los sismos de alto mayo en Perú*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú.
- Bartlett, S. F., & Youd, T. L. (1992). *Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads*. Buffalo, NY: National Center for earthquake engineering research.
- Benites Alarcón, L.M. & Vílchez Pérez, J. J. A., (2017). *Potencial de licuefacción en el distrito de Santa Rosa*. Universidad Señor de Sipán. Chiclayo. Perú.
- Berg G.V. & Husid R. (1973). *Structural Behavior in the 1970 – Peru Earthquake*. 5th World Conference in Earthquake Engineering. Roma, Italia.
- Borja, M. (2012). *Metodología de la investigación científica para ingenieros*. Chiclayo. Perú.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, M. (2014) *Metodología de la investigación*. 6.ta ed. México.
- Casagrande, A. (1976). *Liquefaction and Cyclic dermation of sand a Critical Review*. Harvard Soil Mechanics.

- Carrillo Gil., A. (1970). *Algunas Estimaciones del Comportamiento del Suelo durante el Terremoto de Ancash*. II Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Lima. Perú.
- Carrillo Gil. A. & Alcayhuaman, L. (2007). *Licuación de suelos durante el sismo Pisco-Perú*. Perú.
- Cetin, K. O., Seed R. B., Moss R. E. S., Der Kiureghian A. K., Tokimatsu K., Harder L. F., & Kayen R. E. (2000). *Field Performance Case Histories for SPT-Based Evaluation of Soil Liquefaction Triggering Hazard*. Geotechnical Engineering Research Report.
- CISMID. (2011). *Microzonificación sísmica del Distrito de Villa El Salvador*. Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. Lima. Perú.
- Cubides Cruz, A. (2017). *Zonificación a partir del potencial de licuación de la zona urbana del Municipio de Apartadó, Antioquia*. (Tesis de Maestría). Departamento de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Colombia. Colombia.
- Erickson G.E., Plafker G. & Fernández Concha J. (1970). *Preliminary Report on the Geological Events Associated with the May 31, 1970 Peru Earthquake*. U.S. Geological Survey Circular 639.
- Falcón M. F. & Ramírez, P. (2012). *Generación de mapas de licuefacción a partir del sismo de Febrero de 2010*, SERNAGEOMIN, Ed., Concepción: Facultad de Ingeniería, Universidad de Concepción. Chile.
- Garzón, L. (2012). *Factores que condicionan la generación de procesos de licuación durante eventos sísmicos*. Departamento de Ingeniería Civil. Pontificia Universidad Javeriana. Bogotá D. C.
- Gutenberg, B. (1945). *Magnitude determination for deep focus earthquakes*. vol. 35, Bulletin of the Seismological Society of America.

- Henríquez, C. (2007). *Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación*. (Tesis doctoral). Universidad Politécnica de Madrid. España..
- Huidobro Chicoma, L.M. (2015). *Determinación del potencial de licuación de suelos en el casco urbano de la ciudad de Pícsi*. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo. Lambayeque. Perú.
- Idriss I. M., & Boulanger R. W. (2004). *Semi-empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes*. 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Berkeley.
- INDECI. (2003). *Mapa de peligros de la ciudad de Lambayeque*. Instituto Nacional de Defensa Civil. PNUD PER/02/051. Perú.
- Ishihara K. (1974). *Liquefaction of subsurface soils during earthquakes*. University of Tokyo.
- Iwasaki T. (1986). *Soil Liquefaction Studies in Japan State of the Art*. International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokia K.i. & Yasuda S. (1978). *A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan*. Proc. 2nd Int. Conf. on Microzonation, San Francisco.
- Kanamori, H. (1977). *The Energy Release in Great Earthquakes*, vol. 82, Journal of Geophys Research.
- Kramer, S. & Stewart, J. (2004). *Geotechnical Aspects of Seismic Hazards*. Ebozorgnia, Taylor and Francis Group, Londres.
- Lara Yáñez, N.E. (2013). *Susceptibilidad de licuefacción en la Comuna de Doñihue*. Concepción Facultad de Ingeniería, Universidad de Chile. Santiago de Chile.

- Liao S. y Whitman R.V. (1986). *Overburden Correction Factors for SPT in Sand*. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE.
- Morales Soto, N. & Zavala, N. (2008). *Terremotos en el litoral central del Perú: ¿podría ser Lima el escenario de un futuro desastre?*. Vol. 25, pp. 217-224. Perú.
- Mussio, V. (2012). *Potencial de licuación mediante el método de microtemores en la colonia solidaridad social, Mexicali*. (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México. México.
- Ordoñez A., Barrón H., & Alva Hurtado J.E. (1984). *Vulnerabilidad Sísmica de Chimbote y Huaraz*. V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú.
- Parra D. (2008). *Licuación de Suelos y Resistencia Cíclica*. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima. Perú.
- Parra M. D., Aguilar B. Z., Ayquipa H. C., & Alva H. J. (1992). *Evaluación del Potencial de licuación de suelos en la ciudad de Moyobamba*. IX Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Moyobamba. Perú.
- Puma, M.A. & Rincón P. E. (2015). *Evaluación del potencial de licuación del material de relave en la presa zona norte en la mina Cobriza – Perú*. Universidad Ricardo Palma. Lima. Perú.
- Santibañez Rodríguez, D. H. (2006). *Determinación del Potencial de licuación de Suelos no Cohesivos Saturados bajo Cargas sísmicas usando el Ensayo de Penetración Estándar*. Chile.
- Rauch A. F. (1997). *An Empirical Method for Predicting Surface Displacements Due to Liquefaction-Induced Lateral Spreading in Earthquakes*, Thesis to doctor of philosophy in civil engineering. Geotechnical Engineering, Department of Civil Engineering. University of California at Berkeley. Blacksburg – Virginia.

- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2018). *Norma E.030. Diseño sismoresistente*. Diario El Peruano, Lima, Perú.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2018). *Norma E.050. Suelos y cimentaciones*. Diario El Peruano, Lima, Perú.
- Rodas Aldana, E. J. (2011). *Susceptibilidad a la licuefacción por medio del sondeo de penetración estándar: las Lisas, Chiquimulilla, Santa Rosa, Guatemala*. Universidad Nacional San Carlos. Guatemala.
- Santibáñez, D. (2006). *Determinación del potencial de licuefacción de suelos no cohesivos saturados bajo cargas sísmicas usando el ensayo de penetración estándar*. (Tesis de Ingeniería en Construcción). Universidad Austral de Chile.
- Sampieri H. (2001). *Metodología de la investigación*. Mc Graw Hill, 2° edición, México.
- Skempton, A. W. (1986). *Standard penetration test procedure and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation*. *Geotechnique*.
- Tavera, H. (2014). *Evaluación del Peligro Asociado a los Sismos y Efectos Secundarios en Perú*. Instituto Geofísico del Perú. Lima. Perú.
- Terzaghi, K., & Peck, R. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York.
- Wang, W. (1979). *Some Findings in Soil Liquefaction*. Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute. Beijing. China.
- Tokimatsu K., & Yoshimi Y. (1983). *Empirical correlation of soil liquefaction based on SPT N-value and fines content*. *Soil and Foundations*, JSSMFE.
- Youd, T. L., & Hoose, S. N. (1977). *Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting*, vol. 3, New Jersey.

Youd, T. L., & Idriss, I. (1996). *Liquefaction Resistance of Soils. Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils.*

Zapata, O. (2012). *Estimación de desplazamiento lateral y vertical del terreno debido a licuación inducido por sismo en México.* (Tesis de ingeniería civil). Universidad Nacional Autónoma de México. Mexico.

Zavala, G., Olcese, M., Zegarra, J., & Moreno, V. (2011). *Caracterización geotécnica de localidades sujetas al fenómeno de licuación - el caso de Tambo de Mora.* Pisco. Lima. Perú.

Seed & Idriss. (1971). *Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential.* ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering.