

FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA- SAN MARTÍN, 2022.”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

**Autores:**

Diana Thalia Chavez Céspedes

Fernando Jimenez Tuesta

**Asesor:**

Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera

Código ORCID <https://orcid.org/0000-0002-8672-3239>

Lima - Perú

**JURADO CALIFICADOR**

Jurado 1	Christian Marlon Araujo Choque	44759840
Presidente(a)	Nombre y Apellidos	Nº DNI

Jurado 2	Edwin Jhon Aquire Dueñas	71461245
	Nombre y Apellidos	Nº DNI

Jurado 3	Julio Christian Quesada Llanto	42831273
	Nombre y Apellidos	Nº DNI

## DEDICATORIA

Está investigación se la dedico a las dos estrellas de mi vida, que son mis padres Manuel y Rosa los cuales me han guiado por un camino de bien, con sus consejos, paciencia, amor y a quienes les debo mis logros incluyendo este.

*Chávez Céspedes Diana Thalía*

A mis padres Eduardo e Zulma, porque, ellos son los pilares de mi vida que con mucho amor brindan su confianza en mí en todo momento. Estoy eternamente agradecido con ustedes y muy orgulloso de tenerlos a mi lado, queridos padres los amo muchísimo. A mi prima Karen Q.E.D, porque, a pesar de que el tiempo ha pasado, tengo guardado en lo más profundo de mi corazón aquellos días que solíamos reír mucho con nuestras ocurrencias. Infinitamente gracias por el amor y compañía que me brindaste, por esta razón, siempre será el mejor regalo que tendré, te quiero mucho, te extraño y sé que siempre estás en todo momento conmigo.

*Jiménez Tuesta Fernando*

## **AGRADECIMIENTO**

### **A DIOS**

Por su divina misericordia y bendecir mi vida, por darme fuerza en los momentos de dificultad y debilidad.

### **A MI FAMILIA**

Por el apoyo incondicional que siempre me han brindado.

### **A LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE**

Por el prestigio que me brinda y ser parte de esta hermosa familia profesional y por su excelencia plana docente por compartir sus conocimientos, a lo largo de toda la preparación de nuestra formación como profesionales.

*Chávez Céspedes Diana Thalía*

### **A DIOS**

Por darme la fortaleza para afrontar cada desafío y brindarme la oportunidad de continuar con mis metas propuestas.

### **A MIS PADRES**

Eduardo e Zulma, por su entrega de amor, formación con principios y valores que me brindan en cada momento, para llegar a ser con perseverancia, exitoso en la vida.

### **A MIS ABUELITAS**

Juana e Irma, por sus cariños que me hacen sentir mejor, sus cuidados me hicieron fuerte y su amor que me enseñó a que siempre vivamos en armonía y en paz. Abuelitas, que hermosas son.

### **A LA UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE**

Por el prestigio que me brinda y ser parte de esta hermosa familia profesional, exigencia que me brindaron para ser un buen profesional competitivo y por su excelencia plana docente por compartir sus conocimientos y experiencias, a lo largo de toda mi formación profesional.

*Jiménez Tuesta Fernando*



## Tabla de Contenidos

<b>JURADO CALIFICADOR.....</b>	<b>2</b>
<b>DEDICATORIA .....</b>	<b>3</b>
<b>AGRADECIMIENTO.....</b>	<b>4</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS .....</b>	<b>8</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>11</b>
<b>ÍNDICE DE ECUACIONES .....</b>	<b>13</b>
<b>RESUMEN .....</b>	<b>14</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>15</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>16</b>
1.1. Realidad Problemática .....	16
1.2. Antecedentes .....	20
1.2.1. Antecedentes Internacionales .....	20
1.2.2. Antecedentes Nacionales.....	28
1.3. Marco Teórico .....	32
1.3.1. Licuación de Suelos .....	32
1.3.2. Estudio del Potencial de Licuación .....	44
1.3.3. Peligro Sísmico .....	46
1.3.4. Sismicidad del Perú .....	46
1.3.5. Efectos Sísmicos en los Edificios .....	48
1.3.6. Respuesta Sísmica de los Edificios a la Acción Sísmica .....	49
1.3.7. Fallas más Habituales Debida a la Acción Sísmica.....	51
1.3.8. Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente .....	52
1.3.9. Análisis de Interacción Suelo-Estructura .....	52
1.3.10. Modelo de Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE).....	57
1.4. Marco Conceptual .....	59
1.4.1. Análisis del Potencial de Licuación Según el RNE E.050.....	59
1.4.2. Análisis del Potencial de Licuación Según la Norma NCSP-07.....	65
1.4.3. Análisis del Potencial de Licuación Según la Norma NCSE-02.....	69
1.4.1. Parámetros de Diseño Sismorresistente Según el RNE E.030-2019 .....	71
1.4.2. Análisis de Fuerzas Estáticas Equivalentes.....	79
1.4.3. Análisis Dinámico Modal Espectral .....	82
1.4.4. Modelo IDSE, Según la Norma NIST GCR 12-917-21 .....	85
1.4.5. Respuesta Estructural .....	93
1.5. Justificación del Estudio .....	95
1.5.1. Justificación Teórica.....	95

1.5.2.	<i>Justificación Metodológica</i> .....	95
1.5.3.	<i>Justificación Práctica</i> .....	96
1.6.	Formulación del Problema de Investigación.....	96
1.7.	Objetivos .....	97
1.7.1.	<i>Objetivo General</i> .....	97
1.7.2.	<i>Objetivo Específico</i> .....	97
1.8.	Formulación de Hipótesis .....	97
1.8.1.	<i>Hipótesis General</i> .....	97
1.9.	Limitación del Estudio .....	97
<b>CAPÍTULO 2.                  METODOLOGÍA .....</b>		<b>98</b>
2.1.	Tipo de Investigación.....	98
2.1.1.	<i>Enfoque de la Investigación</i> .....	98
2.1.2.	<i>Alcance de la Investigación</i> .....	99
2.1.3.	<i>Diseño de Investigación</i> .....	100
2.1.4.	<i>Operacionalización de Variables</i> .....	102
2.2.	Población y Muestra.....	103
2.2.1.	<i>Población</i> .....	103
2.2.2.	<i>Muestra</i> .....	103
2.3.	Técnicas e Instrumentos de Recolección y Análisis de Datos .....	105
2.3.1.	<i>Técnicas de Recolección de Datos</i> .....	105
2.3.2.	<i>Instrumentos de Recolección de Datos</i> .....	106
2.3.3.	<i>Validez y Confiabilidad de Instrumentos</i> .....	106
2.3.4.	<i>Análisis de Datos</i> .....	107
2.3.5.	<i>Aspectos Éticos</i> .....	108
2.4.	Procedimiento .....	108
2.4.1.	<i>Descripción General del Área del Proyecto y Entorno</i> .....	108
2.4.2.	<i>Sectores que Conforman el Proyecto</i> .....	110
2.4.3.	<i>Características de los Materiales</i> .....	117
2.4.4.	<i>Geometría de las Cimentaciones</i> .....	118
2.4.5.	<i>Esquema de la Investigación</i> .....	125
2.4.6.	<i>Procedimiento del Objetivo Específico N° 1</i> .....	126
2.4.7.	<i>Procedimiento del Objetivo Específico N° 2</i> .....	156
2.4.8.	<i>Procedimiento del Objetivo Específico N° 3</i> .....	168
<b>CAPÍTULO 3.                  RESULTADOS.....</b>		<b>171</b>
3.1.	Resultado del Objetivo Específico N° 1 .....	171
3.1.1.	<i>Potencial de Licuación: Relación de Esfuerzo Cíclico (CSR)</i> .....	171
3.1.2.	<i>Potencial de Licuación: Relación de Resistencia Cíclica (CRR)</i> .....	176
3.1.3.	<i>Potencial de Licuación: Factor de Seguridad (FSL)</i> .....	182
3.1.4.	<i>Resumen del Análisis del Potencial de Licuación</i> .....	185
3.2.	Resultado del Objetivo Específico N° 2 .....	187

3.2.1.	<i>Respuesta Estructural: Fuerza Cortante Basal Estático</i>	188
3.2.2.	<i>Respuesta Estructural: Efecto por Torsión Estático</i>	192
3.2.3.	<i>Respuesta Estructural: Momento de Volteo Estático</i>	197
3.2.4.	<i>Respuesta Estructural: Distorsión de Entrepiso Estático</i>	202
3.2.5.	<i>Resumen de Variaciones (%) en las Respuestas Estructurales</i>	213
3.3.	Resultado del Objetivo Específico N° 3	215
3.3.1.	<i>Respuesta Estructural: Periodos &amp; Modos de Vibrar</i>	215
3.3.2.	<i>Respuesta Estructural: Fuerza Cortante Basal Dinámico</i>	220
3.3.3.	<i>Respuesta Estructural: Efecto por Torsión Dinámico</i>	225
3.3.4.	<i>Respuesta Estructural: Momento de Volteo Dinámico</i>	230
3.3.5.	<i>Respuesta Estructural: Distorsión de Entrepiso Dinámico</i>	235
3.3.6.	<i>Resumen de Variaciones (%) en las Respuestas Estructurales</i>	246
<b>CAPÍTULO 4.</b>	<b>DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES</b>	<b>248</b>
4.1.	Discusiones	248
4.1.1.	<i>Discusión del Objetivo Específico N° 1</i>	248
4.1.2.	<i>Discusión del Objetivo Específico N° 2</i>	251
4.1.3.	<i>Discusión del Objetivo Específico N° 3</i>	253
4.2.	Conclusiones	256
4.2.1.	<i>Conclusión del Objetivo Específico N° 1</i>	256
4.2.2.	<i>Conclusión del Objetivo Específico N° 2</i>	256
4.2.3.	<i>Conclusión del Objetivo Específico N°3</i>	257
<b>REFERENCIAS</b>		<b>258</b>
<b>ANEXOS</b>		<b>264</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b>	Diferencias Entre las Edificaciones con Base Indeformable-Deformable .....	57
<b>Tabla 2</b>	Valores de los Factores de Corrección .....	60
<b>Tabla 3</b>	Factores de Escala .....	64
<b>Tabla 4</b>	$FS_L$ Mínimo, Según el RNE E.050 .....	65
<b>Tabla 5</b>	Factor de Corrección para $C_L$ , Según la Norma NCSP-07 .....	66
<b>Tabla 6</b>	Factor de Corrección para $C_s$ , Según la Norma NCSP-07.....	66
<b>Tabla 7</b>	Factores de Zona (Z) .....	72
<b>Tabla 8</b>	Clasificación de los Perfiles de Suelo.....	73
<b>Tabla 9</b>	Parámetro - Factor de Suelo.....	73
<b>Tabla 10</b>	Parámetro-Periodos del Terreno .....	73
<b>Tabla 11</b>	Coeficiente Para Estimar el Período Fundamental de un Edificio .....	75
<b>Tabla 12</b>	Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U) .....	75
<b>Tabla 13</b>	Sistemas de Estructuras de Concreto Armado .....	76
<b>Tabla 14</b>	Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción .....	77
<b>Tabla 15</b>	Irregularidades Estructurales y Factores de Irregularidad, Según el RNE E.030-2019 .....	78
<b>Tabla 16</b>	Categoría y Regularidad de las Edificaciones, Según el RNE E.030-2019 .....	78
<b>Tabla 17</b>	Cargas Mínimas Para Hospitales, Según el RNE E.020-2020.....	80
<b>Tabla 18</b>	Estimación de Peso (P) .....	81
<b>Tabla 19</b>	Factor de Reducción para Varias Clases de sitios y Amplitudes .....	86
<b>Tabla 20</b>	Cálculo de los Desplazamientos Laterales.....	93
<b>Tabla 21</b>	Distorsión Máxima de Entrepiso .....	94
<b>Tabla 22</b>	Operacionalización de Variable Independiente .....	102
<b>Tabla 23</b>	Operacionalización de Variable Dependiente.....	103
<b>Tabla 24</b>	Coordenadas UTM (WGS-84) del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín.....	109
<b>Tabla 25</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 1 .....	110
<b>Tabla 26</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 2.....	111
<b>Tabla 27</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 3.....	112
<b>Tabla 28</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 4.....	112
<b>Tabla 29</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 5.....	113
<b>Tabla 30</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 6.....	113
<b>Tabla 31</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 6-A .....	114
<b>Tabla 32</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 7.....	115
<b>Tabla 33</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 8.....	115
<b>Tabla 34</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 8-A .....	116
<b>Tabla 35</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 8-B.....	116
<b>Tabla 36</b>	Caracterización del Edificio en el Sector 9.....	117
<b>Tabla 37</b>	Características de los Materiales .....	117
<b>Tabla 38</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 1 .....	118
<b>Tabla 39</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 2 .....	119
<b>Tabla 40</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 3 .....	119
<b>Tabla 41</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 4 .....	119
<b>Tabla 42</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 5 .....	120
<b>Tabla 43</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 6 .....	120
<b>Tabla 44</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 6-A.....	121
<b>Tabla 45</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 7 .....	122
<b>Tabla 46</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 8.....	123
<b>Tabla 47</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 8-A.....	123
<b>Tabla 48</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 8-B.....	124
<b>Tabla 49</b>	Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 9 .....	124
<b>Tabla 50</b>	Número de Golpes a una Determinada Profundidad .....	128
<b>Tabla 51</b>	Resultados del Análisis Granulométrico de la Muestra en el SPT 01.....	129
<b>Tabla 52</b>	Resultados del Análisis Granulométrico de la Muestra en el SPT 02.....	130
<b>Tabla 53</b>	Resultados de los Límites Atterberg de la Muestra en el SPT 01 .....	130
<b>Tabla 54</b>	Resultados de los Límites Atterberg de la Muestra en el SPT 02.....	131
<b>Tabla 55</b>	Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad de la Muestra en el SPT 01.....	131
<b>Tabla 56</b>	Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad de la Muestra en el SPT 02.....	132
<b>Tabla 57</b>	Resultados del Peso Volumétrico de la Muestra en el SPT 01 .....	132
<b>Tabla 58</b>	Resultados del Peso Volumétrico de la Muestra en el SPT 02 .....	133

<b>Tabla 59</b>	Cálculo de los Esfuerzos Verticales Totales y Efectivos, Según el RNE E.050.....	134
<b>Tabla 60</b>	Cálculo del Factor de Corrección $C_N$ , Según el RNE E.050.....	135
<b>Tabla 61</b>	Cálculo del $N_{60}$ Para el SPT 01, Según el RNE E.050.....	136
<b>Tabla 62</b>	Cálculo del $N_{60}$ Para el SPT 02, Según el RNE E.050.....	136
<b>Tabla 63</b>	Cálculo del $(N_1)_{60}$ Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050.....	137
<b>Tabla 64</b>	Cálculo del $r_d$ Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050.....	138
<b>Tabla 65</b>	Cálculo de CSR Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050.....	139
<b>Tabla 66</b>	Cálculo de $CRR_M$ Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050.....	140
<b>Tabla 67</b>	Cálculo de $FS_L$ Mínimo Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050.....	141
<b>Tabla 68</b>	Cálculo de los Esfuerzos Verticales Totales y Efectivos, Según el NCSP-07.....	142
<b>Tabla 69</b>	Cálculo del Factor de Corrección $C_N$ , Según el NCSP-07.....	143
<b>Tabla 70</b>	Cálculo del $N_{60}$ Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07.....	144
<b>Tabla 71</b>	Cálculo del $N_{1,60}$ Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07.....	145
<b>Tabla 72</b>	Cálculo del $r_d$ Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07.....	146
<b>Tabla 73</b>	Cálculo de $\tau_E$ Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07.....	147
<b>Tabla 74</b>	Cálculo de $\tau_L$ Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07.....	148
<b>Tabla 75</b>	Cálculo de $F_L$ Mínimo Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07.....	149
<b>Tabla 76</b>	Cálculo de los Esfuerzos Verticales Totales y Efectivos, Según el NCSE-02.....	150
<b>Tabla 77</b>	Cálculo del $N_{1,60}$ Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02.....	151
<b>Tabla 78</b>	Cálculo del $r_d$ Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07.....	152
<b>Tabla 79</b>	Cálculo de $\tau_E$ Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02.....	153
<b>Tabla 80</b>	Cálculo de $R_L$ Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02.....	154
<b>Tabla 81</b>	Verificación de Seguridad Ante la Licuación Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02.....	155
<b>Tabla 82</b>	Coefficiente Sísmico Para el Cálculo de la Fuerza Cortante Basal.....	157
<b>Tabla 83</b>	Característica Geotécnica de un Suelo Intermedio y Blando.....	158
<b>Tabla 84</b>	Módulo de Corte Efectivo (G) Para un Suelo S2.....	159
<b>Tabla 85</b>	Módulo de Corte Efectivo (G) Para un Suelo S3.....	159
<b>Tabla 86</b>	Rigidez Estática de Fundación en la Superficie del Suelo ( $K_{sur}$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2... ..	160
<b>Tabla 87</b>	Modificadores de Rigidez Dinámica ( $\alpha_j$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2.....	161
<b>Tabla 88</b>	Modificadores de Empotramiento ( $\eta_j$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2.....	161
<b>Tabla 89</b>	Rigidez Estática por Modificador de Empotramiento ( $K_{emb}$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2.....	162
<b>Tabla 90</b>	Rigidez Dinámica ( $k_j$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2.....	163
<b>Tabla 91</b>	Amortiguación de Radiación Estática del Sector 1 Para un Suelo S2.....	164
<b>Tabla 92</b>	Amortiguación de Radiación Para Zapatas Empotradas del Sector 1 Para un Suelo S2.....	165
<b>Tabla 93</b>	Amortiguación Corregido (C) del Sector 1 Para un Suelo S2.....	166
<b>Tabla 94</b>	Pseudo-Aceleraciones de las Edificaciones.....	169
<b>Tabla 95</b>	Resumen de Resultados del CSR Para el SPT 01.....	171
<b>Tabla 96</b>	Resumen de Resultados del CSR Para el SPT 02.....	174
<b>Tabla 97</b>	Resumen de Resultados del CRR Para el SPT 01.....	176
<b>Tabla 98</b>	Resumen de Resultados del CRR Para el SPT 02.....	179
<b>Tabla 99</b>	Resumen de Resultados del Factor de Seguridad Para el SPT 01.....	182
<b>Tabla 100</b>	Resumen de Resultados del Factor de Seguridad Para el SPT 02.....	183
<b>Tabla 101</b>	Resumen del Potencial de Licuación.....	185
<b>Tabla 102</b>	Edificaciones Promedio por Nivel de Piso.....	187
<b>Tabla 103</b>	Fuerza Cortante Basal Estático (Tonf) en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X.....	188
<b>Tabla 104</b>	Fuerza Cortante Basal Estático (Tonf) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y.....	189
<b>Tabla 105</b>	Efecto por Torsión Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X.....	192
<b>Tabla 106</b>	Efecto por Torsión Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y.....	194
<b>Tabla 107</b>	Momento de Volteo Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X.....	197
<b>Tabla 108</b>	Momento de Volteo Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y.....	198
<b>Tabla 109</b>	Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección X-X.....	202
<b>Tabla 110</b>	Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección X-X.....	204
<b>Tabla 111</b>	Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección Y-Y.....	207
<b>Tabla 112</b>	Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección Y-Y.....	209
<b>Tabla 113</b>	Máxima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada.....	213
<b>Tabla 114</b>	Mínima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada.....	214
<b>Tabla 115</b>	Periodos y Modos de Vibrar en Perfil de Suelo S2.....	215
<b>Tabla 116</b>	Periodos y Modos de Vibrar en Perfil de Suelo S3.....	217
<b>Tabla 117</b>	Fuerza Cortante Basal Dinámico (Tonf) en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X.....	220
<b>Tabla 118</b>	Fuerza Cortante Basal Dinámico (Tonf) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y.....	221

<b>Tabla 119</b>	Efecto por Torsión Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X.....	225
<b>Tabla 120</b>	Efecto por Torsión (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y .....	226
<b>Tabla 121</b>	Momento de Volteo Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X.....	230
<b>Tabla 122</b>	Momento de Volteo Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y.....	231
<b>Tabla 123</b>	Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección X-X .....	235
<b>Tabla 124</b>	Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección X-X .....	237
<b>Tabla 125</b>	Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección Y-Y .....	240
<b>Tabla 126</b>	Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección Y-Y .....	242
<b>Tabla 127</b>	Máxima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada .....	246
<b>Tabla 128</b>	Mínima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada.....	247

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Edificios Inclinados Causado por el Terremoto de Niigata de 1964 .....	33
<b>Figura 2</b> Características de un Suelo Estable en Comparación con la del Suelo Licuado .....	34
<b>Figura 3</b> Algunos Suelos Susceptibles a la Licuación según su Granulometría .....	35
<b>Figura 4</b> Atribución de la Compacidad Relativa al Fenómeno de Licuación .....	36
<b>Figura 5</b> Efecto de la Historia Sísmica sobre las Particularidades de Licuación de una Arena.....	38
<b>Figura 6</b> Efectos de la Intensidad de Aceleración y Esfuerzo de Confinamiento Sobre la Densificación de Arena Seca .....	39
<b>Figura 7</b> Sección Transversal de las Placas Tectónicas de Nazca y Sudamérica .....	47
<b>Figura 8</b> Fuerza de Inercia Formada por la Vibración de la Estructura.....	48
<b>Figura 9</b> Modelo de un Sistema de un Grado de Libertad .....	49
<b>Figura 10</b> Dilatación del Movimiento del Suelo en Sistemas con Periodo Específico.....	50
<b>Figura 11</b> Relación Carga-Deformación de una Estructura.....	51
<b>Figura 12</b> Conceptualización Interacción Suelo-Plataea Cimentación.....	54
<b>Figura 13</b> Teoría Suelo-Estructura Absoluto.....	56
<b>Figura 14</b> Resortes y Amortiguadores Equivalentes del Suelo.....	57
<b>Figura 15</b> Desplazamiento Producido por la Fuerza “F” en una Estructura de Base Fija .....	58
<b>Figura 16</b> Desplazamiento Producido por la Fuerza “F” en una Estructura de Base Flexible.....	59
<b>Figura 17</b> Curvas del Factor de Corrección de Sobrecarga ( $C_N$ ) .....	61
<b>Figura 18</b> Esfuerzos Cíclicos Solicitados Para Ocasionar Licuación .....	62
<b>Figura 19</b> Curva Base de Arena Limpia Para Sismos de Magnitud 7.5 .....	64
<b>Figura 20</b> Obtención de $R_{L,1}$ .....	68
<b>Figura 21</b> Obtención de $R_1$ .....	70
<b>Figura 22</b> Mapa de Zonificación Sísmica del Territorio Peruano.....	72
<b>Figura 23</b> Modos de Vibración de una Edificación de Seis Niveles.....	83
<b>Figura 24</b> Espectro de Diseño de la Norma Peruana de 1997 .....	84
<b>Figura 25</b> Dimensiones de la cimentación para el cálculo de la rigidez simplificada .....	88
<b>Figura 26</b> Altura de Desplante de Zapata Rígida.....	88
<b>Figura 27</b> Soluciones Elásticas Para la Rigidez Estática de Zapatas Rígidas en la Superficie del Suelo .....	89
<b>Figura 28</b> Factores de Corrección de Empotramiento Para la Rigidez Estática de Zapatas Rígidas .....	89
<b>Figura 29</b> Modificadores de Rigidez Dinámica y Relaciones Amortiguamiento de Radiación Para Zapatas Rígidas .....	90
<b>Figura 30</b> Amortiguación de Radiación estática.....	91
<b>Figura 31</b> Amortiguación de Radiación Para Zapatas Empotradas .....	92
<b>Figura 32</b> Coeficientes de Amortiguamiento Corregido por Condición Superficial y Efectos de Confinamiento .....	92
<b>Figura 33</b> Representación Esquemática del Mecanismo Acción Respuesta.....	93
<b>Figura 34</b> Esquema del Diseño de la Investigación.....	102
<b>Figura 35</b> Imagen Satelital del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín.....	104
<b>Figura 36</b> Sectores que Conforman el Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín. ....	105
<b>Figura 37</b> Ubicación Geográfica del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín.....	109
<b>Figura 38</b> Esquema de la Investigación.....	125
<b>Figura 39</b> Representación de los Trabajos del SPT .....	127
<b>Figura 40</b> Especificación de Fuente de Masas.....	156
<b>Figura 41</b> Definición de la Carga Sísmica Estática en Dirección X.....	157
<b>Figura 42</b> Definición de la Carga Sísmica Estática en Dirección Y.....	158
<b>Figura 43</b> Asignación del Empotramiento en la Base .....	167
<b>Figura 44</b> Asignación de la Base Flexible sin Amortiguamiento .....	167
<b>Figura 45</b> Asignación de la Base Flexible con Amortiguamiento .....	168
<b>Figura 46</b> Especificación del Espectro de Respuesta en la Dirección X-Y .....	169
<b>Figura 47</b> Definición de la Carga Sísmica Dinámica en Dirección X.....	170
<b>Figura 48</b> Definición de la Carga Sísmica Dinámica en Dirección Y.....	170
<b>Figura 49</b> Especificación del CSR Para el SPT 01 .....	173
<b>Figura 50</b> Especificación del CSR Para el SPT 02 .....	175
<b>Figura 51</b> Especificación del CRR Para el SPT 01.....	178
<b>Figura 52</b> Especificación del CRR Para el SPT 02.....	181
<b>Figura 53</b> Especificación del Factor de Seguridad Para el SPT 01.....	182
<b>Figura 54</b> Especificación del Factor de Seguridad Para el SPT 02.....	184

<b>Figura 55</b> Variación (%) de la Fuerza Cortante Basal Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X .....	190
<b>Figura 56</b> Variación (%) de Fuerza Cortante Basal Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y .....	191
<b>Figura 57</b> Variación (%) del Efecto por Torsión Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X .....	195
<b>Figura 58</b> Variación (%) del Efecto por Torsión Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y .....	196
<b>Figura 59</b> Variación (%) del Momento de Volteo Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X .....	200
<b>Figura 60</b> Variación (%) del Momento de Volteo Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y .....	201
<b>Figura 61</b> Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X.....	206
<b>Figura 62</b> Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y.....	212
<b>Figura 63</b> Variación de Curvas de Periodos y Modos de Vibrar en Perfiles de Suelo S2 y S3 .....	219
<b>Figura 64</b> Variación (%) de la Fuerza Cortante Basal Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X .....	223
<b>Figura 65</b> Variación (%) de Fuerza Cortante Basal Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y .....	224
<b>Figura 66</b> Variación (%) del Efecto por Torsión Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X .....	228
<b>Figura 67</b> Variación (%) del Efecto por Torsión en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y .....	229
<b>Figura 68</b> Variación (%) del Momento de Volteo Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X .....	233
<b>Figura 69</b> Variación (%) del Momento de Volteo Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y .....	234
<b>Figura 70</b> Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en Dirección X-X.....	239
<b>Figura 71</b> Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en Dirección Y-Y.....	245
<b>Figura 72</b> Compendio de Discusiones de Investigaciones respecto a la Presente Investigación .....	255



## ÍNDICE DE ECUACIONES

<b>Ecuación 1</b> Cálculo de la Tensión Total .....	44
<b>Ecuación 2</b> Cálculo de la Tensión Efectiva .....	45
<b>Ecuación 3</b> Cálculo de la Tensión Intersticial .....	45
<b>Ecuación 4</b> Cálculo del $(N_1)_{60}$ .....	59
<b>Ecuación 5</b> Cálculo de $N_{60}$ .....	59
<b>Ecuación 6</b> Cálculo de la Presión de Sobrecarga ( $C_N$ ).....	60
<b>Ecuación 7</b> Cálculo del CSR .....	62
<b>Ecuación 8</b> Cálculo de $r_d$ , consideración.....	63
<b>Ecuación 9</b> Cálculo de $r_d$ , consideración 2.....	63
<b>Ecuación 10</b> Cálculo de $r_d$ , consideración 3.....	63
<b>Ecuación 11</b> Cálculo del $CRR_{7.5}$ .....	63
<b>Ecuación 12</b> Cálculo del $CRR_M$ .....	64
<b>Ecuación 13</b> Cálculo del Factor de Seguridad, Según el RNE E.050 .....	65
<b>Ecuación 14</b> Cálculo del Valor Normalizado $N_{1,60}$ , Según la Norma NCSP-07 .....	65
<b>Ecuación 15</b> Cálculo del $C_N$ , Según la Norma NCSP-07 .....	66
<b>Ecuación 16</b> Cálculo del $N_{60}$ , Según la Norma NCSP-07.....	66
<b>Ecuación 17</b> Cálculo de $\tau_E$ , Según la Norma NCSP-07.....	67
<b>Ecuación 18</b> Consideración 1 para el Cálculo de $r_d$ , Según la Norma NCSP-07 .....	67
<b>Ecuación 19</b> Consideración 2 para el Cálculo de $r_d$ , Según la Norma NCSP-07 .....	67
<b>Ecuación 20</b> Cálculo de la tensión tangencial crítica $\tau_L$ .....	67
<b>Ecuación 21</b> Cálculo de $K_M$ , Según la Norma NCSP-07.....	67
<b>Ecuación 22</b> Evaluación del Riesgo de Licuación Según la Norma NCSP-07.....	68
<b>Ecuación 23</b> Cálculo del Valor Normalizado $N_{1,60}$ , Según la Norma NCSP-02.....	69
<b>Ecuación 24</b> Cálculo de $\tau_E$ , Según la Norma NCSE-02.....	69
<b>Ecuación 25</b> Cálculo de $r_d$ , Según la Norma NCSE-02.....	69
<b>Ecuación 26</b> Cálculo de la Resistencia del Suelo a la Licuación ( $R_L$ ).....	70
<b>Ecuación 27</b> Cálculo de $K_M$ , Según la Norma NCSE-02.....	70
<b>Ecuación 28</b> Evaluación del Riesgo de Licuación, Según la Norma NCSE-02.....	71
<b>Ecuación 29</b> Factor de Amplificación Sísmica $T < T_p$ , Según el RNE E.030-2019.....	74
<b>Ecuación 30</b> Factor de Amplificación Sísmica $T_p < T < T_L$ , Según el RNE E.030-2019.....	74
<b>Ecuación 31</b> Factor de Amplificación Sísmica $T > T_L$ , Según el RNE E.030-2019.....	74
<b>Ecuación 32</b> Periodo Fundamental de Vibración .....	74
<b>Ecuación 33</b> Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas R .....	79
<b>Ecuación 34</b> Expresión para Calcular Fuerza Cortante en la Base .....	81
<b>Ecuación 35</b> Estimación de C/R, Según el RNE E.030-2019.....	81
<b>Ecuación 36</b> Factor de Repartición de Fuerza Sísmica en Altura, Según el RNE E.030-2019.....	81
<b>Ecuación 37</b> Factor de Altura de la Estructura (1), según el RNE E.030-2019 .....	81
<b>Ecuación 38</b> Factor de Altura de la Estructura (2), Según Norma E.030-2019 .....	82
<b>Ecuación 39</b> Momento Torsor Accidental, Según el RNE E.030-2019.....	82
<b>Ecuación 40</b> Espectro de Pseudo Aceleración, Según el RNE E.030-2019.....	84
<b>Ecuación 41</b> Resistencia Requerida 1 .....	84
<b>Ecuación 42</b> Resistencia Requerida 2.....	84
<b>Ecuación 43</b> Resistencia Requerida 3 .....	84
<b>Ecuación 44</b> Velocidad de Onda de Corte .....	86
<b>Ecuación 45</b> Periodo de Vibración Fundamental de la Estructura.....	87
<b>Ecuación 46</b> Frecuencia Adimensional Para Zapatas .....	87
<b>Ecuación 47</b> Relación de Rigidez del Suelo a la Cimentación .....	87
<b>Ecuación 48</b> Cálculo de la Rigidez Dinámica ( $k_j$ ) .....	87
<b>Ecuación 49</b> Cálculo de la Rigidez Estática ( $K_{emb}$ ) .....	87

## RESUMEN

En presente trabajo de investigación tuvo como objetivo determinar la respuesta estructural por efecto del potencial de licuación en perfiles de suelo S2 y S3, para diferentes bases de cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022. En este sentido, la presente investigación comprende un aspecto de nivel descriptivo-explicativo, debido a que, se describen las metodologías y expresiones del potencial de licuación que evidencia la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para explicar las similitudes y diferencias, por medio de dos ensayos de penetración estándar (SPT).

Además, se desarrolla el modelo de base flexible propuesto por los investigadores Pais & Kausel, (1998) y, a su vez, adoptado por la normativa norteamericana NIST GCR 12- 917-21, (2012), para explicar las variaciones porcentuales de las respuestas estructurales de 12 edificaciones independientes de concreto armado destinados al uso de un Hospital, al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento, respecto a una base empotrada sobre perfiles de suelo S2 y S3. Por consiguiente, el promedio de resultados encontrados con respecto al CSR, empleando la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se obtuvo 0.477, 0.008 y 0.048 respectivamente, en cambio, los resultados del CRR se consiguió 0.169, 0.009 y 0.056, no obstante, los resultados del  $FS_L$  se determinó 0.354, 1.125 y 0.037. Por otra parte, se obtuvo que la máxima variación de los periodos en el edificio promedio de 6 pisos para un perfil de suelo S2 y S3 resultó un 39.09% y 93.81% respectivamente, además, la mínima variación resultó un 32.63% y 74.15%.

Finalmente, la presente investigación pretende contribuir a la comunidad académica, para continuar los estudios sobre el efecto del potencial de licuación por medio de IDSE, también, como parte de una propuesta para ser incorporado en el RNE E.030 y E.050.

**Palabras Claves:** Potencial de Licuación, Respuesta Estructural y Base Flexible.

## ABSTRACT

In this research work, the objective was to determine the structural response due to the effect of the liquefaction potential in soil profiles S2 and S3, for different foundation bases of the MINSA II-2 Moyobamba-San Martín Hospital, 2022. In this sense, the present The research includes a descriptive-explanatory level aspect, due to the fact that the methodologies and expressions of the liquefaction potential evidenced by the Peruvian (RNE E.050) and Spanish (NCSP-07 & NCSE-02) regulations are described, to explain the similarities and differences, by means of two standard penetration tests (SPT).

In addition, the flexible base model proposed by the researchers Pais & Kausel, (1998) is developed and, in turn, adopted by the North American standard NIST GCR 12-917-21, (2012), to explain the percentage variations of the Structural responses of 12 independent reinforced concrete buildings destined for the use of a Hospital, when considering a flexible base without damping and with damping, with respect to an embedded base on soil profiles S2 and S3. Therefore, the average of results found with respect to the CSR, using the Peruvian (RNE E.050) and Spanish (NCSP-07 & NCSE-02) regulations, was obtained 0.477, 0.008 and 0.048 respectively, on the other hand, the results of the CRR 0.169, 0.009 and 0.056 were obtained, however, the results of the FSL were determined to be 0.354, 1.125 and 0.037. On the other hand, it was obtained that the maximum variation of the periods in the average building of 6 floors for a soil profile S2 and S3 was 39.09% and 93.81% respectively, in addition, the minimum variation was 32.63% and 74.15%.

Finally, this research aims to contribute to the academic community, to continue studies on the effect of liquefaction potential through IDSE, also, as part of a proposal to be incorporated into RNE E.030 and E.050.

**Keywords:** Liquefaction Potential, Structural Response and Flexible Base.

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad Problemática

De acuerdo con (OPS, 2020), a nivel mundial, más un millón de sismos ocurren de manera constante, resultando un promedio de dos sismos por minuto. Un terremoto de gran magnitud en una zona urbana es uno de los peores desastres naturales que pueden ocurrir. Durante las últimas cuatro décadas, los terremotos han causado más de un millón de fatalidades a nivel mundial en Armenia, China, Ecuador, Guatemala, Haití, Irán, India, Indonesia, Japón, México, Pakistán, Perú y Turquía. La desmesurada urbanización en diversas partes sísmicamente activas del mundo, da resultado a mega ciudades con densidades poblacionales de 20.000 a 60.000 hab/km<sup>2</sup>.

En las últimas décadas se han registrado sismos de gran importancia a nivel mundial y como principal consecuencia que provocó este fenómeno natural son las irreparables pérdidas de vidas humanas, tal cual menciona (Salazar, 2018, p. S7), aproximadamente hay 500 000 terremotos detectables en el mundo cada año. Son percibidos 100 000 de ellos, y 100 de éstos causan daños considerables. En el siglo XX, los terremotos provocaron más de 1.87 millones de pérdidas humanas, con un promedio de 2 052 personas fallecidas en cada uno. Por este motivo, el actual sismo ocurrido en Turquía (Mw7.0), de nuevo nos llama a la debida reflexión y a la pregunta ¿Cuándo sucederá un gran sismo en el Perú?, tal cual afirma (IGP, 2020), los edificios o viviendas mal construidas y levantados, además de los suelos inadecuados tienen un gran riesgo de colapso total o parcial durante un sismo de magnitud, como sucedió hoy en Turquía. Si uno construye una vivienda con material inadecuado, con geometrías inadecuadas y sobre un suelo inadecuado, obviamente las ondas sísmicas se van a amplificar, el sacudimiento del suelo será mucho más intenso y existe la probabilidad de que colapse total o parcialmente.

Según afirma (Palacios, et al., 2017, p. 56), el peligro sísmico de una región depende de las características geológicas y de la estructura geotécnica del área. Existen diversas amenazas de origen sísmico que pueden poner en peligro las construcciones, tales como densificación, licuación, flujos, deslizamientos y amplificación de las vibraciones del terreno. Uno de los peligros más significativos es la licuación de suelos, a causa de que, afecta gravemente la estabilidad de las estructuras que se encuentran fundadas en el suelo, por la pérdida total de la resistencia y capacidad de soporte, logrando inclusive extenderse los daños a las instalaciones enterradas. Del mismo modo afirma (Armijo, et al., 2021), un caso representativo de la licuefacción de suelos, fue el terremoto de la ciudad de Niigata en Japón, el año 1964, el cual tuvo una magnitud de 7.5 en la escala de Richter a una profundidad de 40 km. Los principales daños se produjeron debido a grandes asentamientos y deslizamientos del terreno, y no tuvieron una falla estructural en sí, sino que se volcaron y sufrieron desplazamientos. Sin duda, el estudio de este fenómeno representa un desafío para la ingeniería, tanto por su complejidad como por su influencia al momento de diseñar y edificar.

El fenómeno de licuación de suelos inducida por sismos es uno de los más importantes factores de riesgo sísmico urbano, en este sentido, en el ámbito internacional se creó un método que evalúa la susceptibilidad al fenómeno de licuación, tal cual menciona (Sadud, 2020, p. 4), luego de los terremotos ocurridos en 1964 en Alaska, Estados Unidos y Niigata, Japón, que ocasionaron desastres por licuación de suelos, se desarrolló y publicó el denominado "Método simplificado" (Seed & Idriss, 1971) convirtiéndose en una práctica habitual para evaluar la resistencia a la licuefacción de los suelos. Con el pasar del tiempo, el método se ha reformado y mejorado constantemente con documentos históricos. El método simplificado y sus actualizaciones determina los factores de seguridad contra la licuefacción, establecido en dos términos de evaluación: a) la demanda sísmica sobre las

capas de suelos expresadas en términos de Relación Cíclica de Tensiones CSR y b) la capacidad del suelo de resistir la licuefacción expresado como Relación de Resistencia Cíclica CRR. Además, hace mención (Campos, et al., 2017, p. 62), que en muchos países latinoamericanos, la medida de seguridad de la posibilidad de licuación (factor de seguridad o margen de seguridad) utilizada en el diseño considera un valor determinístico sin realizar un análisis específico de la variabilidad de las fuerzas actuantes (solicitación) y de las propiedades mecánicas del suelo (resistencia). El método de cálculo de licuación propuesto por Seed et al. (1985) ha sido ampliamente usado porque propone funciones que dependen de N del SPT, ensayo utilizado en distintos países latinoamericanos como Perú, Ecuador, Colombia, Brasil y Chile.

Los sismos significan uno de los factores que generan mayor número de problemas que deben resolver los expertos de la Ingeniería Civil. Por este motivo, al pasar de los años se empleó la condición del empotramiento en la base en los modelos estructurales de edificaciones, no obstante, esta condición de apoyo considera en el proceso de análisis, que el suelo en el que se apoya la estructura es indeformable, quiere decir, que la condición del empotramiento en la base tiene una rigidez infinita y por consiguiente, no evidencia desplazamientos horizontales ni verticales, además ocasiona un reajuste de los movimientos de ingreso de un sismo, tal cual señala (Rodríguez, et al., 2017, p. 19), es esencial reconocer que el comportamiento sísmico no se encuentra influenciado únicamente por la respuesta de la superestructura, también por la respuesta de la cimentación y el suelo circundante. Para evaluar la respuesta sísmica de una estructura constantemente se supone que su base se encuentra empotrada, restringida contra traslación y rotación, esta suposición puede ser moderada para estructuras desplantadas en suelos relativamente rígidos; no obstante, es necesario proceder con precaución cuando se analiza una estructura que se encuentra sobre un suelo flexible. Para sistemas elásticos, es conocido que la interacción suelo-estructura

(ISE) alarga el periodo natural y provoca un cambio en el amortiguamiento modal para el modo fundamental de vibración.

Sobre la base de la ingeniería estructural, perpetuamente indaga la mejor manera de representar una estructura real en un modelo matemático para conseguir el mejor acercamiento a la realidad. Por consiguiente, la interacción suelo-estructura (ISE) es considerado una de las diversas formas de aproximar al comportamiento de una estructura, tal cual menciona (López, et al., 2021, p. 2), existen maneras de representar esta relación: puede ser estático o dinámico, lineal o no lineal, y las posibles combinaciones entre ellos. Para representar el suelo y la subestructura desplazamientos, es necesario calcular el sistema de cimentación, para sustituirlo por resortes equivalentes utilizando los conceptos de rigidez rotacional y traslacional, que expresan que un elemento estructural puede ser representado a través de sus coeficientes de rigidez rotacional y traslacional.

En el ámbito local, la provincia de Moyobamba corresponde en este momento a la zona sísmica tres conforme al mapa de zonificación proporcionado en la norma E. 0.30-2019. Dos sismos moderados ocurridos el 29 de mayo de 1990 y el 4 de abril de 1991, con una magnitud de 6.0 y 6.2 en la escala de Richter respectivamente. El efecto que tuvo fue severo porque las construcciones en general fueron de adobe y el tipo de suelo es inestable, tal cual menciona (Alva, et al., 1992), se logra apreciar brevemente los daños de origen geotécnico, tales como: agrietamiento en el terreno, licuación de suelos, amplificación sísmica y deslizamientos. Por esta razón, se logra indicar que la mayoría de daños por sismo tuvieron origen estructural, es decir, de diseño y construcción con materiales de tierra.

De acuerdo con lo mencionado, los hospitales en nuestro país deben garantizar los servicios de atención y brindar seguridad ante los desastres naturales de alta intensidad porque si existen fallas estructurales en la edificación generará la interrupción de sus funciones principales, tal cual afirma (Boroscheck, et al., 1996), en las últimas décadas se

ha hecho evidente que los hospitales son especialmente susceptibles a los efectos de un evento sísmico. Las consecuencias han sido desastrosas para la comunidad: un gran número de edificaciones hospitalarias colapsadas, con un gran número de víctimas entre pacientes y personal, pérdidas económicas y de capacidad técnica y profesional difícil de recuperar en plazos cortos, y un impacto político y social que dura por décadas después de ocurrido el evento.

## 1.2. Antecedentes

### 1.2.1. Antecedentes Internacionales

López, et al., (2021), los investigadores en su artículo publicado en la revista Ingeniería e Investigación en el año 2021, tuvo como objetivo de cuantificar las diferencias en respuesta sísmica y diseño de elementos estructurales de la misma edificación regular de concreto armado utilizando interacción suelo-estructura en el rango lineal.

En la presente investigación se basó en tres tipos de suelos típicos de la ciudad de Quito, Ecuador, con un valor de aceleración en roca y una amenaza sísmica de 0.40 g. Por este motivo, los investigadores obtuvieron resultados como aumento de los períodos, aumento de las cuantías de acero de refuerzo en vigas (entre 7 % y 25 %) y columnas (entre 29 % y 39 %) un aumento de la cantidad de estribos por metro lineal (entre 3 % y 11 % en columnas y entre 5 % y 45 % en vigas) y las derivas (entre 1 % y 14 %), y una disminución de cortantes basales (hasta 20 %), lo que afecta de forma directa el diseño de la estructura.

Finalmente, los autores concluyen que una estructura generalmente funciona como un filtro para movimientos sísmicos, es decir, dependiendo de la estructura y su función de transferencia, puede ser susceptible a las frecuencias de un cierto terremoto. La función de transferencia, a su vez, depende directamente sobre la rigidez de la estructura; cuando la estructura es fija en la base, tiene más rigidez que con resortes en él, pero aún así, esto no significa que la estructura con los resortes en la base tendrán mayores desplazamientos laterales que la estructura fija, dado que, al colocar traslacionales y resortes giratorios,



desplazamientos laterales y verticales y se producirían rotaciones en la base, lo que puede incluso reducir el desplazamiento lateral.

**Fauzan, et al., (2020)**, los investigadores en su artículo publicado en E3S Web of Conferences en el año 2020, su objetivo fue de realizar una evaluación estructural de un edificio de dormitorios de 3 pisos del internado de Hamka que se construyó en el área de licuefacción del suelo en la ciudad de Padang, Indonesia.

La edificación fue diseñada con estructuras de hormigón armado. La resistencia a la compresión del hormigón,  $f'c$  y límite elástico del acero,  $f_y$  fueron 22,85 MPa y 400 MPa, respectivamente. El modelado y análisis estructural se llevaron a cabo utilizando el software ETABS 9.7.1.

En la presente investigación a partir de la evaluación del suelo utilizando el resultado de la Prueba de penetración del cono del suelo (CPT), se encontró que la ubicación del edificio de dormitorios tiene un potencial de licuefacción a una profundidad de 1,2 a 8 metros. Teniendo en cuenta el potencial de licuefacción del suelo en el edificio, los resultados del análisis estructural muestran que la capacidad del edificio de dormitorios, especialmente la columna, la viga y los cimientos, no eran lo suficientemente fuertes para resistir las cargas combinadas que actúan sobre las estructuras. Por lo tanto, la estructura del edificio debe fortalecerse para enfrentar el gran terremoto que provocará la licuefacción del suelo.

Finalmente, los concluyen que considerando la posible liquidación que ocurre en el suelo del edificio de dormitorios, la base de pilotes no puede resistir la carga requerida. Del mismo modo, los elementos estructurales del edificio, como las columnas y las vigas, no pueden resistir la carga si se consideró el potencial de licuefacción del suelo. Por último, la estructura del edificio debe ser reforzada para prevenir daños si ocurre el gran terremoto que causa la licuefacción del suelo.

**Guzmán, et al., (2020)**, los investigadores en su artículo publicado en la Revista Ingeniería Sísmica en el año 2020, tuvo como objetivo principal documentar los daños ocasionados a 21 viviendas por los asentamientos súbitos que se presentaron durante el sismo del 7 de septiembre de 2017 (Mw 8.2) y que son atribuibles al fenómeno de la licuación de los estratos arenosos que cubren zonas importantes de la ciudad de Coatzacoalcos, Veracruz, México, a partir de daños en viviendas y posterior evaluación del fenómeno mediante el criterio del National Center for Earthquake Engineering Research (NCEER) publicado por Youd et al. (2001) en donde evalúa el fenómeno mediante un Factor de Seguridad.

Los investigadores consideraron para tal efecto, la ejecución de 5 sondeos de penetración estándar (SPT) con el objetivo de determinar las propiedades geotécnicas de los sitios donde se presentaron los mayores daños, así mismo, la aceleración máxima del suelo que se presentó durante el evento sísmico se estimó usando las técnicas EHVSR y MHVSR, para suprimir o estimar efectos de sitio en 5 puntos localizados en la zona de estudio.

Finalmente, los investigadores concluyen que en los 5 sondeos de penetración estándar (SPT) que se ejecutaron, en todos, se localizaron estratos de arena limosa (SM) y arena limosa mal graduadas (SP-SM) en condiciones saturadas, cuya compacidad transita de manera errática de suelta a muy suelta entre estratos. El origen de estos, está asociado a dos procesos; 1) Origen geológico, proceso natural donde mayormente los vientos del norte trasladan los granos de arena que forman los médanos y dunas de la zona costera hacia la parte sur de la ciudad y 2) Origen artificial, debido a que el procedimiento más usado para construir en esta zona ha sido, el empleo de rellenos de arena de médano provenientes de la ZGC y en menor medida de la ZGA.

**Morales, & Espinosa, (2020)**, los investigadores del artículo publicado en la revista Ingeniería del año 2020, su objetivo fue comparar los periodos de vibración y derivas de pisos obtenidos de modelos tradicionales con base rígida (empotramiento perfecto), y otros, donde

el suelo se representa con funciones de impedancia y, directamente mediante elementos finitos no lineales (método directo). Por este motivo, para llevar a cabo esta investigación se consideró como proyecto base una edificación de ocho niveles y un subsuelo, que interactúa con un suelo no cohesivo blando.

Los investigadores consideraron el espectro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y el de sitio, que corresponde de acuerdo con la ubicación del proyecto al generado por el segmento de la falla de Quito denominado Puengasí. Adicionalmente, se utilizan historias en el tiempo escaladas de acuerdo con el espectro de sitio. Además, el comportamiento no lineal de la estructura se logra por medio de rótulas plásticas. Por otra parte, se realizaron 5 sondeos SPT en los cuales se extrajeron muestras inalteradas para la ejecución de 4 ensayos triaxiales y un ensayo de consolidación. En consideración con lo descrito, se efectuaron 3 modelos, el modelo A se consideró una base rígida, el modelo B se tomó en cuenta ISE, por ello, este análisis con resortes emplea las funciones de impedancia a partir Pais-Kausel y el modelo C también se consideró el ISE pero con el método directo de HSSMALL y método de los elementos finitos.

Finalmente, los investigadores concluyen que los resultados más fiables de realizar una interacción suelo estructura es con el uso de las funciones de impedancia (Modelo B) y mediante el método directo (Modelo C), que estimaron valores de periodos de vibración y derivas de piso muy cercanas entre sí.

**Pinto, & Ledezma, (2019)**, los investigadores en su artículo publicado en la revista Obras y Proyectos del año 2019, tuvo como objetivo evaluar el comportamiento sísmico de una edificación de gran altura con sótanos profundos considerando DSSI. El análisis utiliza modelamiento directo bidimensional de elementos finitos no-lineales considerando las características de una edificación de gran altura con sótanos en el contexto chileno.

Los investigadores tomaron como muestra de estudio a una edificación tiene 55 pisos (altura cercana a los 200 m) y 7 subterráneos (profundidad aproximada de 21 m), simétrica en planta. El sistema resistente a fuerzas laterales corresponde a un sistema de marco columna-viga conectado a un núcleo de concreto armado. Además, el sistema de fundación consiste en losas y zapatas infinitamente rígidas con espesor de 3.0 m. No obstante, según el alcance de la presente investigación, la edificación es considerada emplazada sobre el perfil típico de depósito fluvial de la ciudad de Santiago, conocido como grava de Santiago. Este depósito se caracteriza por estar compuesto de grava arenosa con 3% de contenido de finos, índice plástico entre 5 y 20% y tamaño de las partículas superior a 20 cm.

Para llevar a cabo el análisis se desarrolló un modelo directo suelo-fundación-estructura a través de la herramienta computacional Plaxis2D (a) y un modelo de subestructura con el suelo alrededor del subterráneo representado por curvas p-y en el programa SAP2000 (b). Estas condiciones requirieron estudiar la sensibilidad de los empujes sísmicos alrededor de las paredes de retención de tierra de los sótanos sin y con superestructura. De acuerdo con el modelo (a) consistió en 2 subdominios: el primer subdominio está conformado por la superestructura, este subdominio es desarrollado a través de elementos plate para representar vigas, columnas y muros de retención en el sótano y, elementos solid para representar los muros del núcleo de la edificación y la cimentación de la subestructura. El segundo sub dominio lo constituye el semi-espacio suelo o roca (dominio no finito), este segundo subdominio está compuesto por una discretización a través de elementos sólidos e incorporación de condiciones de borde artificiales para representar la condición semi-infinita del suelo. Por otro motivo, el modelo (b) consistió principalmente en que está configurada a través de elementos beam para representar vigas, columnas y muros de retención en el sótano, elementos plate para representar los muros del núcleo de la

edificación y elementos spring definidos con curvas p-y para representar el suelo en contacto con la subestructura.

Finalmente, los investigadores concluyen que en primer lugar, la distribución de presiones sísmicas de tierra a nivel de los muros de retención del subterráneo, para el caso estudiado, no sigue la típica distribución de presiones sísmicas de los métodos clásicos empleado para el diseño de estos elementos geotécnicos. Conjuntamente, se observó que la incorporación de la estructura modifica el comportamiento de la distribución de presiones. Lo anterior indica, que efectos relativos a la dependencia del movimiento suelo-estructura son incorporados en la respuesta dinámica del suelo.

**Pastor, et al., (2018)**, los investigadores en su artículo publicado en el Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana en el año 2018, tuvo como objetivo de realizar un estudio comparativo del cálculo del potencial de licuación mediante las cuatro normas (NCSE-02, NCSP-07, ROM y el Eurocódigo), efectuando un análisis de las diferencias y similitudes encontradas. Para ello, se ha uniformizado la nomenclatura de la formulación proporcionada por las diferentes normas.

Los investigadores con objeto de medir estas diferencias, se ha realizado el análisis comparativo del potencial de licuación en tres emplazamientos de la provincia de Alicante, sur este de España, del que se disponen resultados de ensayos de campo y de laboratorio.

Finalmente, los investigadores concluyen que en la actualidad, existen en España tres normativas o recomendaciones diferentes, aplicables a distintos ámbitos de construcción (edificación, puentes y obras en entornos portuarios) que tratan la licuación de suelos debido al efecto de los sismos (NCSE-02, NCSP-07 y ROM 0.5-05). Además, también es de aplicación el anejo español del Eurocódigo (EC-8), que tiene un ámbito de aplicación más transversal. En todas ellas se indican procedimientos simples, basados en ensayos in situ (SPT) con gran similitud entre ellos, que determinan el potencial de licuación de un suelo.

Además, en los casos de estudio analizados por la presente investigación, los mayores factores de seguridad se han obtenido para la NCSE-02 y NCSP-07, si bien estas normas exigen un factor de seguridad superior al requerido por las otras dos. Considerando como referencia la diferencia entre el factor de seguridad calculado y el exigido por la norma correspondiente, expresado en tanto por ciento, se puede concluir que entre las normas españolas, las que hacen referencia a obra civil (NCSP-07 y ROM 0.5-05) son más conservadoras que la norma aplicable a edificación (NCSE-02). Ello es atribuible, en principio, al diferente uso y vida útil de las estructuras. Por otro lado, el EC-8, de forma general, proporciona resultados más conservadores que las otras normas.

**Rahhal, & Zakhem, (2017)**, los investigadores en su artículo publicado en la revista ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering en el año 2017, tuvo como objetivo analizar la evaluación del potencial de licuefacción en base a pruebas in situ.

Los investigadores utilizaron los cuatro métodos recomendados por el NCEER y los propuestos por Boulanger e Idriss. Estos métodos se basan en el enfoque de tensión cíclica, que caracteriza tanto la carga sísmica como la resistencia a la licuefacción del suelo en términos de ciclos. La resistencia a la licuefacción se basa en los resultados de dos pruebas de campo, a saber, SPT y CPT. Por ello, se lleva a cabo un extenso análisis para comprender y comparar los resultados obtenidos. El factor de seguridad contra la licuefacción se analiza en términos de muchos parámetros, en particular la profundidad, el porcentaje de multas y el número de golpes N. El caso de estudio analizado es un sitio en Qatar. Se realizaron cientos de CPT y SPT en este sitio donde el suelo de cimentación es calcáreo arena, siendo este tipo de suelo poco considerado en la literatura.

Finalmente, los investigadores concluyen que la comparación de los métodos adoptados por el NCEER basados en CPT, y SPT, y los desarrollados más recientemente

por Boulanger e Idriss en 2004 para CPT y SPT, ha demostrado que el método de Boulanger e Idriss para CPT es el más conservador, en otras palabras, produce los factores de seguridad más bajos. Además, ha sido posible esbozar una dependencia lineal entre los factores de seguridad de los diferentes métodos de cálculo. El presente estudio forma una base para los desarrollos posteriores a ser llevado a cabo por los autores en el campo de la evaluación del potencial de licuefacción, especialmente en realidad se está llevando a cabo una investigación interesante en el mismo dominio. Habiendo obtenido resultados variables para los métodos basados en CPT, los autores recomiendan enfáticamente análisis comparativos a realizar para diferentes sitios antes de proponer conclusiones sobre la convergencia de estos métodos. Además, para validar los métodos CPT y SPT, es necesario realizar pruebas de laboratorio. Una de las principales contribuciones del presente trabajo es que ha analizó el comportamiento de la arena calcárea. Debe prestarse especial atención al efecto de la presencia de finos sobre el potencial de licuefacción de los suelos arenosos.

**Palacios, et al., (2017)**, los investigadores en su artículo publicado en la revista de Anuário do Instituto de Geociências en el año 2017, tuvo como objetivo de evaluar la susceptibilidad a la ocurrencia de procesos de licuefacción de suelos asociados a sismos destructivos en el área ubicada al norte del río San Juan. Los terremotos de 1894, 1944, 1952 y 1977 estimularon licuefacción en el centro oeste de Argentina y especialmente en numerosos sitios de la provincia San Juan, resultando la zona norte del valle de Tulum, una de las más afectadas.

Los investigadores efectuaron un análisis de los factores principales que influyen en su ocurrencia, como también los efectos de la licuefacción. Se evaluaron y ponderaron los factores condicionantes tales como origen y granulometría del depósito, edad de los depósitos, profundidad del nivel freático y registros históricos entre otros. Por esta razón, de acuerdo con el análisis de los factores resultó un mapa asociado a una tabla evaluativa. La

influencia de los factores en la evaluación de la susceptibilidad se realizó mediante un proceso iterativo de superposición de mapas. Una vez conseguida la combinación óptima se obtuvo un mapa final de susceptibilidad a la licuefacción.

Finalmente, los investigadores concluyeron que el aplicar un método de superposición de mapas para obtener las susceptibilidades, permitió observar que al modificar la ponderación de uno de los factores, la zonificación de la susceptibilidad no cambia solamente en un sitio particular, sino que afecta a toda el área de estudio, lo que permite distribuir de manera óptima las zonas desde muy Alta a Baja susceptibilidad.

### **1.2.2. Antecedentes Nacionales**

**Villareal, & Aguila, (2021)**, los investigadores del artículo publicado en la revista internacional de Ingeniería de Estructuras del año 2021, en la presente investigación el objetivo fue explicar de forma precisa los métodos de subestructura y FEMA 440 que demuestran la interacción suelo-estructura en los modelos de edificaciones, a través de la modelación del suelo por constantes elásticas en la base y mediante la reducción del espectro de diseño respectivamente. Por esta razón, los investigadores haciendo uso de estos métodos se evalúa el comportamiento dinámico considerando como muestra edificaciones de 4, 8 y 12 niveles, cada uno de ellos apoyado en un estrato de arena densa y un estrato de arcilla blanda.

Los investigadores efectuaron el análisis estático y dinámico correspondiente a lo justificado en la norma técnica E030 del Perú. Por otro motivo, para considerar la interacción suelo-estructura en los modelos estudiados, se utilizó el FEMA 440 Improvement of Non linear Static Seismic Analysis Procedures, norma que permitió considerar en el análisis dinámico la interacción suelo-estructura siguiendo una serie de pasos debidamente estructurados, además la normativa ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, que considera a la interacción suelo-estructura de forma explícita a través del



cálculo de funciones de impedancia sin tomar en cuenta el amortiguamiento del suelo y por último la normativa NIST GCR 12-917-21 Soil-Structure Interaction for Building Structure, publicación de las previsiones NERPH que considera la interacción suelo-estructura de forma explícita haciendo uso de funciones de impedancia tomando en cuenta el amortiguamiento del terreno.

Para llevar a cabo el procedimiento de análisis para cada una de las edificaciones fueron modeladas mediante el uso del Software ETABS. En efecto, con base en los modelos estructurales, en los resultados se obtuvieron periodos de vibración, fuerzas cortantes basales, deformaciones máximas de piso y derivas de piso de cada edificio con cada método propuesto, y se realizó una comparación con un grupo de control que corresponde al criterio de conservar los apoyos con una rigidez infinita en los modelos estructurales.

Finalmente, los investigadores concluyen que para los modelos de 4 niveles apoyados en arena densa, en el método de Gazetas, Barkan y Norma Rusa, se observó un incremento de la cortante en un porcentaje igual a 0.703%, 0.711% y 0.202% respectivamente. Para el caso de arcilla blanda este porcentaje se incrementa alcanzando valores de 7.81 % en Gazetas y 1.287% en Barkan. En el método de Pais y Kausel las cortantes se reducen en ambos casos.

**Marín, & Evangelista, (2021)**, los investigadores del artículo publicado en la revista científica Ingeniería: Ciencia, Tecnología e Innovación en el año 2021, en la presente investigación el objetivo fue determinar la influencia de la resistencia del suelo mejorado en el diseño de losa de cimentación mediante un modelo de interacción suelo-estructura de D.D.Barkan-O.A.Savinov, A.E.Sargsian y N.G.Shariya y analizar la influencia del suelo mejorado en la súper estructura (edificación).

Los investigadores utilizaron el tipo de investigación descriptivo, no experimental debido a que se describe las características geotécnicas del suelo natural, suelo mejorado y el comportamiento de los modelos dinámicos de interacción suelo-estructura y la

cimentación. El estudio presenta un enfoque cuantitativo debido a que pretende cuantificar los valores del comportamiento del suelo mejorado, la cimentación y su influencia en la súper estructura bajo un modelo de interacción suelo-estructura.

En la presente investigación, los resultados encontrados muestran que la resistencia del suelo se incrementa en un 30.54% respecto a la resistencia del suelo natural con el material de afirmado de la cantera "Racarrumi" y el modelo dinámico N.G.Shariya expresa las condiciones de flexibilidad del suelo.

Finalmente, los autores concluyen que el modelo dinámico de N.G.Shariya aplicado al suelo mejorado logro brindar un mejor detalle de los esfuerzos generados por las cargas de servicio en la losa de cimentación y a la acción de suelo mejorado donde se apoya. El modelo dinámico de N.G.Shariya, muestra un comportamiento sísmico similar a la establecido a la normativa E030.

**Araca, et al., (2020)**, los investigadores del artículo publicado en la revista científica de la UCSA en el año 2020, en la presente investigación su objetivo fue determinar la influencia de la interacción suelo-estructura en el comportamiento de las viviendas a porticadas en la ciudad de Juliaca, Perú.

Los autores mencionaron que para estimar el grado de influencia de la interacción suelo-estructura se optó por el modelo FEMA 356 (2000) la cual considera la flexibilidad de la base de fundación en el modelo estructural. Las estructuras a analizar son viviendas unifamiliares con sistema estructural a porticado cimentadas con zapatas aisladas y configuración geométrica en planta cuadrada y rectangular, las mismas con variación de pisos de 2, 3, 4 y 5.

Por otro lado, la obtención de la muestra de en la presente investigación es no probabilística y de conveniencia, el tipo de investigación es descriptivo y comparativo, debido a que, se realizó una comparación de las respuestas sísmicas de estructuras con base

rígida y modelos estructurales con interacción suelo-estructura analizadas en los diferentes puntos de estudio, el diseño de investigación es cuasi experimental, porque se tiene el control de dos variables independientes (número de pisos y geometría en planta) y la variable dependiente es la respuesta sísmica del modelo de base rígida y base flexible, y las variables independientes; suelo de apoyo, número de pisos, geometría en planta y con ISE y sin ISE.

Finalmente, los autores concluyen que el aumento de los momentos de volteo en los 32 modelos analizados incluyendo la rigidez del suelo que no es significativo debido a que no superan el 1%. Se cumple con la exigencia del factor de seguridad mayor al 1.2, donde los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra volteo o torsión. las estructuras analizadas en los cuatro puntos de estudio se tienen el mayor efecto de la interacción suelo-estructura en el suelo 1 (parte baja del cerro colorado), y en los demás puntos el comportamiento es casi semejante. También se concluye que los edificios con planta cuadrada a partir de los 4 pisos existen mayor influencia, y en los edificios con planta rectangular a partir de 3 pisos, esto dependerá del área de fundación de las estructuras.

**Alva, & Salas, (2020)**, los investigadores del artículo publicado en la revista Tecnia en el año 2020, tuvo como propósito encontrar evidencias del fenómeno de licuación en suelos, tales como el desarrollo de pequeños forúnculos de lodo y arena, expulsión violenta de agua del suelo, presencia de agrietamiento, asentamientos diferenciales, pérdida de capacidad portante y colapso de estructuras, pérdida de talud y terraplén. la estabilidad y la pérdida de resistencia lateral de pilotes y cajones durante los sismos.

Los investigadores en su investigación realizaron una distinción entre casos de licuefacción del suelo real y probable. La distinción fue hecha con base en la experiencia y la literatura existente. Los casos probables fueron aquellos generalmente asociados a sismos históricos y recientes donde la descripción del fenómeno de licuefacción del suelo no fue

muy detallada. Posteriormente, se ha elaborado un mapa de licuefacción de suelos que incluye el nombre de las localidades y los años en que ocurrió el fenómeno, así como la red hidrográfica nacional.

Finalmente, los investigadores concluyen que al realizar una revisión de la literatura indica que el fenómeno de licuefacción de suelos se ha presentado en las zonas de la costa, sierra y selva del Perú. Hay mayor incidencia de este fenómeno a lo largo de la Costa donde hay una mayor concentración de la población y la sismicidad es mayor. La sismicidad ha aumentado en los últimos años en la región nororiental, donde se puede observar el fenómeno de licuefacción. Es posible que el mapa de riesgo de licuefacción del suelo incluido en este documento esté incompleto y no sea completamente representativo de este fenómeno en el Perú. Se espera que en el futuro se realicen más estudios que aporten nuevas evidencias sobre la ocurrencia de este fenómeno, y que sirvan para modificar o complementar el mapa propuesto.

### **1.3. Marco Teórico**

#### **1.3.1. Licuación de Suelos**

En suelos granulares y en algunos suelos granulares con finos cohesivos ubicados bajo la Napa Freática, las vibraciones de los sismos consiguen crear el fenómeno denominado licuación, el cual consiste en la pérdida momentánea de la resistencia al corte del suelo, como consecuencia del incremento de la presión de poros que se genera en el agua contenida en sus vacíos. Esta pérdida de resistencia al corte forma la ocurrencia de falla por asentamiento en las obras apoyadas en estos tipos de suelos y por el desplazamiento lateral de taludes y terraplenes. (E.050, 2020, p. 51).

Se define licuación como la disminución de la resistencia al corte en un suelo no cohesivo saturado, debido al aumento de la presión intersticial durante un terremoto, pudiendo llegar a producirse la anulación de la presión efectiva entre sus partículas, así como deformaciones permanentes significativas. Cuando el terreno de cimentación contenga capas

o lentes de arenas situadas total o parcialmente bajo el nivel freático, deberá evaluarse la seguridad frente al fenómeno de la licuación. Esta evaluación se efectuará también en el caso de rellenos arenosos poco compactos que puedan quedar bajo el nivel del agua. (NCSP-07, 2008, p. 70).

Para que un suelo granular sea susceptible de licuar durante un sismo, debe presentar simultáneamente las características siguientes: a) Estar constituido por arena, arena limosa, arena arcillosa, limo arenoso no plástico o grava empacada en una matriz constituida por alguno de los materiales anteriores y b) Encontrarse sumergido. (E.050, 2020, p. 51).

La licuación del suelo es un fenómeno en el que el suelo disipa gran parte de su resistencia o rigidez durante un lapso generalmente corto, no obstante, lo suficientemente largo para que la licuación sea la causa de muchos fallas, muertes y grandes pérdidas financieras. (Mike, & Ken, 2016. p. 1). Por ello, la generación de un exceso de presión intersticial en condiciones de carga sin drenaje es un sello característico de todos los fenómenos de licuación. Además, la tendencia de los suelos secos sin cohesión a densificarse bajo cargas tanto estáticas como cíclicas es bien conocida. Sin embargo, cuando los suelos sin cohesión están saturados, se origina una carga rápida en condiciones sin drenaje, por lo que la tendencia a la densificación hace que aumenten las presiones intersticiales excesivas y disminuyan las tensiones efectivas. (Kramer, 1996, p. 349).

#### **Figura 1**

*Edificios Inclinados Causado por el Terremoto de Niigata de 1964*



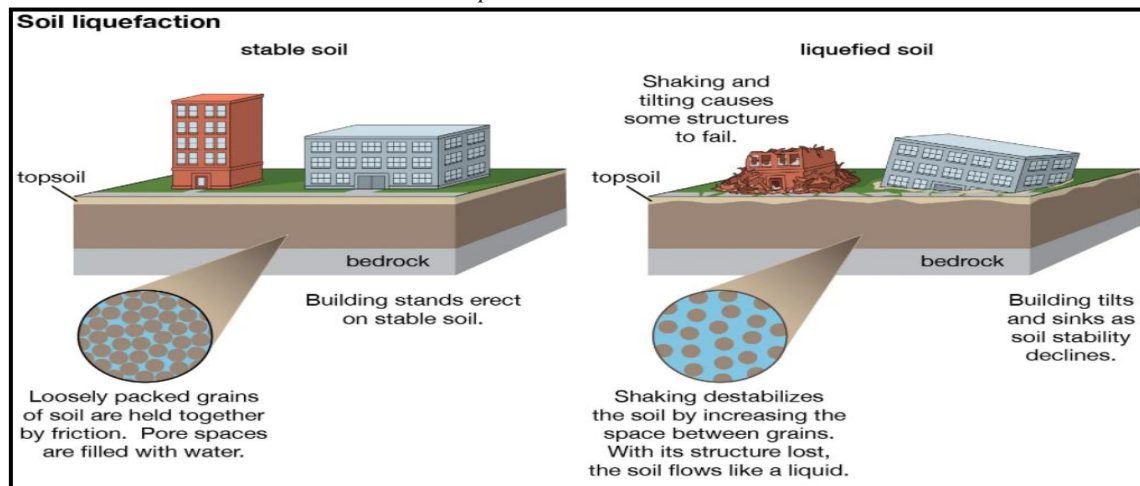
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Idriss, & Boulanger, 2008, p. 3.

En efecto, este fenómeno es uno de los más catastróficos que ocurren en arenas sueltas saturadas durante un terremoto. Debido a lo cual, las estructuras construidas sobre o dentro del suelo licuado pueden fallar a causa de: aumento de la presión lateral del suelo, pérdida de capacidad de carga, asentamiento del suelo debido a la reconsolidación posterior a la licuefacción y otras deformaciones del suelo asociadas. Estos efectos dependen de diversos factores, como las condiciones de la zona, las características del terremoto y la naturaleza de la estructura en la zona. (Rouholamin, et al., 2017, p. 26).

**Figura 2**

*Características de un Suelo Estable en Comparación con la del Suelo Licuado*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Rafferty, 2021.

En la Figura 2, las partículas del suelo suelto se mantienen unidos debido a la fricción y los espacios porosos están llenos de agua, después la sacudida de un movimiento sísmico desestabiliza el suelo al aumentar el espacio entre las partículas y finalmente, el suelo con su estructura perdida fluye como un líquido.

### **1.3.1.1. Factores que Directamente Influyen en la Ocurrencia del Fenómeno**

#### **a) Propiedades Índice y de Estados de los Suelos**

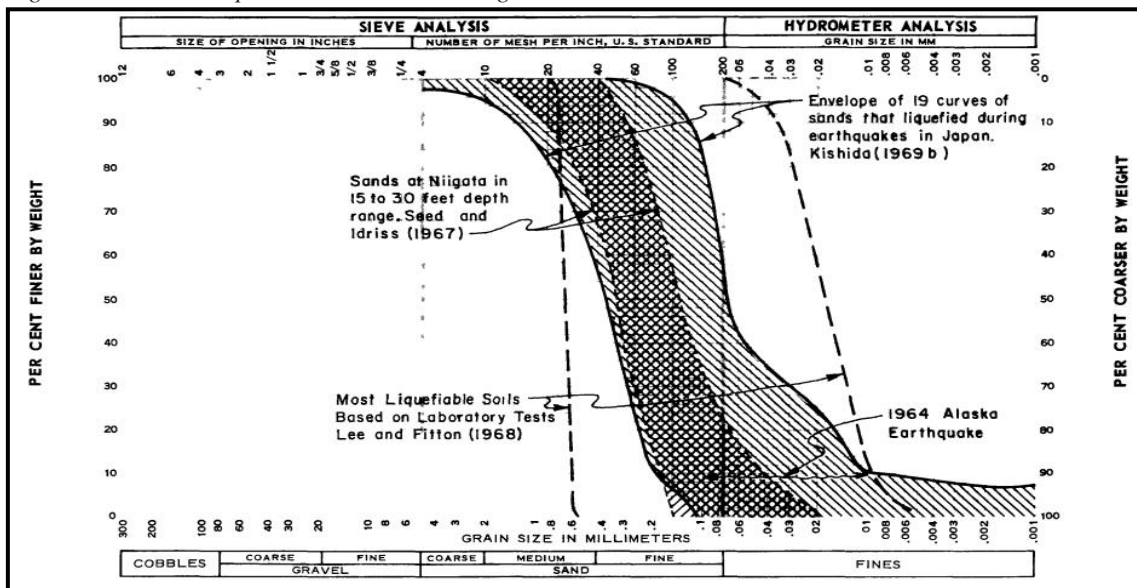
##### **➤ Tipo de Suelo**

Por lo regular, los suelos mal graduados, son más susceptibles de licuarse que los de graduación continua de tamaños. Dentro de los primeros, las arenas finas se licuan más fácilmente que las gravas o suelos arcillosos aluviales. En los suelos de graduación continua

de tamaños, al reacoplar las partículas más finas (rellenando los vacíos dejados por las partículas más grandes) bajo condiciones drenadas, se produce un menor cambio de volumen, y por lo cual, un menor incremento en la presión intersticial bajo condiciones no drenadas. Escenarios en sismos recientes revelan que en la mayoría de casos de licuación han estado involucrados suelos mal graduados. (Henríquez, 2007, p. 23).

**Figura 3**

*Algunos Suelos Susceptibles a la Licuación según su Granulometría*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Shannon, & Wilson, 1972, p. 179.

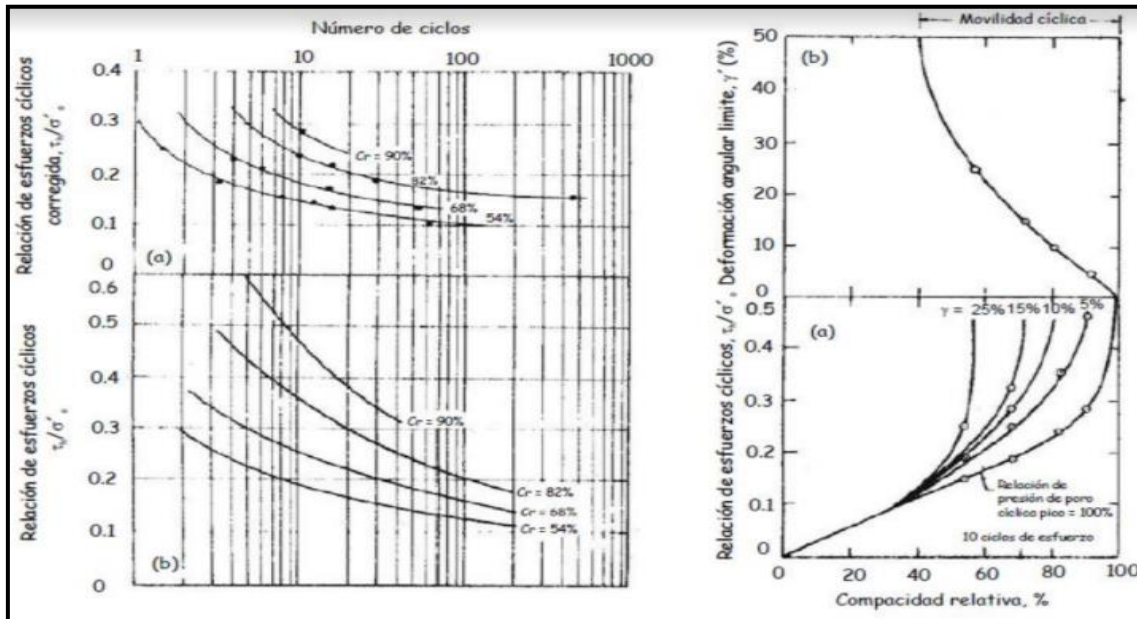
En la Figura 3, de acuerdo con la curva de distribución granulométrica; se ha utilizado como un criterio precedente en la evaluación de la susceptibilidad a licuación de los suelos, a causa de que se revelan envolventes de los suelos que se han licuado durante incidentes sísmicos.

➤ **Compacidad Relativa ( $C_r$ ) – Relación de Vacíos ( $e$ )**

Se evidenció que el potencial de licuación se encuentra intensamente relacionado con la compacidad relativa o relación de vacíos del suelo. En el transcurso de la ocurrencia de un terremoto, una arena suelta puede sufrir licuación mientras que este mismo suelo en un estado más compacto puede no evidenciar el fenómeno. (Casagrande, 1936). Por este motivo, una arena suelta es más susceptible al fenómeno de licuación que una arena densa. En sismos

pasados, se han licuado suelos cuya densidad relativa o compacidad relativa ( $C_r$ ) fue de orden del 50% o menor (indicativa de alta susceptibilidad a cambios de volumen). Mientras que, en arenas con un  $C_r$  de orden del 70% o mayor, no se ocasionó este fenómeno. (Henríquez, 2007, p. 24).

**Figura 4**  
*Atribución de la Compacidad Relativa al Fenómeno de Licuación*



**Elaboración:** Propia de los Autores.  
**Fuente:** Seed, 1979.

De acuerdo con la Figura 4, el número de ciclos de esfuerzos solicitados para desarrollar una presión de poro del 100% o una cantidad de deformación, quedan influenciados por la compacidad relativa del suelo.

### ➤ **Profundidad del Nivel Freático**

Es una condición necesaria para que ocurra el fenómeno de licuación de suelos. La presión de poros, originada por el agua que ocupa los vacíos existentes entre las partículas del material a causa de la posición del nivel freático, se incrementa por efecto de la vibración producida en el movimiento sísmico. Debido a lo cual, la ubicación del nivel freático cuando se produzca un terremoto en un depósito arenoso, será de mucha importancia, ya que, presidirá la condición de saturación y por consiguiente, influirá asimismo en el esfuerzo efectivo. (Obando, 2009, p. 130).



➤ **Grado de Saturación**

Diferentes estudios en los ensayos de laboratorio han logrado demostrar que la resistencia de los suelos arenosos al inicio de la licuación tiende a incrementarse con la disminución del grado de saturación, el cual se expresa en términos del parámetro B (definido como la relación de la presión intersticial inducida al esfuerzo confinante aplicado). (Mussio, 2012, p. 22). De acuerdo con el uso de la medición de la velocidad de las ondas P ( $V_p$ ), se determinó que la resistencia cíclica se incrementa 1.8 veces conforme disminuye el grado de saturación de un 100% a 96%, lo que corresponde a una reducción del parámetro B desde un 0.95 a 0.1. (Youd, et al., 2001).

➤ **Estructura**

El problema de obtener muestras de arena suelta inalterada para los diferentes ensayos de laboratorio ha llevado a la investigación de técnicas alternativas de reconstrucción de muestras, cuyos objetivos son: a) Estimular los procesos de deposición en campo, b) Obtener muestras con una distribución uniforme de relación de vacíos y c) Preparar la muestra a la densidad más baja posible con el fin de cubrir un amplio rango de compacidades. (Mussio, 2012, pp. 22-23). Por este consiguiente, algunos expertos (Henríquez, 2007; Ladd, 1976 y 1977; et al., 1975 y 1977), consideran que el método de preparación de la muestra (y en efecto la estructura), consigue influenciar el valor de la relación de esfuerzos cíclicos que induce la licuación hasta en un 200 %. (Obando, 2009, p. 123).

**b) Condiciones Iniciales de Esfuerzo y Deformación**

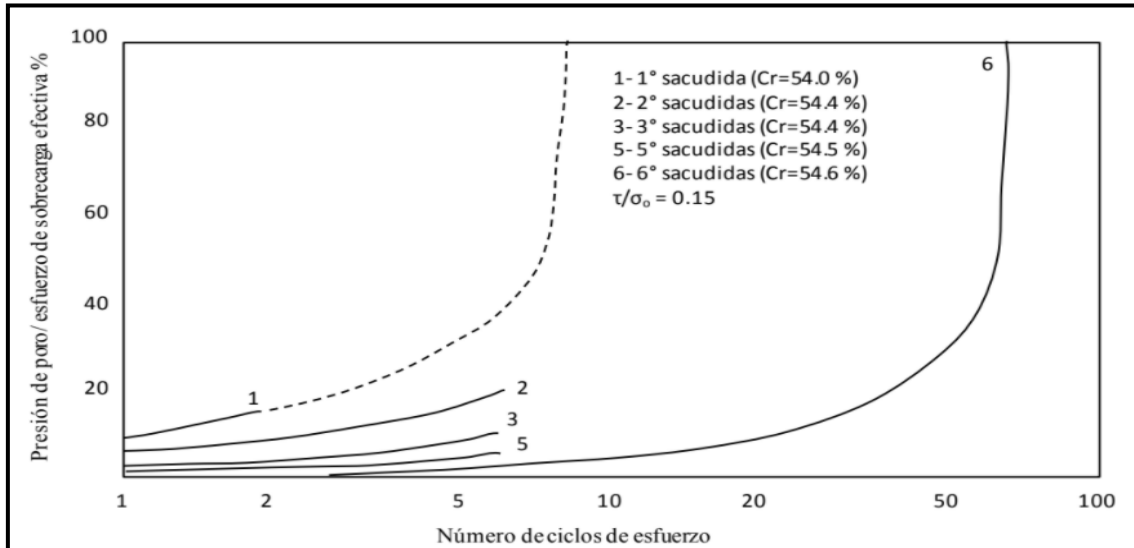
➤ **Historia Previa de Deformaciones**

Este significativo factor ha sido señalado por primera vez por Finn, et al., (1970), quienes demostraron por medio de experiencias en laboratorio, que las particularidades del fenómeno de licuación son influidas por la historia previa de deformaciones. (Henríquez, 2007, p. 29). Dicho de otra manera, conforme a la evidencia experimental, se puede atestiguar que para un número de ciclos dados, las muestras de arena sometidas a

perturbaciones previas que estimulan esfuerzos o deformaciones de bajo nivel, demandan una relación de esfuerzos cíclicos mayores para licuarse. (Mussio, 2012, p. 24).

**Figura 5**

*Efecto de la Historia Sísmica sobre las Particularidades de Licuación de una Arena*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Seed, et al., 1975.

Según la Figura 5, los resultados en los cuales muestras de arena se sometieron anticipadamente a una serie de vibraciones de pequeña amplitud, se logró constatar que por efecto de la historia sísmica se incrementa considerablemente la resistencia a la licuación.

### ➤ **Historial Previo de Tensiones**

El historial previo de tensiones ha sido de considerable interés en los estudios de licuación. De acuerdo con Finn, et al., (1970) revelaron los resultados de ensayos de laboratorio, en el que se mostraba una muestra que previamente ha licuado, es susceptible a licuar nuevamente. Una muestra de arena, con una densidad relativa del 50% y una presión de confinamiento inicial de 200 KN/m<sup>2</sup>, fue sometida a carga cíclica con inversión de la tensión tangencial. La muestra inicialmente experimentó una deformación de flujo condicionado o movilidad crítica, en la parte de extensión del ensayo en el ciclo número 25. (Henríquez, 2007, p. 31). Por esta razón, el número de ciclos solicitados para originar licuación es trascendentalmente reducido por episodios previos de licuación. Hay que tener

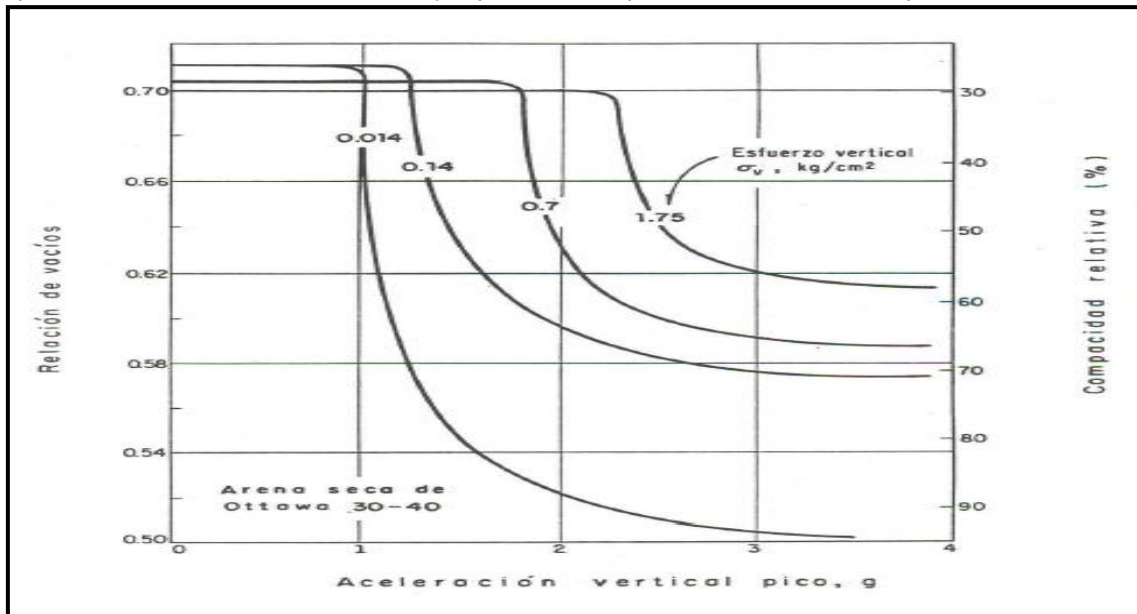
en cuenta el criterio ingenieril a la hora de evaluar el potencial de licuación en los lugares donde anteriormente se haya generado. (Obando, 2009, pp. 125-126).

### ➤ **Esfuerzo Confinante Inicial**

La susceptibilidad a la licuación disminuye al aumentar el esfuerzo confinante. Cada ensayo de laboratorio permitió comprobar que para una misma relación de vacíos inicial, el esfuerzo cortante requerido para comenzar la licuación bajo condiciones de carga repetida, se incrementa con el aumento de la presión de confinamiento. (Henríquez, 2007, p. 28).

**Figura 6**

*Efectos de la Intensidad de Aceleración y Esfuerzo de Confinamiento Sobre la Densificación de Arena Seca*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Henríquez, 2007, p. 16.

En la Figura 6, se logra testificar que es un hecho experimental bien establecido que la aplicación de una carga cíclica a una muestra de arena seca en condiciones drenadas produce un reacomodo de las partículas del suelo que da como resultado una densificación volumétrica.

### ➤ **Lapso de Esfuerzo Sostenido**

Prácticas que se obtuvieron en laboratorio revelan muestras idénticas sometidas a cargas sostenidas por períodos que variaron de 0,1 a 100 días antes del ensayo, sufrieron en función del tiempo, aumentos de hasta un 25 % en el valor de la relación de esfuerzos cíclicos

que produce licuación. (Henríquez, 2007, p. 29). De acuerdo con el autor, expone que un mismo volumen, con el tiempo se hace más fuerte el contacto entre las partículas. Por consiguiente, el efecto de la edad del depósito es un factor importante a tener en cuenta, hay que enfatizar, las enormes diferencias de escalas de tiempo entre laboratorio y campo. (Obando, 2009, pp. 125-126).

### **c) Características de la Sollicitación**

#### **➤ Magnitud del Esfuerzo Repetido**

Cada tipo de suelo granular con una relación de vacíos considerablemente mayor que la mínima es susceptible de sufrir pérdida parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente. (Henríquez, 2007, p. 29).

Para cada magnitud del movimiento está relacionada con la magnitud de los esfuerzos y deformaciones inducidos en el terreno por este movimiento. Dependiendo de la distancia hipocentral, la magnitud del movimiento provocará cierto valor de aceleración máxima en la roca basal, la cual sufrirá amplificación, dependiendo de las condiciones particulares del suelo, hasta llegar a la superficie, de este modo la expansión de las ondas de corte durante un terremoto a través del esqueleto del suelo, originará una compleja distribución de esfuerzos de corte en función del tiempo, produciendo así deformaciones en la masa de suelo cuya magnitud dependerá de la magnitud del terremoto. (Obando, 2009, p. 129).

#### **➤ Número de Ciclos de Esfuerzo**

De acuerdo con algunas investigaciones que se efectuaron en laboratorio, y su confirmación in situ durante el sismo que se produjo en Alaska de 1964, mencionan que las muestras de suelos sometidas a cargas repartidas con un nivel de esfuerzo o deformación definido, el inicio de la licuación dependerá de la aplicación de un número de ciclos de esfuerzo adecuado a cada paso, afirmación colaborada por el investigador Henríquez, (2007). (Obando, 2009, p. 128).

### **1.3.1.2. Factores que Indirectamente Afectan la Ocurrencia del Fenómeno**

De acuerdo con algunas consideraciones en la práctica de laboratorio diseñadas por los especialistas Martin, Finn y Seed (1975) incluidas en el estudio elaborado por el investigador Henríquez, (2007), explican que existen una serie de parámetros del terreno no relacionados con la licuación de manera directa, pero influyen en su potencial ocurrencia, y que forman de un modo u otro como el suelo responderá a las tensiones aplicadas, tal es el caso de los cambios volumétricos que consiguiesen ser relacionado con los niveles de deformación tangencial que el suelo experimenta combinados con rigidez tangencial o el módulo de rigidez de un suelo bajo un determinado nivel de carga. (Obando, 2009, p. 128).

### **1.3.1.3. Propiedades Dinámicas de los Suelos**

La naturaleza y distribución del daño sísmico está fuertemente influenciada por la respuesta de los suelos a las cargas cíclicas. Esta respuesta está controlada en gran parte por las propiedades mecánicas del suelo. La ingeniería de terremotos geotécnicos abarca una amplia gama de problemas que involucran muchos tipos de carga y muchos mecanismos potenciales de falla y diferentes propiedades del suelo que influyen en el comportamiento del suelo para diferentes problemas. Para muchos problemas importantes, particularmente aquellos dominados por los efectos de propagación de ondas, solo se inducen niveles bajos de deformación en el suelo. Para otros problemas importantes, como los relacionados con la estabilidad de masas de suelo, se inducen grandes deformaciones en el suelo. el comportamiento del suelo sometido a cargas dinámicas se rige por lo que se conoce popularmente como propiedades dinámicas del suelo. (Kramer, 1996, p. 184).

Las propiedades dinámicas necesarias para el análisis y diseño son universalmente conseguidas de ensayos de laboratorio, bajo condiciones no drenadas, en muestras inalteradas sometidas a condiciones de carga cíclica de amplitud controlada. (Díaz, 2005, p. 279).

**a) Módulo de Young**

Es el parámetro elástico más frecuentemente utilizado en la estimación del asentamiento, estiramiento y deformaciones elásticas por cargas estáticas. El módulo de Young puede usarse para pronosticar el estiramiento o la compresión de un objeto, siempre que la fuerza no sobrepase el límite elástico del material; es la tendencia del suelo a deformarse axialmente bajo cargas. Además, es un factor importante en los análisis exploratorios de compactación del suelo. (Hossne, 2014, p. 154).

**b) Módulo de Corte Dinámico (G)**

Es conocido también como módulo de rigidez, es una constante elástica que caracteriza el cambio de forma que experimenta un material elástico (lineal e isótropo) cuando se aplican esfuerzos cortantes. El módulo de corte simboliza la respuesta al cizallamiento del suelo cambiando de forma. El cizallamiento se refiere a una tendencia a separarse de repente, como en un deslizamiento de tierra. (Hossne, 2014, p. 154).

**c) Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )**

Define la relación entre la deformación transversal y la axial. La relación de Poisson es un parámetro dinámico pero considerado con menor influencia sobre el comportamiento estructural del suelo. En condiciones drenadas el valor típico de este parámetro es 0,3 y en condiciones no drenadas toma el valor de 0,5. (Hossne, 2014, p. 155).

**d) Coeficiente de Amortiguamiento ( $\xi$ )**

Este parámetro está asociado con la capacidad del suelo para disipar energía en otros tipos de energía, existen dos tipos de amortiguamiento, su clasificación depende principalmente de la pérdida de energía y viscosidad. De las investigaciones que se han realizado acerca de este parámetro se han obtenido las siguientes conclusiones: a mayor deformación de un suelo sin alcanzar la falla, más alto será su amortiguamiento. (Sucasaca, & Mamani, 2017, p. 25).

#### **1.3.1.4. Efectos Ocasionados por el Fenómeno**

La ocurrencia de la licuación no es el elemento de primera escala, sino la severidad o la capacidad destructiva de ésta. Los efectos destructivos de la licuación pueden tomar muchas formas, entre otras: falla de flujo, corrimiento lateral, oscilación del suelo, pérdida de capacidad portante, asentamientos. (Coronado, et al., s.f).

##### **a) Falla de Flujo**

Son fallas de suelo más catastróficas causadas por el fenómeno de licuación, muchas de las mayores y más dañinas fallas de flujo se han desarrollado bajo agua en áreas costeras. (Parra D, s.f). Los flujos están compuestos de suelo totalmente licuado o por bloques intactos de material flotando sobre la capa de suelos licuados. Los flujos se presentan en arenas y limos sueltos y saturados. (Coronado, et al., s.f).

##### **b) Oscilaciones del Suelo**

Cuando el suelo es plano o la pendiente es mínima como para permitir corrimientos laterales, la licuación de sedimentos subyacentes puede ocasionar oscilaciones que no van a depender de las capas superficiales, la cual se manifiesta hacia los lados, arriba y abajo en la forma de ondas de suelo. En general, dichas oscilaciones son conducidas por la apertura y cierre de fisuras en el suelo. (Coronado, et al., s.f).

##### **c) Asentamientos**

Los asentamientos de depósitos de arena seca, resultantes del movimiento del terreno son rara vez uniformemente distribuidos que causan asentamientos diferenciales en las estructuras los cuales pueden clasificarse como daños mayores. Los asentamientos, más espectaculares, e incluso inclinación de edificios pueden ocurrir debido a la licuación de los depósitos de arena saturada. (Díaz, 2005, p. 207). En muchos casos el peso de la estructura puede ser incompletamente para causar los grandes asentamientos asociados con las pérdidas de capacidad portante descritas anteriormente. Sin embargo, pueden suceder pequeños

asentamientos cuando la presión de poros se disipa y el suelo se consolida después de un sismo. (Parra, s.f).

### **1.3.2. Estudio del Potencial de Licuación**

La evaluación del potencial de licuación de un depósito arenoso, se ejecuta comúnmente mediante pruebas in situ, utilizando para ello, procedimientos simplificados. Es indiscutible que el procedimiento que ha tenido una gran aprobación a nivel mundial, es el propuesto por Seed & Idriss, (1971), el cual está basado en la prueba de penetración estándar (SPT). (García, 2007, p. 247).

#### **1.3.2.1. Prueba de Penetración Estándar**

Probablemente la prueba in situ más común utilizada en la práctica geotécnica, la SPT, mide la resistencia a la penetración de un muestreador estándar, el procedimiento utilizado para realizar el SPT está codificado bajo la norma ASTM D 1586. Los valores de conteo de golpes SPT corregidos se pueden usar para: (a) estimar la densidad relativa de la arena,

(b) estimar los parámetros de resistencia al corte de suelos sin cohesión, (c) estimar la capacidad de carga, (d) evaluar el potencial de asentamiento sísmico de las arenas, (e) evaluar el potencial de licuefacción de arenas saturadas, (f) estimar el módulo de corte a muy baja deformación. (Kavazanjian, et al., 1997, p. 72).

#### **1.3.2.2. Tensiones Totales y Efectivas de un Suelo ( $\sigma$ , $\sigma'$ )**

El estado de esfuerzo de un suelo puede estar descrito a través del análisis de su comportamiento mecánico, lo cual consiste en una cierta combinación de variables de esfuerzo que deben ser independientes a las propiedades físicas mecánicas del suelo. La tensión vertical total en cualquier punto del perfil del suelo está determinada por el peso unitario total y el espesor de todo el material (incluida el agua libre sobre la superficie del suelo) por encima de ese punto. (Terzaghi, et al., 1996, pp. 83-84).

#### **Ecuación 1**

*Cálculo de la Tensión Total*

$$\sigma = z * \gamma$$

**Donde:**



$\sigma$  = Tensión total.

$\gamma$  = Peso específico del estrato.

$z$  = Profundidad de análisis.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Terzaghi, et al., 1996, p. 84.

Para estudiar problemas tales como la compresibilidad de suelos, la capacidad de carga de cimentaciones, la estabilidad de terraplenes y la presión lateral sobre estructuras de retención de tierras, los ingenieros requieren conocer la naturaleza de la repartición de los esfuerzos a lo largo de una sección transversal dada del perfil del suelo, dicho de otra forma, qué fracción del esfuerzo normal a una profundidad dada en una masa de suelo es tomada por el agua en los espacios vacíos y cuál es tomada por el esqueleto del suelo en los puntos de contacto de las partículas del suelo. A esto se denomina concepto del esfuerzo efectivo. (Braja , 2001, p. 113).

Estas tensiones efectivas son directamente proporcionales en los parámetros mecánicos de un suelo, ya que son determinadas por tensiones de una carga impuesta y tensiones intersticiales o neutras. (Bishop, & Bligh , 1963).

### **Ecuación 2**

*Cálculo de la Tensión Efectiva*

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

#### **Donde:**

$\sigma'$  = Tensión efectiva.

$\sigma$  = Tensión total.

$\mu$  = Tensión intersticial.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Bishop, & Bligh , 1963.

Para una infiltración constante en la dirección vertical, la presión intersticial del agua de la definición de cabeza hidráulica o total. (Terzaghi, et al., 1996, p. 84).

### **Ecuación 3**

*Cálculo de la Tensión Intersticial*

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

#### **Donde:**

$\mu$  = Tensión intersticial.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

$z$  = Profundidad de análisis.

$NF$  = Profundidad del nivel freático.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Terzaghi, et al., 1996, p. 84.

### **1.3.3. Peligro Sísmico**

El peligro sísmico de una localización específica está definido como la probabilidad de que el parámetro que mide el desplazamiento del suelo, a causa de la ocurrencia de un terremoto, sobrepase un grado de umbral dado por un específico lapso de tiempo. En consecuencia, evaluar el riesgo sísmico de una zona necesita conocer la sismicidad de la misma; reconocido bien los riesgos a la que está expuesta. (Tavera, 2001, p. 30). Sin embargo, en la práctica no se ha llegado a la concordia en la terminología, se entiende por peligrosidad sísmica (seismic hazard) la posibilidad de que un parámetro escogido para medir el desplazamiento del suelo (desplazamiento, rapidez, aceleración, intensidad, magnitud, etcétera.) supere un grado dado en todo el tiempo que se estima de interés. Es una terminología prácticamente sismológica y constituye el dato de ingreso para la evaluación de la vulnerabilidad y el riesgo sísmico y sus aplicaciones en la idealización urbana o el diseño sismorresistente. La categoría conjunta de la peligrosidad sísmica en el emplazamiento, la vulnerabilidad de las construcciones y el costo económico de las mismas compone el riesgo sísmico (seismic risk). (Herraíz, 1997, p. 101).

La ocurrencia de temblores no es susceptible de variación debida a algún agente artificial; quiere decir, no es posible influir de manera alguna para que haya menos sismos, que éstos tengan menor magnitud o que su distribución geográfica sea distinta. Por tanto, se debe asumir que el nivel de peligro sísmico en cualquier región del mundo seguirá dándose de acuerdo con los patrones de ocurrencia definidos en el pasado geológico. (Abascal et al., 2006, p. 18).

### **1.3.4. Sismicidad del Perú**

El territorio peruano geográficamente se localiza dentro del conocido "Cinturón de Fuego del Pacífico", zona donde se emplazan las denominadas zonas de convergencia, que son fronteras de placas tectónicas que colisionan entre sí, proporcionando lugar a los procesos de subducción, por lo cual, las placas oceánicas se introducen por debajo de las

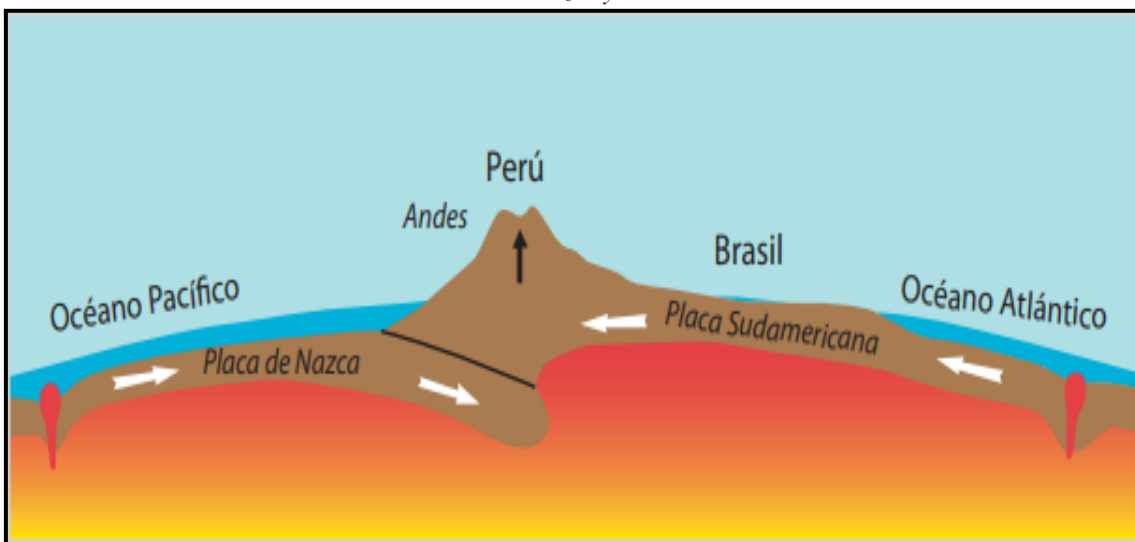
continentales originando terremotos y tsunamis de gran magnitud en la Tierra. (Yauri, 2017, p. 3). Este proceso de convergencia y subducción de la placa de Nazca (oceánica) por debajo de la Sudamericana (continental) origina sismos de diversas magnitudes y focos, ubicados a diferentes profundidades, todos asociados a la fricción, a la deformación de la corteza a niveles superficiales y a la deformación interna de la placa oceánica por debajo de la cordillera. (Tavera, 2014, p. 4).

Estos procesos originaron una serie de procesos cíclicos que dan lugar a la ocurrencia de terremotos como los ocurridos en Arequipa en el 2001 y Pisco en el 2007. Por esta razón, las ciudades costeras del territorio peruano se encuentran en permanente exposición al peligro de sismos y tsunamis. (Yauri, 2017, p. 3).

Las condiciones geológicas explicadas han condicionado el ámbito geográfico del país que, a lo largo de millones de años, han moldeado un agreste territorio con picos que se elevan en menos de cien kilómetros a alturas de más de seis mil metros sobre el nivel del mar. (INDECI, 2009, p. 20).

**Figura 7**

*Sección Transversal de las Placas Tectónicas de Nazca y Sudamérica*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** INDECI, 2009, p. 20.

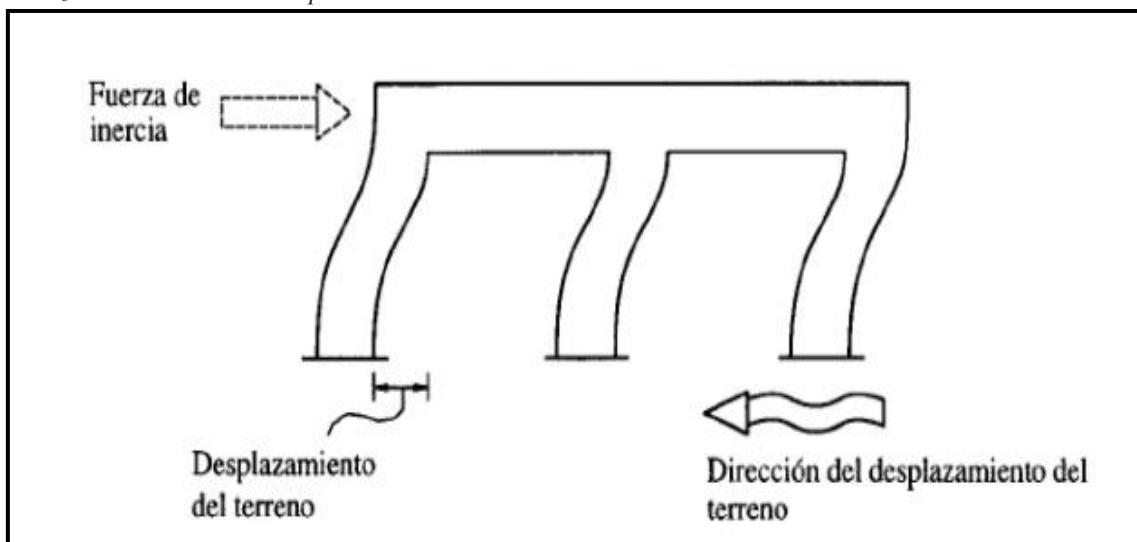
Según la Figura 7, muestra el mecanismo de subducción entre las placas sudamericana y nazca. Justamente, la continua fricción entre estas dos placas tectónicas, el Perú evidencia una historia de sismos devastadores.

### 1.3.5. Efectos Sísmicos en los Edificios

En particular, el movimiento sísmico que es percibido en la superficie terrestre se trasfiere a las edificaciones que se encuentran apoyadas sobre la base. Esta base de la edificación es propensa a seguir el movimiento del suelo, a diferencia de, por inercia, la masa de la edificación se resiste a ser transportada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base. (Bazán & Meli, 2004, p. 29).

**Figura 8**

*Fuerza de Inercia Formada por la Vibración de la Estructura*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

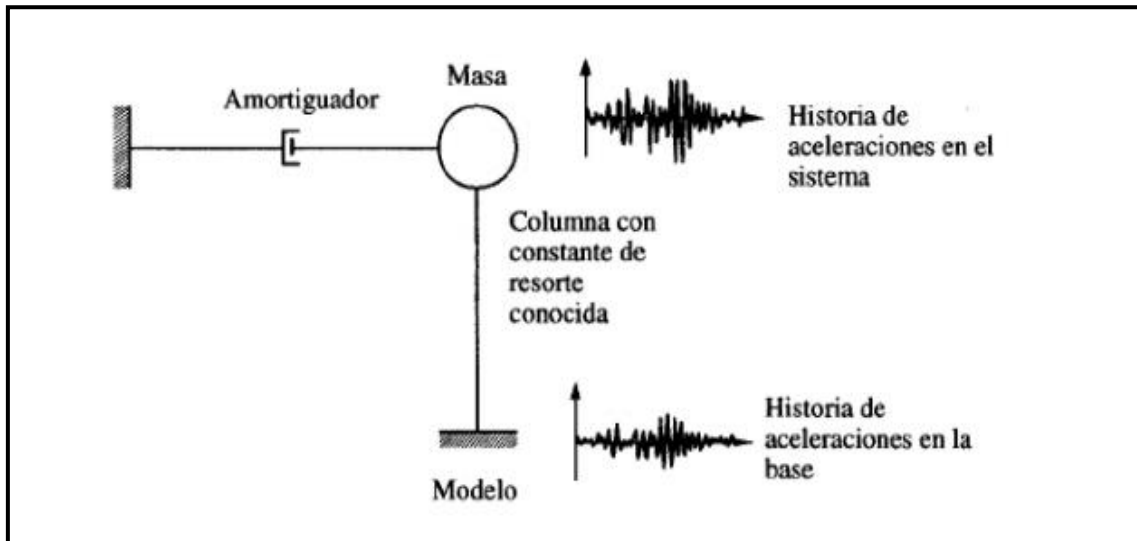
**Fuente:** Bazán, & Meli, 2004, p. 28.

La Figura 8, muestra la flexibilidad que tiene una estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia, generando vibración de forma contraria al suelo en donde está apoyada por la cimentación.

La evaluación de la respuesta sísmica de una edificación, se tiene al analizar un modelo sencillo y se denomina un sistema de un grado de libertad. Este modelo está compuesto por una masa concentrada y un elemento resistente, con una indiscutible rigidez lateral. Además, de la atribución de amortiguamiento. (Bazán, & Meli, 2004, p. 29).

**Figura 9**

*Modelo de un Sistema de un Grado de Libertad*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Bazán, & Meli, 2004, p. 28.

De acuerdo con la Figura 9, representa la evaluación de la respuesta sísmica de una edificación haciendo uso de un modelo con sus principales componentes que es la masa concentrada, rigidez y amortiguamiento.

Por consiguiente, cuando los movimientos del suelo son de gran magnitud con superioridad de ondas de periodo breve, resaltan más afectadas las estructuras rígidas y pesadas. En cambio, cuando el movimiento del terreno es pausado, con periodos absolutos largos, las edificaciones esbeltas y flexibles donde se aumentan las vibraciones y se crean aceleraciones elevadas, por ello, las fuerzas de inercia son mayores. (Bazán, & Meli, 2004, p. 29).

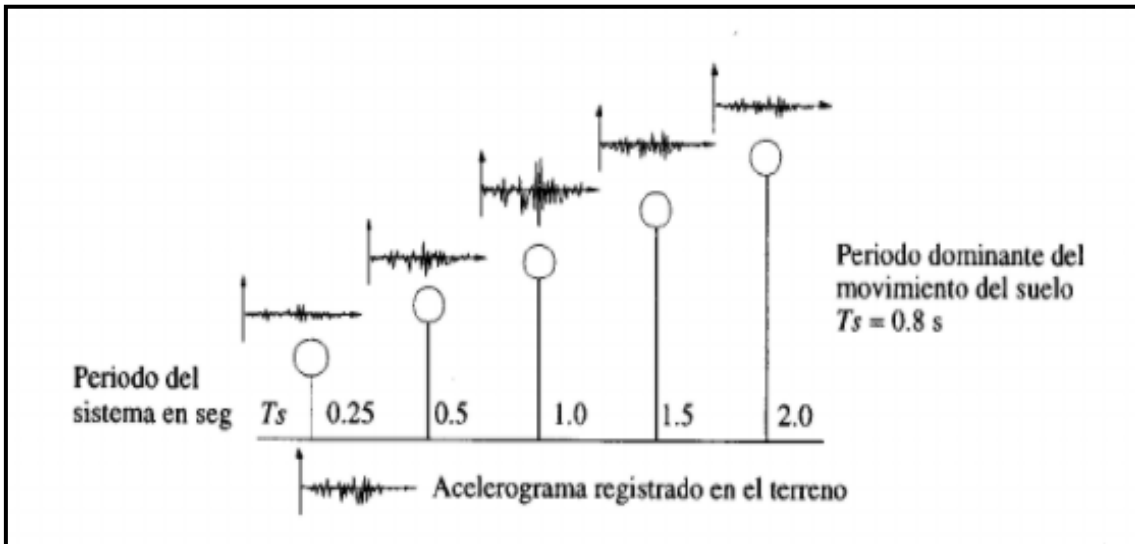
### **1.3.6. Respuesta Sísmica de los Edificios a la Acción Sísmica**

Conforme con lo mencionado en el inciso anterior, la intensidad de la vibración estimulada en una edificación depende de las particularidades del movimiento del terreno y las propiedades dinámicas de la estructura. En particular, en los sismos moderados la estructura se conserva, debidamente, dentro de su momento de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede medirse con buena eficiencia en los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales. (Bazán, & Meli, 2004, p. 30).

En el ámbito de que la potencia de la excitación ejercida a una edificación incrementa, se conciben cambios en las propiedades dinámicas equivalentes, las que modifican su respuesta. Por regla general, el comportamiento ya no es lineal, la rigidez disminuye y el amortiguamiento intensifica. (Bazán, & Meli, 2004, p. 30).

**Figura 10**

*Dilatación del Movimiento del Suelo en Sistemas con Periodo Específico*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

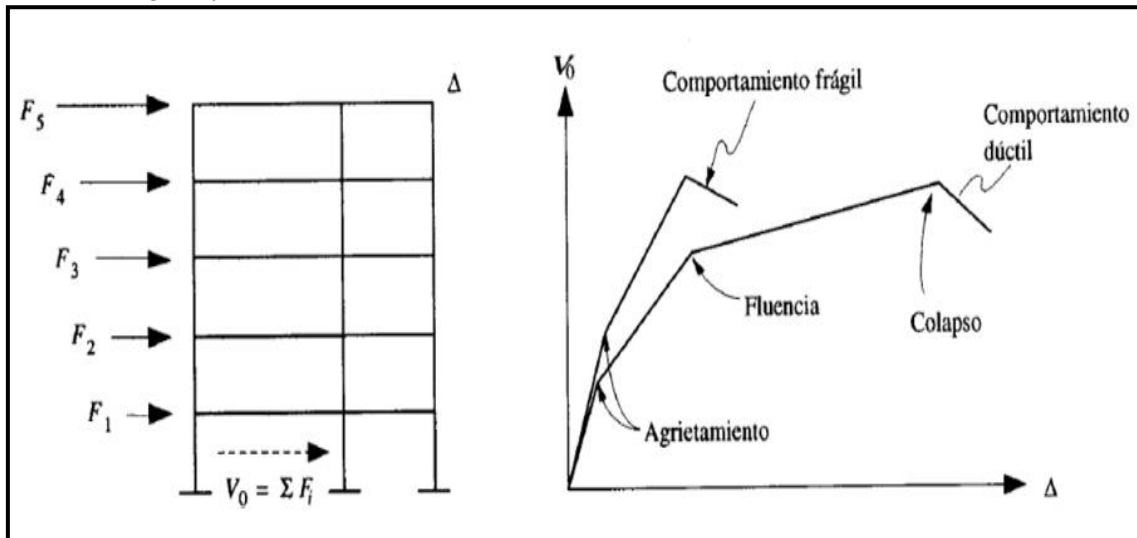
**Fuente:** Bazán, & Meli, 2004, p. 31.

En la Figura 10, evidencia los diversos sistemas de un grado de libertad con distintos periodos conforme a los movimientos del suelo, cada sistema manifiesta una condición específica.

Por lo general, el comportamiento de los materiales esenciales y los sistemas estructurales es de gran prioridad, particularmente en el cambio de la respuesta que se obtiene posteriormente de la fluencia. Mientras que la rigidez de una edificación disminuye notablemente y, por otro lado, están los tipos de amortiguamiento superiores para la etapa de comportamiento lineal. Son conocimientos especializados vincular este comportamiento de la respuesta a causa de la reducción de energía por comportamiento no lineal de la edificación, a una propiedad denominada ductilidad, por la razón que se describe a su potencia de conservar su resistencia para deformaciones muy superiores a aquella para la que se inició la fluencia. (Bazán, & Meli, 2004, p. 31).

**Figura 11**

*Relación Carga-Deformación de una Estructura*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Bazán, & Meli, 2004, p. 32.

En la Figura 11, muestra la distribución de fuerzas de acuerdo al número de pisos que tiene una estructura ante las solicitaciones sísmicas. Además, se aprecia los estados de deformación que tiene la estructura ante estas solicitaciones sísmicas y que se puede generar un comportamiento ya sea frágil y/o dúctil.

La ductilidad es una propiedad fundamental en una edificación que debe resistir efectos sísmicos, debido a que descarta el evento de una falla repentina de naturaleza frágil. Además, proporciona un amortiguamiento complementario. (Bazán, & Meli, 2004, p. 32).

### **1.3.7. Fallas más Habituales Debida a la Acción Sísmica**

Las visualizaciones de las fallas elaboradas en los sismos en las construcciones perjudicadas posibilitan llegar a la conclusión general que, mayormente, provienen de sectores en que se crea cambios bruscos de las características resistentes y primordialmente de las rigideces (columnas cortas, vigas bastante peraltadas) o de inconvenientes de estructuración, diseño o creación. Las fallas más habituales son: a) Males en tabiquería de ladrillos, vidrios, cornisas y parapetos, gracias a tenerse construcciones bastante flexibles, con escasa rigidez lateral, y sin un descriptivo particular para ellos, b) Edificios que han colapsado gracias a tener recursos con escasa capacidad resistente en una dirección, como

vigas chatas y columnas con poca rigidez en la dirección secundaria, c) Edificios de forma irregular ya sea en T, L, H o con esquinas entrantes que ocasiona mayores esfuerzos en planta debido a la torsión que puede presentarse, d) Edificaciones con grandes aberturas en los diafragmas ya que genera que durante el sismo no se mueva como uno solo, así como también edificios que se unen mediante un pasillo peatonal o puente de acceso. (Blanco, 1994, pp. 5-6).

### **1.3.8. Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente**

La filosofía del diseño sismorresistente radica en: a) evitar pérdida de vidas humanas, b) Asegurar la continuidad de los servicios básicos y c) Minimizar los daños a la propiedad. (E.030, 2019, p. 4).

Gran parte de los códigos tienen consideración de la complejidad del diseño sísmico de las edificaciones y define alcances u objetivos generales. Para el caso del RNE E.030, el criterio de diseño sismorresistente se expresa señalando que las edificaciones se comportarían ante los sismos considerando: a) La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, a causa de, movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto, b) La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, logrando experimentar daños restaurables dentro de límites admisibles y c) Para las edificaciones esenciales se correspondería tener consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo. (E.030, 2019, p. 4).

### **1.3.9. Análisis de Interacción Suelo-Estructura**

El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo es un dato de gran interés a la hora de proyectar estructuras que hayan de soportar tal sismo. Hoy es difícil predecir con alguna precisión el movimiento sísmico esperado; se puede únicamente adelantar algunas características típicas de esos movimientos. El primer paso para que parece lógico



dar, para iniciar el estudio del movimiento de la superficie del terreno durante los sismos, sería el análisis de los movimientos ocurridos en el pasado interpretados a la luz de una teoría suficientemente aproximada del fenómeno de propagación de ondas. (Soriano, 1989, p. 287).

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los dos elementos. El procedimiento de establecer las expresiones de compatibilidad para el cálculo de los esfuerzos de contacto se designará en adelante por ISE, esto es, interacción suelo-estructura. (Zeevaert, 1980, p. 11).

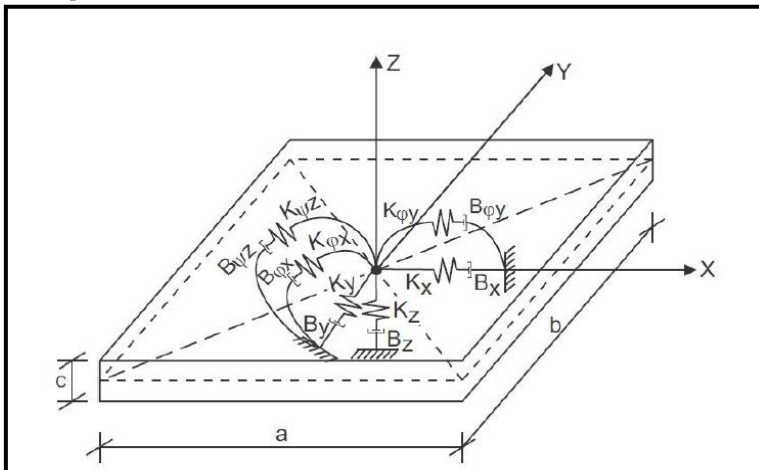
Un análisis sísmico de interacción suelo-estructura evalúa la respuesta colectiva de la estructura, los cimientos y los medios geológicos que subyacen y rodean la cimentación, a un movimiento de suelo de campo libre especificado. El término campo libre se refiere a movimientos que no se ven afectados por vibraciones estructurales o la dispersión de ondas en, y alrededor, los cimientos. Los efectos ISE están ausentes para la condición teórica de una cimentación rígida apoyada sobre suelo rígido. En consecuencia, ISE contabiliza la diferencia entre la respuesta real de la estructura y la respuesta de la condición de base teórica y rígida. (NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 1-3).

La interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de este ante excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación. Se presenta cuando la rigidez del terreno es baja en relación a la de la estructura, lo que produce que la condición de apoyo del edificio se aleje de la hipótesis de base empotrada. (Avilés, & Pérez, 2004, p. 2).

Por otro lado, la misma estructura respondería de manera diferente si estuviera apoyada sobre un depósito de suelo blando. Primero, la incapacidad de la cimentación para adaptarse a las deformaciones del movimiento de campo libre haría que el movimiento de la base de la estructura se desviara del movimiento de campo libre (interacción cinemática). En segundo lugar, la respuesta dinámica de la estructura por si misma podría inducir deformaciones en el suelo donde se encuentra cimentada la estructura (interacción inercial). Este proceso, en el que la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura influye en el movimiento del suelo, se conoce como interacción suelo-estructura. (Kramer, 1996, p. 294).

**Figura 12**

*Conceptualización Interacción Suelo-Plata Cimentación*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Villareal, 2017, p. 26.

### 1.3.9.1. Interacción Cinemática

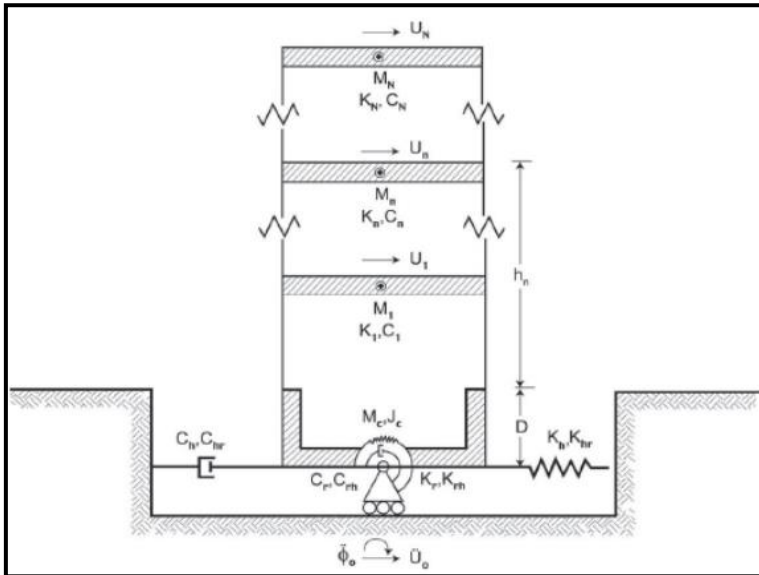
El producto de ISE se divide en dos partes. La primera consiste en la modificación que presenta el movimiento al cuál se sujeta la estructura. Esta variación es debida principalmente a la gran rigidez de la cimentación en comparación con la del terreno, lo cual evita que los elementos que componen la cimentación se deformen de la misma manera que el terreno. Esto genera la difracción y refracción de ondas por la cimentación. Este efecto es conocido como interacción cinemática. (Fernández, & Avilés, 2008, p. 75).

La interacción cinemática resulta de la presencia de elementos de cimentación rígidos sobre o en suelo, lo que hace que los movimientos en los cimientos se desvíen de los movimientos de campo libre. Una de las causas de estas desviaciones es el promedio de la losa base, en el que el suelo espacialmente variable los movimientos dentro de la envolvente del edificio se promedian dentro de la huella de los cimientos debido a la rigidez y resistencia del sistema de cimentación. Otra causa de la desviación son los efectos de empotramiento, en los que los movimientos a nivel de los cimientos se reducen como un resultado de la reducción del movimiento del suelo con la profundidad por debajo de la superficie libre. Si los cimientos están soportados por pilotes, los pilotes interactúan con la propagación de ondas debajo de la base losa, que puede modificar aún más los movimientos a nivel de los cimientos en la base de una estructura. (NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 3-1).

La interacción cinemática es un problema de difracción de onda producida por el contraste de rigideces, debido a la presencia de la cimentación, que es un elemento de mayor rigidez que el suelo, es claro que el campo de desplazamientos impuesto en el terreno libre, en ausencia de ésta se verá modificado por la presencia de la misma. Esto produce una reducción en las amplitudes de los movimientos de alta frecuencia, e introduce una excitación rotacional. (Arias, 2016, p. 27).

**Figura 13**

*Teoría Suelo-Estructura Absoluto*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Fernández, & Avilés, 2008, p. 75.

### 1.3.9.2. Interacción Inercial

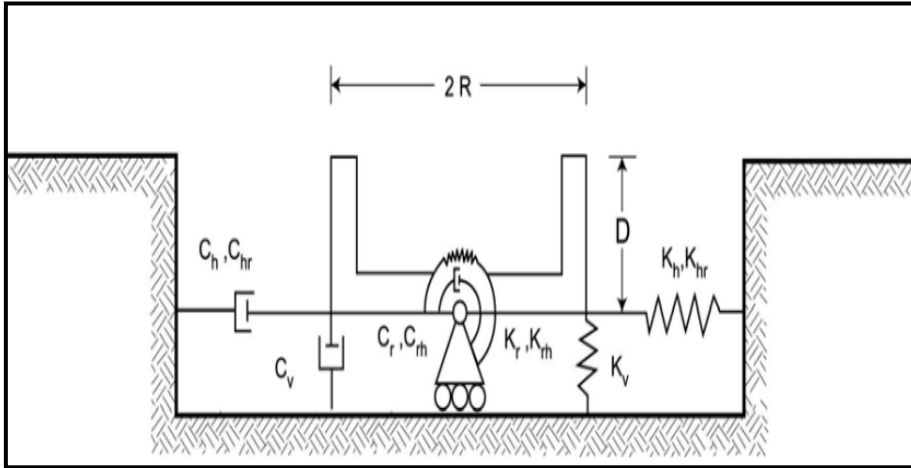
El caso más simple de interacción suelo-estructura se da cuando la cimentación, es pequeña y superficial, de manera que pueda considerarse puntual respecto a las longitudes de las ondas sísmicas que la van a solicitar y superficial, de manera que no exista una zona de terreno que tenga que guardar cierta compatibilidad de deformaciones con el movimiento de la estructura en otra zona que no sea puntual. Además, si el terreno no es infinitamente rígido, los esfuerzos que se generan en la cimentación provocarán una deformación variable, es decir un movimiento que obligará al punto de unión y a su entorno próximo a moverse de manera distinta al movimiento del campo libre. (Soriano, 1989, p. 294).

El segundo producto de ISE hace referencia a la respuesta de la estructura ante el movimiento que se manifestaría en el terreno en ausencia de la misma, no obstante, teniendo en cuenta la flexibilidad del apoyo. En este caso la diferencia entre la respuesta de la estructura con base flexible y la de base rígida proviene principalmente de la inercia y la flexibilidad del sistema completo. A este efecto se le conoce como interacción inercial y está controlado por la relación de rigideces entre la estructura y el suelo. Para considerar la

interacción inercial se sustituyen tanto la rigidez como el amortiguamiento del suelo por medio de los resortes y amortiguadores, cuyas propiedades dependen de la frecuencia.

**Figura 14**

*Resortes y Amortiguadores Equivalentes del Suelo*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Fernández, & Avilés, 2008, p. 74.

La interacción inercial se refiere a los desplazamientos y rotaciones en el nivel de los cimientos de una estructura que resultan de fuerzas impulsadas por la inercia tales como cortante base y momento. (NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-1).

### 1.3.10. Modelo de Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE)

Las características que alteran el comportamiento del sistema suelo-estructura desplantados sobre bases deformables; a partir de esto se puede decir que la interacción dinámica suelo estructura está compuesta por tres tipos de modificaciones, las cuales son producto de la flexibilidad del suelo.

**Tabla 1**

*Diferencias Entre las Edificaciones con Base Indeflexible-Deformable*

<b>Base Indeflexible</b>	<b>Base Deformable</b>
No hay modificaciones del movimiento en los distintos puntos del terreno	Existe una modificación del movimiento en los distintos puntos del terreno (Efectos de sitio).
No hay despeamiento relativo de la cimentación respecto al terreno.	Existe una modificación del movimiento de campo libre, debido a la presencia de la cimentación (interacción cinemática).
No hay componente de movimiento de cuerpo rígido de la superestructura (cabeceo y traslación).	Existe un desplazamiento relativo de la cimentación respecto al terreno producido por las fuerzas de inercia de la superestructura (interacción inercial).

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Fernández, 2013, p. 21.

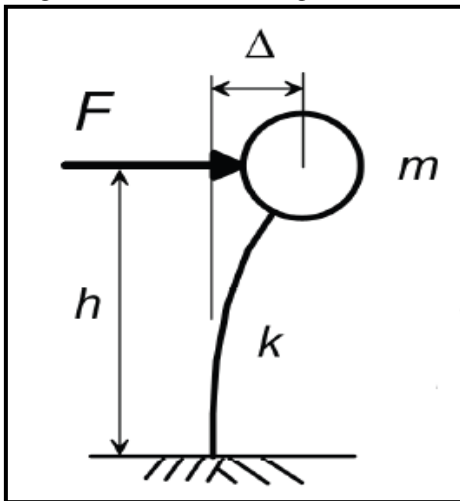
La Tabla 1, muestra las trascendentales diferencias entre el análisis de edificaciones desplantadas sobre una base indeformable y deformable; en otros términos, estructuras apoyadas sobre suelos con alta rigidez y sobre suelos con baja rigidez.

### 1.3.10.1. Modelo Base Rígida

Se refiere a soportes de suelo con rigidez infinita (es decir, sin resortes de suelo). Por otro motivo, una cimentación rígida se refiere a que los elementos de cimentación cuentan con rigidez infinita (es decir, no deformable). (NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-1).

**Figura 15**

*Desplazamiento Producido por la Fuerza “F” en una Estructura de Base Fija*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-1.

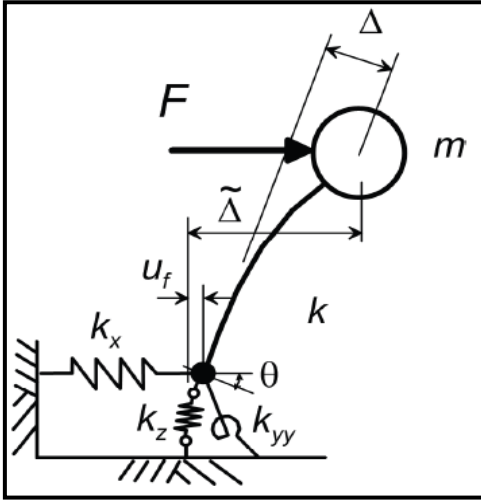
Según la Figura 15, representa la idealización de una superestructura al realizar un análisis estructural convencional

### 1.3.10.2. Modelo Base Flexible

Este modelo considera la deformación en los elementos de la cimentación como la del suelo. (NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-1).

**Figura 16**

*Desplazamiento Producido por la Fuerza “F” en una Estructura de Base Flexible*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-1.

## 1.4. Marco Conceptual

### 1.4.1. Análisis del Potencial de Licuación Según el RNE E.050

Sobre la base del RNE E.050, se realizará el análisis del potencial de licuación utilizando el método propuesto por Seed & Idriss (1971, 1982) y actualizado por el National Center for Earthquake Research (1997, NCEER) y por el Earthquake Engineering Research Center (2003, 2004 EERC). Este método fue desarrollado en base a observaciones in-situ del comportamiento de depósitos de arenas durante sismos pasados. (E.050, 2020, p. 52).

$(N_1)_{60}$  es el conteo de golpes SPT normalizado a una sobrecarga presión de aproximadamente 100 kPa (1 tonelada/pie cuadrado) y una relación de energía del martillo o eficiencia del martillo del 60%. (Youd, et al., 2001, p. 819).

#### Ecuación 4

*Cálculo del  $(N_1)_{60}$*

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

**Donde:**

$(N_1)_{60}$  = Es la medida de la resistencia a la penetración estándar de un suelo bajo una presión efectiva de 1 kg/cm<sup>2</sup>.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

#### Ecuación 5

*Cálculo de  $N_{60}$*

$$N_{60} = C_R * C_B * C_S * C_E$$

**Donde:**

$C_R$  = Corrección por longitud corta de barras.

$C_B$ = Corrección por diámetro de la perforación.

$C_S$ = Corrección por muestreador no estándar.

$C_E$ = Corrección por energía.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

**Tabla 2**

*Valores de los Factores de Corrección*

Factor	Equipo Disponible	Término	Corrección
Presión de Sobrecarga	-	$C_N$	$(Pa/ \sigma'_{vo})^{0.5}$
Presión de Sobrecarga	-	$C_N$	$C_N \leq 1.7$
Relación de Energía	Martillo de rosquilla	$C_E$	0.5 - 1.0
Relación de Energía	Martillo de seguridad	$C_E$	0.7 - 1.2
Relación de Energía	Martillo tipo Donut de disparo automático	$C_E$	0.8 - 1.3
Diámetro de la Tubería	65 - 15	$C_B$	1.0
Diámetro de la Tubería	150 mm	$C_B$	1.05
Diámetro de la Tubería	200 mm	$C_B$	1.15
Longitud de Varillaje	<3m	$C_R$	0.75
Longitud de Varillaje	3 - 4 m	$C_R$	0.8
Longitud de Varillaje	4 - 6 m	$C_R$	0.85
Longitud de Varillaje	6 - 10 m	$C_R$	0.95
Longitud de Varillaje	10 - 30 m	$C_R$	1.0
Método de Muestreo	Muestra Estándar	$C_S$	1.0
Método de Muestreo	Muestra con Revestimiento	$C_S$	1.1 - 1.3

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd & Idriss, 2001, p. 820.

### Ecuación 6

*Cálculo de la Presión de Sobrecarga ( $C_N$ )*

$$C_N = \left( \frac{100kPa}{\sigma'_{vo}} \right)^{0.5} ; C_N \leq 1.7$$

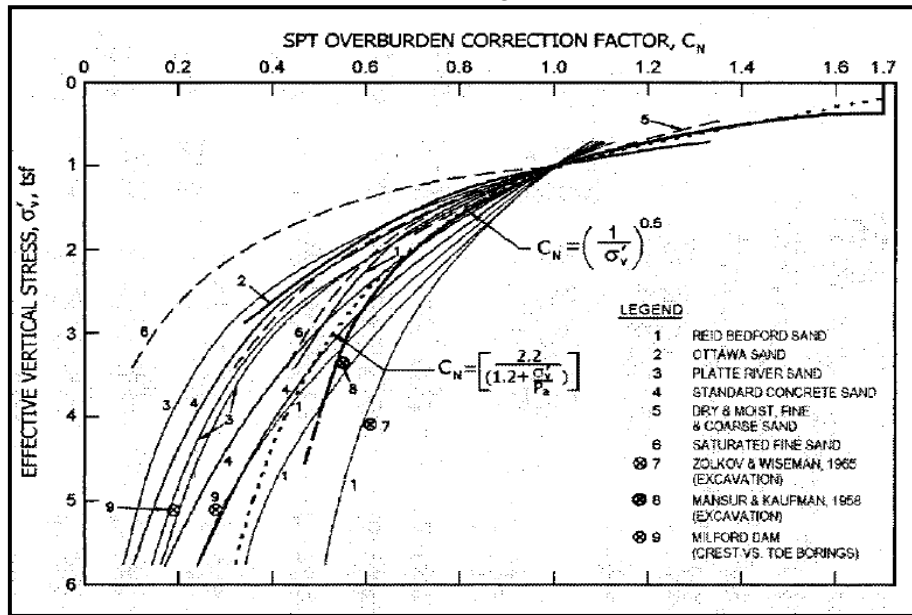
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.



**Figura 17**

*Curvas del Factor de Corrección de Sobrecarga ( $C_N$ )*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

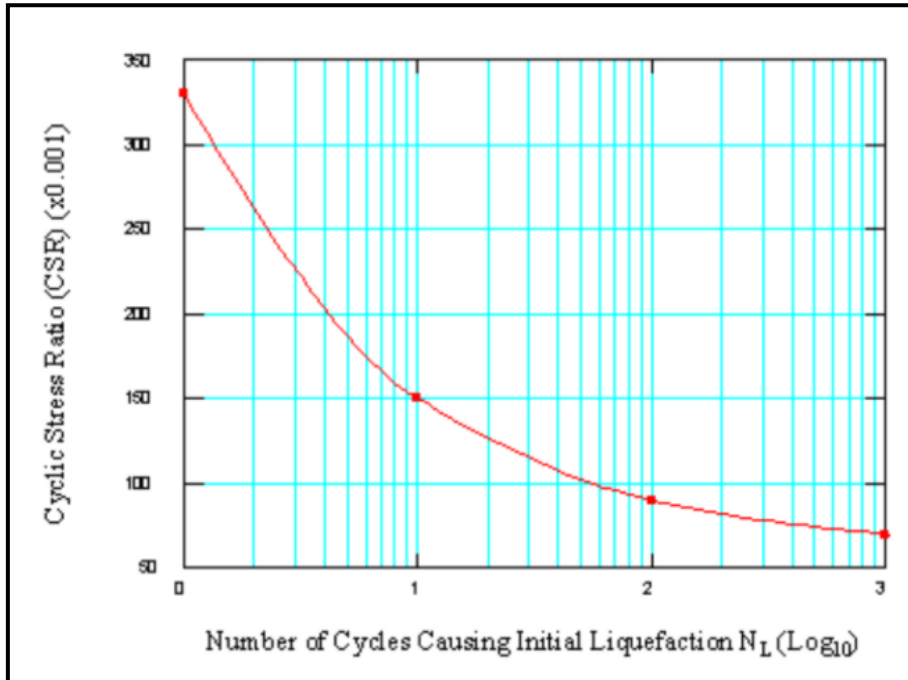
**Fuente:** Youd, et al., 2001.

En la Figura 17, las curvas de  $C_N$  se derivaron del SPT realizado en contenedores de prueba con muestras de varias arenas y sujetas a distintas presiones de confinamiento ( $\sigma'_v$ ). Estas curvas indican considerable dispersión de resultados sin correlación aparente de  $C_N$  con el tipo de suelo o gradación. Las curvas de arenas más sueltas, no obstante, se encuentran en la parte inferior del rango  $C_N$  y se aproxima en el uso de la Ecuación 6.

Por otra parte, la Relación de Esfuerzo Cíclico (CSR) se define de manera diferente en diferentes tipos de ensayos. En el caso del ensayo de corte simple cíclico, la CSR está definida como la relación del esfuerzo de corte cíclico sobre el esfuerzo efectivo vertical inicial. Los ensayos de laboratorio muestran que el número de ciclos de esfuerzo requeridos para producir licuación decrece con el incremento de la amplitud del esfuerzo cíclico. (Parra, s.f, pp. 12-18).

**Figura 18**

*Esfuerzos Cíclicos Solicitados Para Ocasionar Licuación*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Parra, s.f, p. 13.

De acuerdo con la Figura 18, la curva mostrada es llamada usualmente la curva de resistencia cíclica a la licuación y es normalizada frecuentemente con relación a la presión de confinamiento efectiva inicial.

En cambio, la resistencia al fenómeno de licuación de suelos, está en función de dos variables. El primero es la demanda sísmica de la capa de suelo, expresada en términos de la relación de tensiones cíclicas (CSR). (Seed, 1975).

#### **Ecuación 7**

*Cálculo del CSR*

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 * \left( \frac{a_{max}}{g} \right) * \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) * r_d$$

**Donde:**

$\tau_{av}$ = Es la tensión de corte promedio.

$a_{max}$ = Aceleración pico horizontal en la superficie del terreno generada por el sismo.

$g$ = Aceleración de la gravedad.

$\sigma_{vo}$  &  $\sigma'_{vo}$ = Son las tensiones totales y efectivas verticales respectivamente.

$r_d$ = Es el coeficiente de reducción de tensiones, debido a la flexibilidad del suelo.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 818.

El factor de reducción de tensión es un factor de flexibilidad del suelo definido como la relación entre tensión de corte máxima de la columna de suelo y la de un cuerpo rígido,

esto se debe a las propiedades de comportamiento elástico del suelo, conocido como coeficiente de reducción de esfuerzos. (Kavazanjian, et al., 1997, p. 116).

### Ecuación 8

*Cálculo de  $r_d$ , consideración*

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

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 818.

### Ecuación 9

*Cálculo de  $r_d$ , consideración 2*

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

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 818.

### Ecuación 10

*Cálculo de  $r_d$ , consideración 3*

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.001210z^2)}$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 819.

La relación de resistencia cíclica (CRR) requerida para causar la licuefacción de arenas limpias en condiciones de terreno nivelado en función de los valores de SPT. (MIL-HDBK, 1997, p. 83).

### Ecuación 11

*Cálculo del  $CRR_{7.5}$*

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

**Donde:**

$(N_1)_{60}$  = Es el número de golpes del ensayo SPT normalizados para una energía del 60%,  $CRR_{7.5}$ : Es la relación de resistencia cíclica para un sismo de magnitud 7.5.

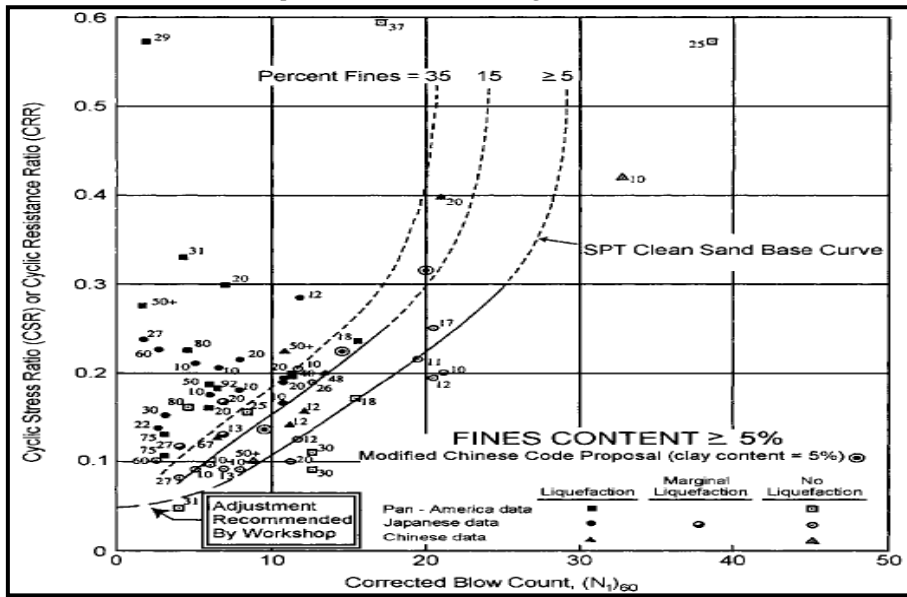
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 820.

Según la Ecuación 11, es válida para resultados de  $(N_1)_{60} < 30$ , por otra parte, para valores de  $(N_1)_{60} \geq 30$  las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables.

**Figura 19**

*Curva Base de Arena Limpia Para Sismos de Magnitud 7.5*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 819.

De acuerdo con la Figura 19, evidencia que cada una de las curvas está representada con datos de historias de casos de licuación.

El cálculo para determinar el valor de  $CRR_M$ , que se define como el valor de CRR modificado por el valor de la magnitud momento ( $M_w$ ) diferente de 7.5. (E.050, 2020, p. 9).

**Ecuación 12**

*Cálculo del  $CRR_M$*

$$CRR_M = FSM * CRR_{7.5}$$

**Donde:**

FSM = Es el factor de corrección del CRR para considerar el esfuerzo cortante cíclico resistente mínimo normalizado para un sismo de magnitud momento ( $M_w$ ) diferente de 7.5.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

**Tabla 3**

*Factores de Escala*

Magnitud	Seed & Idriss	Idriss	Ambraseys (1998)	Arango (1996)		Andrus & Stokoe (1997)	Youd & Noble (1997)		
				Base de Distancia	Base de Energía		$P_L < 20\%$	$P_L < 32\%$	$P_L < 50\%$
5.5	1.43	2.20	2.86	3.00	2.20	2.80	2.86	3.42	4.44
6.0	1.32	1.76	2.20	2.00	1.65	2.10	1.93	2.35	2.92
6.5	1.19	1.44	1.69	1.60	1.40	1.60	1.34	1.66	1.99
7.0	1.08	1.19	1.30	1.25	1.10	1.25	1.00	1.20	1.39
7.5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	1.00
8.0	0.94	0.84	0.67	0.75	0.85	0.80	-	-	0.73
8.5	0.89	0.72	0.44	-	-	0.65	-	-	0.56

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 827.

### Ecuación 13

*Cálculo del Factor de Seguridad, Según el RNE E.050*

$$FS_L = \frac{CRR_M}{CSR}$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 53.

De acuerdo con el art. 38.5.8. La normativa E.050 menciona que los valores de los factores de Seguridad frente a la ocurrencia de la licuación ( $FS_L$ ), depende del tipo e importancia de la obra clasificada (RNE E.050).

### Tabla 4

*$FS_L$  Mínimo, Según el RNE E.050*

Categoría de las Edificaciones (E.030)	$FS_L$ Mínimo
A	1.25
B	1.15
C	1.00

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 53.

#### 1.4.2. Análisis del Potencial de Licuación Según la Norma NCSP-07

A los efectos de esta Norma, podrá evitarse la comprobación de la seguridad frente a la licuación cuando se cumpla alguna de las condiciones siguientes:

Suelos arenosos con más de un 35% de limos en los que el valor normalizado del índice N del ensayo SPT sea  $N_{1,60} > 20$ .

Suelos arenosos con un contenido de finos menor o igual que el 5% en los que el valor normalizado del índice N del ensayo SPT sea  $N_{1,60} > 30$ .

Suelos arenosos con más de un 20% de arcillas e índice de plasticidad  $IP > 10$ , siempre que la aceleración de cálculo ac sea menor que 0,15g. (NCSP-07, 2008, p. 70).

### Ecuación 14

*Cálculo del Valor Normalizado  $N_{1,60}$ , Según la Norma NCSP-07*

$$N_{1,60} = C_N * N_{60}$$

**Donde:**

$N_{1,60}$  = Es el valor índice N del ensayo SPT y normalizado para una energía útil del 60% de la nominal, a una presión efectiva vertical de 0,1 MPa.

$C_N$  = Factor de corrección por efecto de la presión efectiva vertical a la cota de realización del ensayo.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

### Ecuación 15

Cálculo del  $C_N$ , Según la Norma NCSP-07

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} ; C_N \leq 1.7$$

**Donde:**

$P_a$  = Presión atmosférica, que puede tomarse simplificada con el valor  $P_a = 0,1\text{MPa}$ .

$\sigma'_v$  = Presión efectiva vertical sobre el plano medio definido en la realización del ensayo SPT.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

### Ecuación 16

Cálculo del  $N_{60}$ , Según la Norma NCSP-07

$$N_{60} = C_L * C_S * N_{SPT}$$

**Donde:**

$N_{SPT}$  = Índice N obtenido a una determinada profundidad al efectuar el ensayo de penetración estándar SPT.

$C_L$  = Es el factor de corrección para tener en cuenta la longitud total del varillaje (incluyendo la longitud de varillas que sobresalga del terreno) en la realización del ensayo SPT.

$C_S$  = Factor de corrección para tener en cuenta el diámetro del sondeo.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

En la Tabla 5 y 6 se muestra la obtención de los parámetros del factor de corrección

$C_L$  y  $C_S$ :

**Tabla 5**

Factor de Corrección para  $C_L$ , Según la Norma NCSP-07

Longitud de Varillas (m)	$C_L$
< 3	0.75
3 a 4	0.80
4 a 6	0.85
6 a 10	0.95
> 10	1.00

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

**Tabla 6**

Factor de Corrección para  $C_S$ , Según la Norma NCSP-07

Diámetro de Sondeo (mm)	$C_S$
60 a 150	1.00
115 a 150	Interpolación Lineal
150	1.05

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

La normativa española NCSP-07 menciona que, cuando se trate de suelos de superficie aproximadamente horizontal y para profundidades menores de 20 m, la tensión tangencial provocada por el terremoto ( $\tau_E$ ) puede estimarse a partir de la Ecuación 17.

### Ecuación 17

Cálculo de  $\tau_E$ , Según la Norma NCSP-07

$$\tau_E = 0.65 * r_d * \sigma_v \frac{a_c}{g}$$

**Donde:**

$r_d$  = Factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad.

$\sigma_v$  = Presión vertical total sobre el plano horizontal a la profundidad  $z$ .

$a_c$  = Aceleración sísmica.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

La Consideración del factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad es evidenciada en la Ecuación 18 y 19.

### Ecuación 18

Consideración 1 para el Cálculo de  $r_d$ , Según la Norma NCSP-07

$$r_d = 1.0 - 0.00765 * z ; z \leq 9m$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

### Ecuación 19

Consideración 2 para el Cálculo de  $r_d$ , Según la Norma NCSP-07

$$r_d = 1.174 - 0.0267 * z ; 9m \leq z \leq 20m$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

La tensión tangencial crítica ( $\tau_L$ ) será el valor de la tensión tangencial que produce la licuación en un número de ciclos uniformes equivalente al terremoto. (NCSP-07, 2008, p. 77).

### Ecuación 20

Cálculo de la tensión tangencial crítica  $\tau_L$

$$\tau_L = K_M * R_{L,1} * \sigma'_v$$

**Donde:**

$K_M$  = Factor definido por el coeficiente de contribución  $K$ .

$\sigma'_v$  = Presión vertical efectiva sobre el plano horizontal a la profundidad  $z$  en la que se comprueba la licuación.

$R_{L,1}$  = Valor normalizado de la tensión tangencial crítica, correspondiente a un terremoto de magnitud  $M = 7,5$  para una presión normal efectiva de 0,1 MPa y una tensión tangencial nula.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

### Ecuación 21

Cálculo de  $K_M$ , Según la Norma NCSP-07

$$K_M = 1.5 - 1.8 * (K - 1)^{\frac{1}{2}}$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

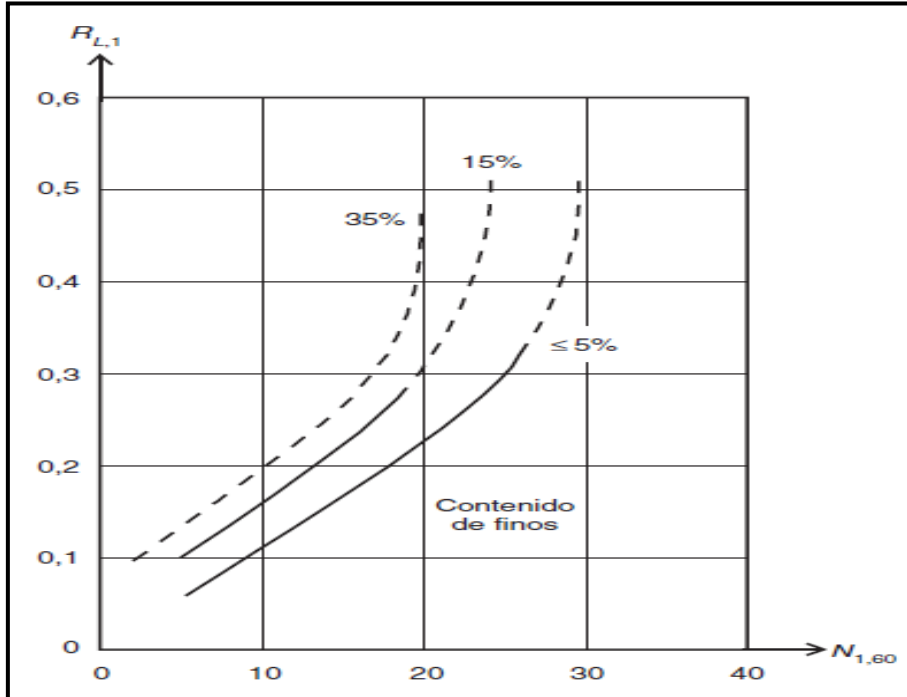
**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

El Valor normalizado de la tensión tangencial crítica ( $R_{L,1}$ ), se determina de acuerdo

con la Figura 20.

**Figura 20**

Obtención de  $R_{L,1}$



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

Según la Figura 20, Se logrará obtener el valor de  $R_{L,1}$  de acuerdo con el valor normalizado  $N_{1,60}$ .

Los requerimientos evidenciados con anterioridad y descritos por la normativa española NCSP-07, son válidas para efectuar el riesgo de licuación, la comparación de la tensión tangencial ( $\tau_E$ ) provocada por el terremoto con la tensión tangencial crítica ( $\tau_L$ ) se estima que tiene lugar el fenómeno de la licuación. Existe suficiente seguridad frente a la licuación cuando se cumpla la siguiente condición:

**Ecuación 22**

*Evaluación del Riesgo de Licuación Según la Norma NCSP-07*

$$\frac{\tau_L}{\tau_E} \geq F_L$$

**Donde:**

$F_L$  = Es el coeficiente de seguridad frente a la licuación, los valores son los siguientes: 1.5 en suelos de cimentación y 2.0 en rellenos de trasdós de estribos.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.



### 1.4.3. Análisis del Potencial de Licuación Según la Norma NCSE-02

Según la base de la normativa española NCSE-02, el estudio de la seguridad ante la licuación se puede hacer mediante la comparación de la tensión tangencial horizontal equivalente al terremoto ( $\tau_E$ ), con la resistencia del suelo a la licuación ( $R_L$ ), para lo que podrán utilizarse los procedimientos determinados en la práctica de la ingeniería geotécnica sísmica o el siguiente procedimiento simplificado basado en el ensayo SPT, válido para suelos de superficie horizontal y que se aplicará a todas las capas licuables situadas en la profundidad especificada en la presente investigación.

Corrección de los números de golpes obtenidos mediante el ensayo del SPT normalizado, para una energía útil del 60% de la nominal y a una presión efectiva vertical de 100 kPa (1 kp/cm<sup>2</sup>), ( $N_{1,60}$ ). (NCSE-02, 2009, p. 60).

#### Ecuación 23

*Cálculo del Valor Normalizado  $N_{1,60}$ , Según la Norma NCSP-02*

$$N_{1,60} = N * \frac{E_R}{60} * \left(\frac{1}{\sigma'}\right)^2$$

#### Donde:

N = Índice N obtenido a una determinada profundidad al efectuar el ensayo de penetración estándar SPT.

$E_R$  = Es el porcentaje de la energía de los golpes en el ensayo SPT que llega realmente al terreno.

$\sigma'$  = Es la tensión efectiva vertical, en kp/cm<sup>2</sup>, sobre un plano horizontal, a la profundidad z.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-02, 2009, p. 60.

#### Ecuación 24

*Cálculo de  $\tau_E$ , Según la Norma NCSE-02*

$$\tau_E = 0.65 * r_d * \sigma_v * \left(\frac{a_c}{g}\right)$$

#### Donde:

$r_d$  = Factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad.

$\sigma_v$  = Presión vertical total sobre el plano horizontal a la profundidad z.

$a_c$  = Aceleración sísmica.

g = Aceleración de la gravedad.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSE-02, 2009, p. 60.

#### Ecuación 25

*Cálculo de  $r_d$ , Según la Norma NCSE-02*

$$r_d = 1 - 0.015 * z; \text{ siendo } z \text{ la profundidad en metros.}$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSE-02, 2009, p. 60.

**Ecuación 26**

*Cálculo de la Resistencia del Suelo a la Licuación ( $R_L$ )*

$$R_L = K_M * R_1 * \sigma'_v$$

**Donde:**

$R_1$  = Factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad.

$K_M$  = Factor definido por el coeficiente de contribución  $K$ .

$\sigma'_v$  = Es la tensión efectiva vertical, en  $\text{kp/cm}^2$ , sobre un plano horizontal, a la profundidad  $z$ .

**Elaboración:** Propia de los Autores.

Fuente: NCSE-02, 2009, p. 60.

**Ecuación 27**

*Cálculo de  $K_M$ , Según la Norma NCSE-02*

$$K_M = 1.5 - 1.8 * (K - 1)^{\frac{1}{2}}$$

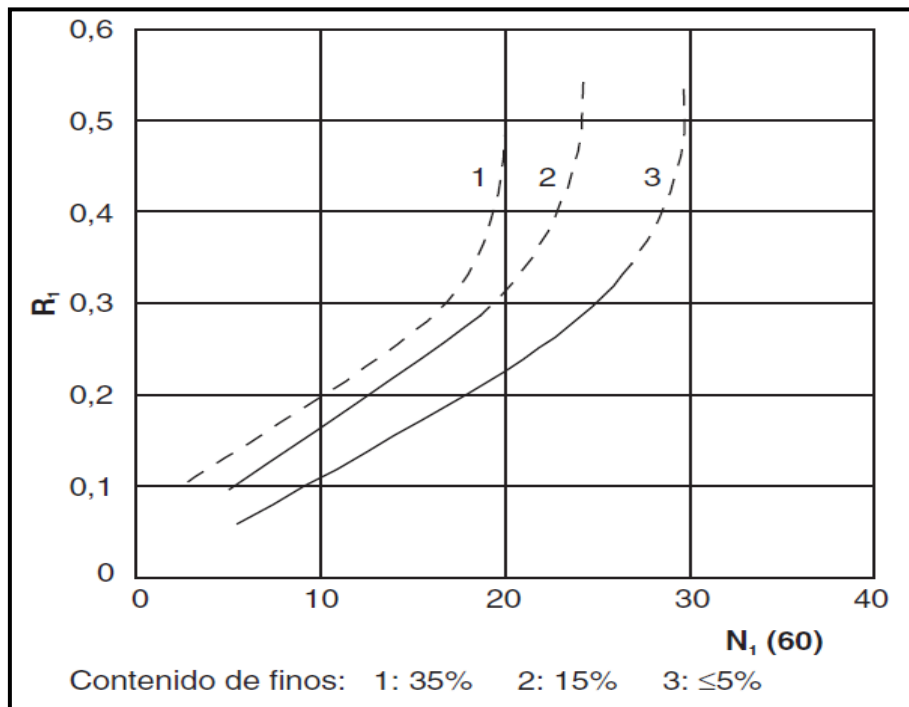
**Elaboración:** Propia de los Autores.

Fuente: NCSE-02, 2009, p. 76.

El valor del Factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad ( $R_1$ ), se aprecia en la Figura 21.

**Figura 21**

*Obtención de  $R_1$*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

Fuente: NCSE-02, 2009, p. 61.

En la Figura 21, se podrá obtener el valor de  $R_{L,1}$  de acuerdo con el valor Normalizado  $N_{1,60}$ .

Según lo anterior y descritos por la normativa NCSE-02, se considera que se dispone de suficiente seguridad ante el fenómeno de licuación de suelos.

**Ecuación 28***Evaluación del Riesgo de Licuación, Según la Norma NCSE-02*

$$\tau_E \leq \frac{R_L}{1.5}$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.**Fuente:** NCSE-02, 2009, p. 60.**1.4.4. Parámetros de Diseño Sismorresistente Según el RNE E.030-2019**

El concepto de cada parámetro de diseño sismorresistente que se efectuó respecto a la versión actualizada impuesta por la norma E.030. Por este motivo, en esta investigación se consideró los requerimientos necesarios evidenciados por la normativa E.030-2019.

**1.4.4.1. Zonificación y Factores de Zona (Z)**

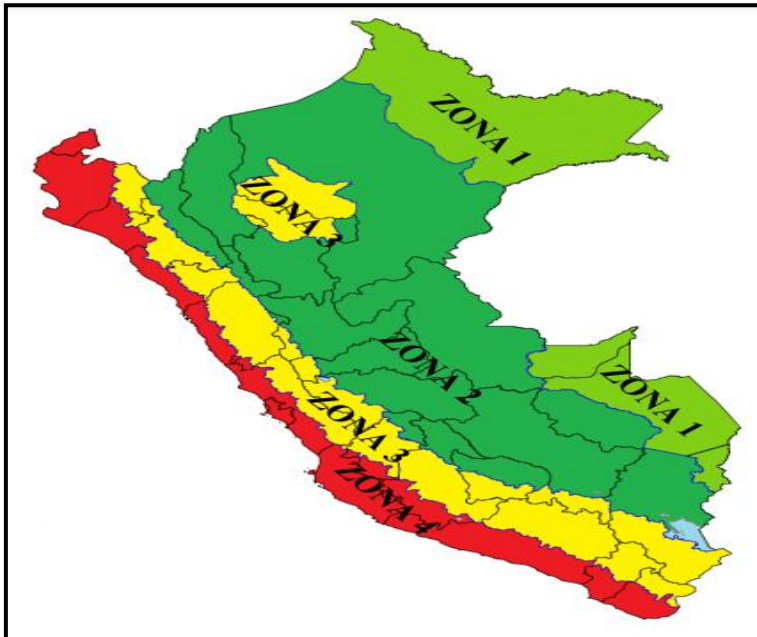
El territorio peruano está dividido en relación a los registros de los últimos años de eventos sísmicos severos, moderados y leves. Además, se toma en cuenta las principales características como la magnitud, epicentro y la aceleración de propagación en el suelo.

La zonificación propuesta en el territorio nacional, está establecida en la repartición espacial de la sismicidad, particularidades frecuentes de movimientos sísmicos y atenuación de estos con la distancia epicentral. (E.030, 2019, p.7)

Para cada zona se establece un factor Z. Este factor muestra la aceleración máxima horizontal en suelo, con una posibilidad del 10% de ser excedida en 50 años. Además, el factor Z se enuncia como una porción de la aceleración gravitatoria. (E.030, 2019, p. 8).

**Figura 22**

*Mapa de Zonificación Sísmica del Territorio Peruano*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030,2019.

La Figura 22, evidencia los cambios en la zonificación sísmica de acuerdo con los experimentales y teóricos, por este motivo, en la actualidad el territorio peruano se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas.

**Tabla 7**

*Factores de Zona (Z)*

Zona	Factor
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019.

#### **1.4.4.2. Parámetros de Sitio ( $S$ , $T_p$ y $T_L$ )**

Las características que presenta el comportamiento de un suelo nos permiten tomar en consideración para el diseño de la cimentación de un proyecto. Estos perfiles de suelo se catalogan considerando la velocidad promedio de expansión de las ondas de corte ( $\bar{V}_S$ ), sucesivamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $\bar{N}_{60}$  conseguidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $\bar{S}_u$ ) para suelos cohesivos. (E.030, 2019, p. 9).

**Tabla 8**  
*Clasificación de los Perfiles de Suelo*

Perfil	Descripción	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S <sub>0</sub>	Roca dura	>1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	Roca o suelos muy rígidos	500 a 1500 m/s	>50	>100kPa
S <sub>2</sub>	Suelos intermedios	180 a 500 m/s	15 a 50	50 a 100 kPa
S <sub>3</sub>	Suelos blandos	<180m/s	<15	25 a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Condiciones exponenciales	Clasificación basada en el estudio de mecánica de suelos		

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019.

La Tabla 8, muestra La clasificación de perfiles de suelo se rige principalmente en la incorporación de la velocidad promedio de ondas de corte.

Los parámetros de sitio deberán considerarse el tipo de perfil que defina las condiciones locales, empleándose los convenientes valores de la norma técnica E.0.30- 2019, de amplificación de suelo (*S*), periodo de vibración del terreno (*T<sub>p</sub>*) y periodo de cedencia del terreno (*T<sub>L</sub>*).

**Tabla 9**  
*Parámetro - Factor de Suelo (S)*

Tipo de suelo	Z4	Z3	Z2	Z1
S <sub>0</sub>	0.8	0.8	0.8	0.8
S <sub>1</sub>	1.0	1.0	1.0	1.0
S <sub>2</sub>	1.05	1.15	1.2	1.6
S <sub>3</sub>	1.10	1.20	1.40	2.00

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019.

En la Tabla 9, se incorporó un perfil de tipo de suelo exclusivamente para roca dura.

**Tabla 10**  
*Parámetro-Periodos del Terreno*

Tipo de suelo	T <sub>p</sub> (s)	T <sub>L</sub> (s)
S <sub>0</sub>	0.3	3.0
S <sub>1</sub>	0.4	2.5
S <sub>2</sub>	0.6	2.0
S <sub>3</sub>	1.0	1.6

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019.

De acuerdo con la Tabla 10, en el RNE E.030-2019 se incorporó el periodo  $T_L$ , este periodo se utiliza para definir el espectro de diseño según las características propias de cada proyecto.

#### 1.4.4.3. Factor de Amplificación (C)

Este coeficiente está definido como el incremento de las fuerzas sísmicas respecto a la aceleración del suelo y dependen según las características de fundación del proyecto. (E.030, 2019, p. 12). Además, se calcula con las siguientes ecuaciones:

##### Ecuación 29

*Factor de Amplificación Sísmica  $T < T_P$ , Según el RNE E.030-2019*

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 12.

##### Ecuación 30

*Factor de Amplificación Sísmica  $T_P < T < T_L$ , Según el RNE E.030-2019*

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 * \left( \frac{T_P}{T} \right)$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 12.

##### Ecuación 31

*Factor de Amplificación Sísmica  $T > T_L$ , Según el RNE E.030-2019*

$$T > T_L \quad C = 2.5 * \left( \frac{T_P * T_L}{T^2} \right)$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 12.

##### Ecuación 32

*Periodo Fundamental de Vibración*

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

**Donde:**

$h_n$  = Es la altura total de la edificación en metros y  $C_T$ , es el coeficiente para estimar el periodo fundamental de un edificio.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 22.

**Tabla 11**

*Coefficiente Para Estimar el Período Fundamental de un Edificio*

Descripción	Factor $C_T$
Pórticos de concreto armado sin muros de corte	35
Pórticos dúctiles de acero	35
Pórticos de concreto armado con muros de corte en cajas de ascensores	45
Pórticos de acero arriostrados	45
Albañilería	60
Concreto armado duales	60
Muros estructurales	60
Muros de ductilidad limitada	60

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 22.

En la Tabla 11, los coeficientes descritos no se evidenciaron cambios en el transcurso de la actualización del RNE E.030.

#### 1.4.4.4. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)

Las estructuras se clasifican según las categorías mencionadas en la norma sismorresistente, para satisfacer las necesidades y dar una buena serviciabilidad a los usuarios. El parámetro de factor de uso (U) dependerá del tipo de servicio que tendrá la edificación. (E.030, 2019, p. 13).

**Tabla 12**

*Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)*

Categoría	Descripción	Factor U
	A1: -Sector salud, excepto 2° y 3° nivel	Ver Nota 1
	A2: -Sector salud, excepto 2° y 3° nivel. -Instituciones educativas de todos los niveles. -Instalaciones de obtención y conversión de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	
A Edificaciones Esenciales	-Estaciones de bomberos y policiales. -Estaciones de transporte masivos. -Edificaciones que ante colapso. representan un riesgo.	1.5
B Edificaciones Importantes	-Almacén de archivos de estado. -Edificios que reúnen gran cantidad de personas (cine, coliseos, centros comerciales, museos y similares). -Depósitos de granos y almacenes de abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	-Edificaciones cuya falla no acarrea peligro adicional en caso de incendios o fuga de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	-Edificaciones en donde las fallas causan pérdida de menor valor y habitualmente la probabilidad de originar víctimas es mínima, como construcciones temporales, depósitos, casetas y similares.	Ver Nota 2

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Adaptado del RNE E.030, 2019, p. 13.

De acuerdo con la Tabla 12, haciendo referencia a la Nota 1: las nuevas edificaciones de categoría A1, deben contar con aislamiento sísmico en la base para las zonas sísmicas 4 y 3, mientras que en las zonas sísmicas 1 y 2, puede o no contar con aislamiento sísmico. Para edificaciones que tengan un diseño de aislamiento sísmico en la base se puede considerar  $U = 1$ , en caso de no contar con aislamiento sísmico en la zona sísmica 1 y 2, el valor de  $U$  es como mínimo 1.5. En cambio, para la Nota 2: Edificaciones que proporcionan resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, según criterio del proyectista.

El cambio más significativo que tiene la norma E.030-2019 respecto a las anteriores versiones es estrictamente obligatorio para incorporar aisladores sísmicos en la base en los proyectos de edificaciones del sector salud del segundo y tercer nivel. Por otra parte, se agregó en la categoría de edificaciones esenciales, a los sistemas masivos de transporte.

#### 1.4.4.5. Sistemas Estructurales y Coeficiente básico de Reducción de Fuerzas Sísmicas ( $R_0$ )

Cada material tiene una calidad específica distinta, y cada forma atribuye un diferente fenómeno tensional. El origen de un conjunto estructural, consecuencia de un proceso creador, fusión de técnica con arte, de ingenio con estudio, de imaginación con pasión, escapa del puro mando de la lógica para entrar en las secretas fronteras de la inspiración. Anteriormente y por encima de todo cálculo está la idea, moldeadora del material en forma resistente, para cumplir su cometido. (Torroja, 2010, p. 11).

**Tabla 13**  
*Sistemas de Estructuras de Concreto Armado*

<b>Tipo</b>	<b>Fuerza Cortante en la Base</b>
Pórticos	$\geq 80\%$ en columnas
Muros Estructurales Dual	$\geq 70\%$ en muros
Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)	$\geq 20\%$ y $< 70\%$ en los muros
	Muros de espesor reducido, sin extremos confinados.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 14.



**Tabla 14**  
*Sistemas Estructurales y Coeficiente Básico de Reducción*

<b>Sistema Estructural</b>		<b>Coeficiente Básico de Reducción <math>R_0</math></b>
	Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos	-
	Pórticos Arriostrados Excéntricos (EBF)	8.0
	Arriostres en Cruz	-
	Pórticos Específicos Resistentes a Momentos (SMF)	8.0
	Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5.0
Acero	Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4.0
	Pórticos Específicos Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7.0
	Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4.0
	Pórticos Dual	8.0
Concreto Armado	De muros estructurales	7.0
	Muros de ductilidad limitada	6.0
	Albañilería Armada	4.0
	Madera	3.0
		7.0

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Adaptado del RNE E.030, 2019, p. 16.

En la Tabla 14, de acuerdo con los coeficientes relacionados a la reducción básica de la fuerza sísmica ( $R_0$ ), se obtiene de forma inmediata conforme con los tipos de sistemas estructurales en cada dirección de análisis. Por otra parte, si la edificación muestra más de un sistema estructural, se considera el menor coeficiente que corresponda.

#### **1.4.4.6. Factor de Irregularidad ( $I_a, I_p$ )**

Cada estructura está determinada por una masa y rigidez, de acuerdo con el tipo de sistema estructural que se modifica en función de su elevación. Por este motivo, la regularidad estructural es de gran importancia porque nos permitirá conocer la distribución de las fuerzas laterales y determinar la respuesta estructural.

Las estructuras regulares están definidas porque en su distribución resisten a cargas laterales, no exhiben irregularidades. Adicionalmente, los factores de irregularidad para este tipo de estructura, son iguales a 1.0. Mientras que, las estructuras irregulares son las que

presentan una o más irregularidades. (E.030, 2019, p. 16). Además, los factores de irregularidad, se clasifican en dos, irregularidad en planta ( $I_p$ ), a su vez, irregularidad en altura ( $I_a$ ). A continuación, se muestran las condiciones y sus valores definidos por E.030-2019:

**Tabla 15**

*Irregularidades Estructurales y Factores de Irregularidad, Según el RNE E.030-2019*

<b>Tipo de Irregularidad</b>	<b>Descripción</b>	<b>Factor de Irregularidad</b>
Irregularidad en Altura $I_a$	Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	0.75
	Irregularidad de Resistencia – Piso Débil	0.75
	Irregularidad Extrema de Rigidez	0.50
	Irregularidad Extrema de Resistencia	0.50
	Irregularidad de Masa o Peso	0.90
	Irregularidad Geométrica Vertical	0.90
	Discontinuidad en Sistemas Resistentes	0.8
Irregularidad en Planta $I_p$	Discontinuidad extrema en Sistemas Resistentes	0.6
	Irregularidad Torsional	0.75
	Irregularidad Torsional Extrema	0.60
	Esquinas Entrantes	0.90
	Discontinuidad del Diafragma	0.85
	Sistemas no Paralelos	0.90

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, pp. 17-18.

En la Tabla 15, se muestran los factores según el tipo de irregularidad que presenta la estructura en el proceso de análisis.

**Tabla 16**

*Categoría y Regularidad de las Edificaciones, Según el RNE E.030-2019*

<b>Categoría de la Edificación</b>	<b>Zona</b>	<b>Restricción</b>
A1 y A2	4,3,2	No se admite irregularidades
	1	No se admite irregularidades extremas
B	4,3,2	No se admite irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
	4y3	No se admite irregularidades extremas
C	2	No se admite irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos.
	1	Sin restricciones

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 19.

Según la Tabla 16, edificación clasificada como A1 y A2, no se admiten ningún tipo de irregularidad, por esta razón, las exigencias que presenta el RNE E.030-2019 al realizar el diseño y análisis en los nuevos proyectos son muy conservadores.

#### 1.4.4.7. Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas ( $R$ )

Se establece como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la Tabla 14 y de los factores  $I_a$  e  $I_p$  obtenidos de la Tabla 15. (E.030,2019, p. 19).

#### Ecuación 33

*Coeficiente de Reducción de Fuerzas Sísmicas  $R$*

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p.19.

Según la Ecuación 33, el coeficiente de reducción sísmica se calcula multiplicando el coeficiente básico de reducción ( $R_0$ ) mostrado en la Tabla 14, con los factores de irregularidad evidenciados en la Tabla 15.

#### 1.4.5. Análisis de Fuerzas Estáticas Equivalentes

La asignación de las cargas a una estructura causa que la estructura se deforme. A causa de la deformación, se originan varias fuerzas en las componentes que componen la estructura. Por este motivo, se denomina análisis estructural al cálculo de la magnitud de estas fuerzas, así como de las deformaciones que las ocasionaron, lo cual es un tema muy importante para la sociedad. (McCormac, 2010, p. 3).

La norma sismorresistente establece criterios de validez para la selección de los métodos de análisis, los alcances y la aplicación del método estático equivalente. El método estático equivalente es una reducción de diseño para el análisis de la fuerza sísmica que afecta a las edificaciones al presentarse un sismo; radicando en una fuerza lateral que se distribuye uniformemente en la altura de cada eje principal de las edificaciones al ser diseñadas. El cortante basal y/o cortante en la base, es la fuerza total sísmica que se encuentra en la base de la estructura, el cual depende principalmente del coeficiente sísmico. (Centeno, & Pérez, 2017, p. 20).

Logran analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. En las otras zonas sísmicas puede emplearse este procedimiento para las estructuras clasificadas como regulares, de no más de 30 m de altura,

y para las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares. (E.030, 2019, p.21).

#### 1.4.5.1. Categorización de Estimación del Peso (P)

El metrado de cargas está en evaluar las cargas causantes sobre los diferentes elementos estructurales que disponen en la edificación. Al momento de realizar, debemos de especular en la manera como se apoya un elemento sobre otro hasta que las cargas se transmiten al suelo de cimentación. (Rodriguez, 2007, p. 20). Cada edificación debe tener la capacidad de resistir las cargas de acuerdo al uso previsto. Por este motivo, una de las cargas que está de manera permanente en la estructura es la carga muerta.

La carga muerta, se define como el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos resistidos por la edificación, inclusive su propio peso, que se encuentren permanentes o con una mínima variación en su magnitud, limitada con el tiempo. (E.020, 2020, p. 11).

Por otra parte, existen cargas que no están de manera permanente en la estructura y es la carga viva o también llamada sobrecarga, que es el peso de todos los habitantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos móviles resistidos por la edificación. (E.020, 2020, p. 11).

**Tabla 17**

*Cargas Mínimas Para Hospitales, Según el RNE E.020-2020*

Ocupación o Uso	Cargas Repartidas kPa (kgf/m <sup>2</sup> )
Salones de operación, laboratorios y zonas de servicio	3.0 (300)
Cuartos	2.0 (200)
Corredores y escaleras	4.0 (400)

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Adaptado del RNE E.020, 2006, p. 12.

Según la Tabla 17, el diseño y evaluación en las estructuras hospitalarias clasificadas como esenciales A1 tienen que resistir esta demanda impuesta por el reglamento, ya que, son requisitos establecidos para su uso destinado y brindar una buena serviciabilidad.

Para determinar el peso (P), es calculado teniendo en cuenta, además de la carga muerta, una fracción porcentual de la carga viva o sobrecarga.

**Tabla 18**

*Estimación de Peso (P)*

Descripción	Estimación de Peso
Edificaciones de las categorías A y B	Se toma el 50% de la carga viva
Edificaciones de la categoría C	Se toma el 25% de la carga viva
Depósitos	Se toma el 80% del peso total que es posible almacenar
Azoteas y techos en general	Se toma el 25% de la carga viva
Estructuras de tanques, sitios y estructuras similares	Se considera el 100% de la carga que puede contener

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 20.

Según la Tabla 18, se logra estimar el 50% de la carga viva en las estructuras que pertenecen a la categoría A y B.

### 1.4.5.2. Fuerza Cortante en la Base

#### Ecuación 34

*Expresión para Calcular Fuerza Cortante en la Base*

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 21.

#### Ecuación 35

*Estimación de C/R, Según el RNE E.030-2019*

$$\frac{C}{R} \geq 0.11$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 21.

### 1.4.5.3. Factor de Repartición de Fuerza Sísmica en Altura

#### Ecuación 36

*Factor de Repartición de Fuerza Sísmica en Altura, Según el RNE E.030-2019*

$$\alpha_i = \frac{p_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n p_i * (h_i)^k}$$

**Donde:**

n = Es el número de niveles de la edificación, k es un exponente relacionado al periodo fundamental de vibración T del edificio.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 22.

#### Ecuación 37

*Factor de Altura de la Estructura (1), según el RNE E.030-2019*

$$k = 1$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 22.

En la Ecuación 37, solo aplica para T menor o igual a 0.5 segundos.

**Ecuación 38**

*Factor de Altura de la Estructura (2), Según Norma E.030-2019*

$$K = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 22.

Según la Ecuación 38, solo aplica para T mayor que 0.5 segundos.

**1.4.5.4. Momento Torsor Accidental**

Para cada edificación que cuente con diafragma rígido, se entiende que la fuerza ( $F_i$ ) actúa en el centro de masa por cada nivel respectivamente. Además, la excentricidad de cada edificación, se tiene que considerar los efectos de la excentricidad accidental para cada dirección de análisis y por este motivo, se aplica un momento torsor ( $M_{ti}$ ).

**Ecuación 39**

*Momento Torsor Accidental, Según el RNE E.030-2019*

$$M_{ti} = \pm F_i * e_i$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 23.

De acuerdo con la Ecuación 39, adicionalmente para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental para cada nivel ( $e_i$ ) tiene que considerarse un 5% de la longitud general de la edificación; efectuando la medición en dirección perpendicular a la dirección de análisis.

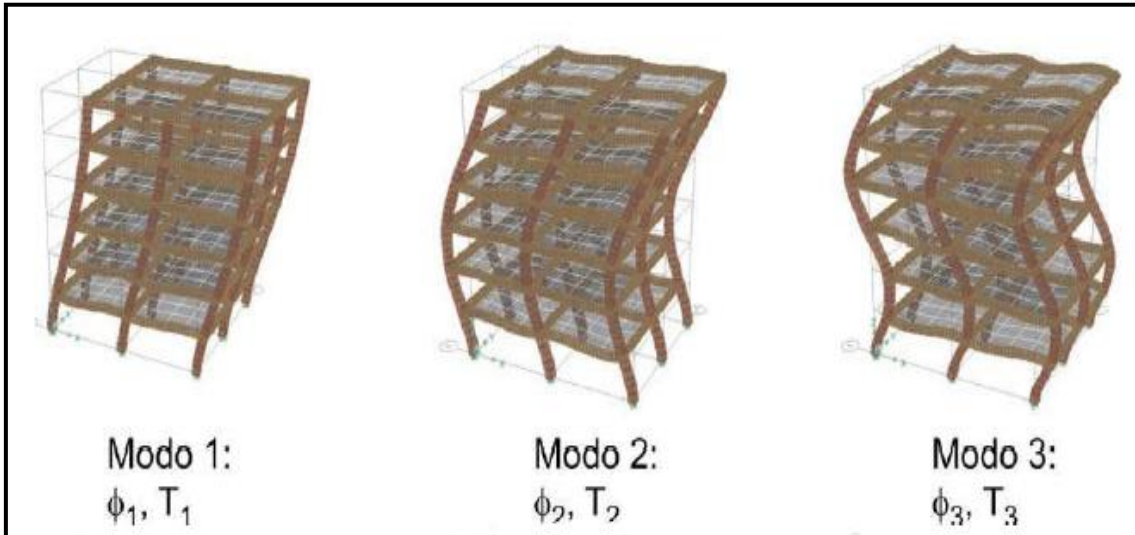
**1.4.6. Análisis Dinámico Modal Espectral**

El análisis sísmico de edificios basado en un comportamiento lineal elástico puede ser realizado por distintos tipos de métodos. Uno de estos métodos, es el análisis modal espectral, tiene por finalidad encontrar los esfuerzos y desplazamientos máximos de la estructura. Dicho análisis se basa en la separación del sistema estructural en sus formas o modos de vibrar. De esta manera, cada modo es evaluado o resuelto en forma independiente mediante la aplicación de un espectro de diseño. Finalmente las máximas respuestas de cada modo de vibrar son combinadas, obteniéndose así la máxima respuesta global de la estructura. (Gastón, s.f).

Cada estructura con una masa distribuida, o con diversas masas puntuales, consigue mantenerse en vibración libre adoptando muchas formas, a cada una de las cuales concierne un periodo de vibración. Por este motivo, una forma y el periodo asociado componen en conjunto un modo de vibración. (Muñoz, 2002, p. 118).

**Figura 23**

*Modos de Vibración de una Edificación de Seis Niveles*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

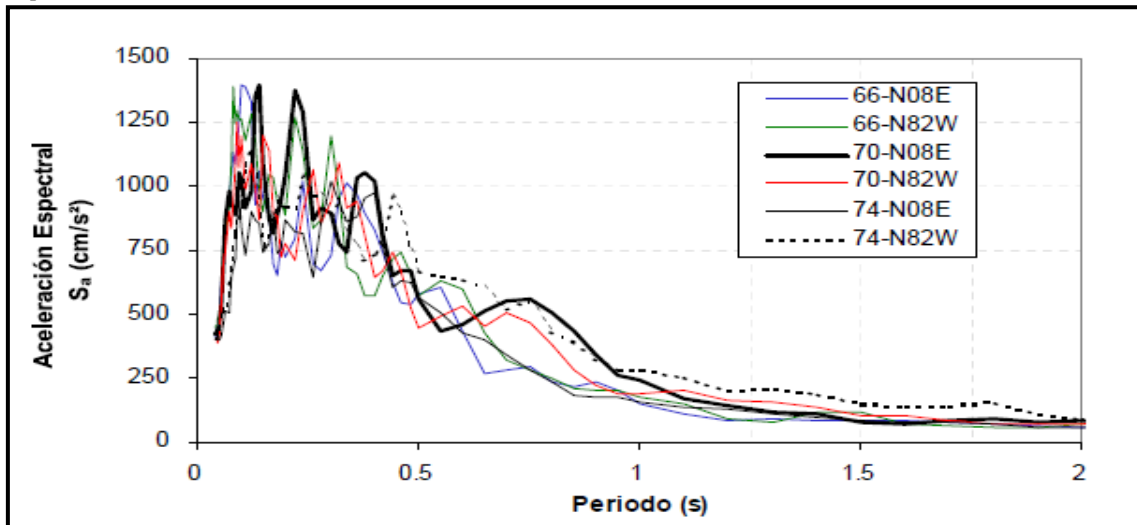
**Fuente:** Muñoz, 2002, p. 118.

#### 1.4.6.1. Pseudo Aceleración Espectral

Para diversos fines, el interés por conocer solo los valores máximos de las historias de respuesta. Así, por ejemplo, en estructuras sometidas a sismos leves, donde el comportamiento es usualmente elástico, el interés mayor concierne a los valores máximos de la fuerza restitutiva, el desplazamiento y la aceleración. Estos valores máximos de la respuesta se designan cantidades espectrales y constituyen, además, los valores máximos para todo un grupo de estructuras de igual periodo y amortiguamiento sometidas a la misma señal de aceleraciones. (Muñoz, 2002, p. 96).

**Figura 24**

*Espectro de Diseño de la Norma Peruana de 1997*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Muñóz, 2002, p. 99.

**Ecuación 40**

*Espectro de Pseudo Aceleración, Según el RNE E.030-2019*

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 24.

**1.4.6.2. Criterios de Combinación**

Cada una de las estructuras con sus respectivos elementos estructurales tienen que diseñarse para que obtengan en todas sus secciones resistencias de diseño por lo menos iguales a las resistencias requeridas  $R_u$ , estimados para las cargas y fuerzas amplificadas en las combinaciones. (E.060, 2020, p, 65).

**Ecuación 41**

*Resistencia Requerida 1*

$$U = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.060, p. 53.

**Ecuación 42**

*Resistencia Requerida 2*

$$U = 1.25 * (CM + CV) \pm CS$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.060, p. 65.

**Ecuación 43**

*Resistencia Requerida 3*

$$U = 0.9 * CM \pm CS$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.060, p. 53.



### **1.4.6.3. Fuerza Cortante Mínima**

Para cada una de las direcciones estimadas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si se diera el caso de aumentar el cortante para cumplir los mínimos estipulados, se escalan proporcionalmente todos los resultados obtenidos a excepción los desplazamientos. (E.030, 2019, p. 25).

### **1.4.7. Modelo IDSE, Según la Norma NIST GCR 12-917-21**

La respuesta de una estructura al movimiento sísmico se ve afectada por las interacciones entre tres sistemas vinculados: la estructura, los cimientos y el suelo subyacente y que rodea la fundación (FEMA, 2009). Análisis de interacción suelo-estructura evalúa la respuesta colectiva de estos sistemas a un movimiento del suelo específico. Los términos Interacción Suelo-Estructura (SSI) e Interacción Suelo-Cimentación-Estructura (SFSI) se utilizan para describir este efecto en la literatura. En esta normativa, los cimientos se consideran parte de la estructura y se ha adoptado el término SSI. Además, se presenta una síntesis del cuerpo de conocimiento contenido en la literatura SSI, que se ha destilado en una narración concisa y armonizado bajo un conjunto de variables y unidades. Se describen técnicas específicas mediante las cuales SSI fenómenos pueden ser simulados en la práctica de ingeniería, y recomendaciones para modelar los efectos sísmicos de la interacción suelo-estructura en las estructuras de los edificios. (NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 1-1).

El principal factor que controla el efecto del sitio es la velocidad de las ondas de corte de los sedimentos superficiales. Conocimiento de información precisa y características dinámicas realistas, como la velocidad de la onda de corte y otras propiedades dinámicas del suelo relacionadas, como módulo de corte, relación de amortiguamiento, etc. es un requisito esencial en el análisis de la propagación de ondas sísmicas. La predicción de la respuesta de

sacudidas del suelo en los sitios del suelo requiere el conocimiento de la rigidez del suelo, expresada en términos de velocidad de onda de corte ( $V_s$ ), que se mide en niveles de deformación pequeños mediante estudios sísmicos in situ métodos, así como los métodos de prueba de laboratorio. (Imán & Mohsen, 2013, p.1).

**Ecuación 44**

*Velocidad de Onda de Corte*

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho_s}}$$

**Donde:**

G = Módulo de corte Máximo.

$\rho_s$  = Peso específico del suelo.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-3.

**Tabla 19**

*Factor de Reducción para Varias Clases de sitios y Amplitudes*

Clase de Sitio	Factor de Reducción ( $V_s$ ) $S_{DS}/2.5^{(1)}$			Factor de Reducción ( $G/G_0$ ) $S_{DS}/2.5^{(1)}$		
	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$	$\leq 0.1$	0.4	$\geq 0.8$
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	(2)	0.60	0.05	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-10.

En la Tabla 19,  $S_{DS}$  es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de período corto definido en ASCE/SEI 7-10; utilice interpolación de línea recta para valores intermedios de  $S_{DS}/2.5$ . Además, el valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio.

Todo sistema mecánico al ser apartado de su posición de equilibrio estable por una causa cualquiera oscila alrededor de esta posición produciendo las llamadas vibraciones mecánicas. A este cambio o movimiento alrededor del equilibrio corresponde una variación de las tensiones internas de los materiales, provocando, en general sobretensión, su fatiga y, a veces, un colapso estructural (resonancia). (Ringegni & Martínez del Pezzo, 2018, p. 5).

#### Ecuación 45

*Periodo de Vibración Fundamental de la Estructura*

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

**Donde:**

$\omega$  = Es la frecuencia radial del modo predominante de la edificación.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-2.

#### Ecuación 46

*Frecuencia Adimensional Para Zapatas*

$$a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$$

**Donde:**

B = Base de la zapata.

$V_s$  = Velocidad de onda de corte.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-9.

#### Ecuación 47

*Relación de Rigidez del Suelo a la Cimentación*

$$\psi = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$$

**Donde:**

$\nu$  = Coeficiente de poisson del suelo.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-13.

#### 1.4.7.1. Rigidez Dinámica ( $k_j$ ) y Estática ( $K_{emb}$ )

Rigidez se denota  $k_j$ , y es una función de las dimensiones de la cimentación, el módulo de corte del suelo, G, Relación de Poisson del suelo,  $\nu$ , modificadores de rigidez dinámica,  $\alpha_j$ , y modificadores de empotramiento,  $\eta_j$ . Las funciones de impedancia representan la rigidez y el amortiguamiento dependientes de la frecuencia características de la interacción suelo-cimentación. (NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-9).

#### Ecuación 48

*Cálculo de la Rigidez Dinámica ( $k_j$ )*

$$k_j = K_j * \alpha_j * \eta_j$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-9.

#### Ecuación 49

*Cálculo de la Rigidez Estática ( $K_{emb}$ )*

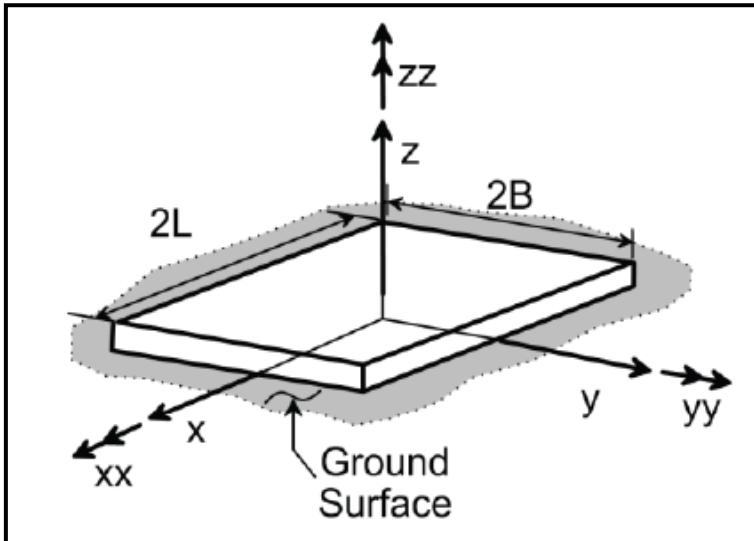
$$K_{emb} = \eta_j * K_{sur}$$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-12.

**Figura 25**

*Dimensiones de la cimentación para el cálculo de la rigidez simplificada*



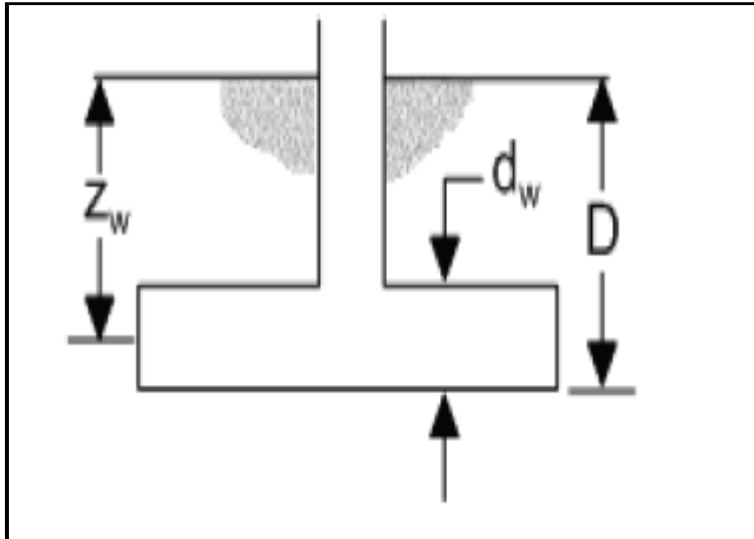
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-11.

La Figura 25, muestra la consideración sobre las dimensiones del cimient:  $2L$ , es el largo y  $2B$ , es el ancho.

**Figura 26**

*Altura de Desplante de Zapata Rígida*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-12.

La Figura 26, simboliza la altura de desplante del cimient que se considera en la evaluación de los modificadores por desplante ( $\eta$ ).

Figura 27

Soluciones Elásticas Para la Rigidez Estática de Zapatas Rígidas en la Superficie del Suelo

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[ 3.1 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left( \frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[ 6.8 \left( \frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$
Torsion about z-axis	$K_{\omega, sur} = GB^3 \left[ 4.25 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.73 \left( \frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[ 3.2 \left( \frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-11.

En la Figura 27, las soluciones describen la rigidez traslacional y el amortiguamiento a lo largo de los ejes x, y z, y rigidez rotacional y amortiguamiento alrededor de esos ejes (denotados xx, yy & zz).

Figura 28

Factores de Corrección de Empotramiento Para la Rigidez Estática de Zapatas Rígidas

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)
Translation along z-axis	$\eta_z = \left[ 1.0 + \left( 0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Translation along y-axis	$\eta_y = \left[ 1.0 + \left( 0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$
Translation along x-axis	$\eta_x \approx \eta_y$
Torsion about z-axis	$\eta_{\omega} = \left[ 1 + \left( 1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$
Rocking about y-axis	$\eta_{yy} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$
Rocking about x-axis	$\eta_{xx} = \left[ 1.0 + \frac{D}{B} + \left( \frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left( \frac{D}{B} \right)^2 \right]$

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-12.

En la Figura 28, representa la evaluación de los modificadores de desplante ( $\eta$ ) para traslación y rotación.

**Figura 29**

*Modificadores de Rigidez Dinámica y Relaciones Amortiguamiento de Radiación Para Zapatas Rígidas*

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right) + a_0^2}$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}\right) + a_0^2}$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \frac{0.55 a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2}$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2}$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-13.

La Figura 29, hace referencia al análisis sobre los modificadores dinámicos ( $\alpha$ ) para traslación y rotación.

Figura 30

Amortiguación de Radiación estática

Radiation Damping	
$\beta_z = \left[ \frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$	
$\beta_y = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$	
$\beta_x = \left[ \frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$	
$\beta_{\omega} = \left[ \frac{(4/3) [(L/B)^3 + (L/B)] a_0^2}{(K_{\omega,sur}/GB^3) \left[ \left( \frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{\omega}} \right]$	
$\beta_{yy} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{\left( \frac{K_{yy,sur}}{GB^3} \right) \left[ \left( \frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$	
$\beta_{xx} = \left[ \frac{(4\psi/3)(L/B) a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[ \left( 2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[ \frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$	

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-13.

En la Figura 30, representa la evaluación del amortiguamiento en función de la rigidez estática ( $K_{sur}$ ) para traslación y rotación.

Figura 31

Amortiguación de Radiación Para Zapatas Empotradas

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[ \frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_e}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_e}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[ \frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[ \frac{a_e}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\beta_\omega = \left[ \frac{(4/3)[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^2(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^2 + (L/B)]a_e^2}{\left(\frac{K_{\omega,emb}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.75}}\right) + a_e^2\right]} \right] \left[ \frac{a_e}{2\alpha_\omega} \right]$
Rocking about y-axis	$\beta_\theta = \left[ \frac{(4/3)\left[\left(\frac{L}{B}\right)^2\left(\frac{D}{B}\right) + \psi\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^2 + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + \psi\left(\frac{L}{B}\right)\right]a_e^2 + \left(\frac{4}{3}\right)\left(\frac{L}{B} + \psi\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2}{\left(\frac{K_{\theta,emb}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)}\right) + a_e^2\right] + \left(\frac{K_{\omega,emb}}{GB^3}\right)} \right] \left[ \frac{a_e}{2\alpha_{\theta y}} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_\theta = \left[ \frac{(4/3)\left[\left(\frac{D}{B}\right) + \left(\frac{D}{B}\right)^2 + \psi\left(\frac{L}{B}\right)\left(\frac{D}{B}\right) + 3\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{L}{B}\right) + \psi\left(\frac{L}{B}\right)\right]a_e^2 + \left(\frac{4}{3}\right)\left(\psi\frac{L}{B} + 1\right)\left(\frac{D}{B}\right)^2}{\left(\frac{K_{\theta,emb}}{GB^3}\right)\left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)}\right) + a_e^2\right] + \left(\frac{K_{\omega,emb}}{GB^3}\right)} \right] \left[ \frac{a_e}{2\alpha_{\theta x}} \right]$

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-14.

De acuerdo con la Figura 31, representa la evaluación del amortiguamiento en función de la rigidez estática ( $K_{emb}$ ) para traslación y rotación.

Figura 32

Coefficientes de Amortiguamiento Corregido por Condición Superficial y Efectos de Confinamiento

$$\begin{aligned}
 k_{x,total} &= \alpha_x K_{x,sur} \eta_x & c_{x,total} &= 2k_{x,total} \left( \frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right) \\
 k_{y,total} &= \alpha_y K_{y,sur} \eta_y & c_{y,total} &= 2k_{y,total} \left( \frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right) \\
 k_{x,base} &= \alpha_x K_{x,sur} & c_{x,base} &= 2k_{x,base} \left( \frac{\beta_{sur} + \beta_s}{\omega} \right) \\
 k_{y,base} &= \alpha_y K_{y,sur} & c_{y,base} &= 2k_{y,base} \left( \frac{\beta_{sur} + \beta_s}{\omega} \right) \\
 k_z &= \alpha_z K_{z,sur} \eta_z & c_z &= 2k_z \left( \frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right) \\
 k_{xx} &= \alpha_{xx} K_{xx,sur} \eta_{xx} & c_{xx} &= 2k_{xx} \left( \frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right) \\
 k_{yy} &= \alpha_{yy} K_{yy,sur} \eta_{yy} & c_{yy} &= 2k_{yy} \left( \frac{\beta_{emb} + \beta_s}{\omega} \right)
 \end{aligned}$$

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 7-15.

En la Figura 32, simboliza la evaluación sobre el amortiguamiento dinámico para traslación y rotación.



### 1.4.8. Respuesta Estructural

La función que tiene una estructura es absorber las solicitaciones que se derivan del funcionamiento de la construcción. La respuesta estructural está simbolizada por el conjunto de parámetros físicos que describen su comportamiento ante las acciones que le son aplicadas. (Meli, 2010, p.56).

**Figura 33**

*Representación Esquemática del Mecanismo Acción Respuesta*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Meli, 2010, p.56.

La Figura 33, representa una estructura sometida a las diferentes acciones que haya sido diseñada y evaluada, por este motivo, se evidencia las respuestas que pueda presentarse en aplicando las acciones mostradas.

#### 1.4.8.1. Desplazamientos Laterales

Son las deformaciones que tienen las estructuras cuando es sometida a la acción de un sismo las cuales deben ser limitado con el fin de no causar inconvenientes en el uso de la estructura ni poner en peligro la seguridad pública cuando se originen sismos intensos. (Solis, 2016, p. 71).

**Tabla 20**

*Cálculo de los Desplazamientos Laterales*

Clasificación	E.030-2019
Estructuras Regulares	0.75*(R) del resultado del análisis lineal elástico e inelástico
Estructuras Irregulares	0.85*(R) del resultado del análisis lineal elástico e inelástico

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2003-2019.

Según la Tabla 20, Existe un nuevo factor que se debe considerar al realizar el cálculo de los desplazamientos para estructuras irregulares según el RNE E.030-2019 respecto al RNE E.030-2003.

Para terminaciones en el diseño sísmico, la estimación del desplazamiento máximo es un parámetro muy significativo en la respuesta sísmica de un edificio, ya que puede relacionarse con el nivel de daño en elementos estructurales y, en algunos casos, con el daño en elementos no estructurales que pueden presentarse en una edificación durante un evento sísmico. Por esa razón, es apreciable que este desplazamiento máximo sea estimado de manera moderada, teniendo en cuenta todas las incertidumbres implicadas en el proceso de diseño y la excitación. (Ruiz, & Cuevas, 2015, p. 21).

#### 1.4.8.2. Distorsión de Entrepiso

Se denomina como distorsión de entrepiso o deriva al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles inmediatos de una estructura entre la altura de dicho entrepiso. (Infraestructura, 2005. p. 4.)

**Tabla 21**

*Distorsión Máxima de Entrepiso*

<b>Material Predominante</b>	<b><math>(\Delta_i/h_{ei})</math></b>
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2003-2019.

En la Tabla 21, indica que para ambas normativas del RNE E.030, se evidencia que la máxima distorsión permitida para estructuras de concreto armado es de 0.007, por esta razón, la normativa es conservadora respecto a este tipo de material.

Por otro parte, se observó en diversos terremotos en el mundo, que en general las estructuras alcanzan su resistencia lateral, a partir de la cual su respuesta es inelástica. Si esta respuesta se mide en función de desplazamientos laterales de la estructura, o mejor aún en

función de las llamadas distorsiones globales, es apreciable que la demanda de distorsiones sea menor que su capacidad. (Rodríguez, 2016, p. 28).

## **1.5. Justificación del Estudio**

### **1.5.1. Justificación Teórica**

La presente investigación muestra un aporte teórico por el análisis del potencial de licuación en perfiles de suelo S2 y S3, experimentando teorías de estas mismas llegando a comparar y diferenciar la metodología de comprobación del potencial de licuación evidenciado en la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02). Los resultados permitirán ampliar el conocimiento del potencial de licuación de suelos y su vínculo con el comportamiento estructural, esto profundizando en temas como: análisis sísmico de edificaciones de concreto armado y el estudio del trinomio (suelo-cimentación y superestructura).

Por último, esta investigación tiene un aporte teórico, porque se empeña en continuar los estudios existentes de la interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de futuras edificaciones de concreto armado como: Villareal, & Aguila, (2021); Marín, & Evangelista, (2021); Morales, & Espinosa, (2020); Pinto, & Ledezma, (2019) y entre otros. Así como también, la investigación está orientada a sistematizarse como parte de una propuesta para ser incorporado como un conocimiento en el RNE E.030.

### **1.5.2. Justificación Metodológica**

Se justifica metodológicamente porque sigue el proceso de investigación utilizando el método científico, experimentando escenarios que son posibles de estudiar por la ciencia, pudiendo exponer metodologías técnicas y prácticas que podrán ser utilizados en futuros trabajos de investigación.

Finalmente, en esta investigación tiene un aporte metodológico, porque se consideró un diseño experimental puro, dado que, cumple con los dos requisitos para lograr el control y la validez interna; las cuales son: grupos de comparación y equivalencia de grupos. Además,

para lograr desarrollar los objetivos propuestos, se recurrió al empleo de la técnica de la observación y del análisis de contenido cuantitativos, por esta razón, los instrumentos de recolección de datos están validados por expertos en el tema y se utilizó la estadística inferencial para probar la hipótesis.

### **1.5.3. Justificación Práctica**

Se justifica de manera práctica, porque, se realiza el modelamiento dinámico propuesto por los investigadores Pais & Kausel (1998) adoptado por la normativa norteamericana (NIST GCR 12- 917-21), ya que, puede ser aplicada como una metodología que se implementa para proyectos a fines u otros en el ámbito ingenieril, puesto que, se tienen diversas tipologías de suelos que pueden ser analizadas con el método en estudio que se adaptan a la realidad peruana. Finalmente, en esta investigación tiene un aporte práctico, porque se efectuó el cálculo sísmico de edificaciones duales y de muros estructurales e incluyendo la cimentación correspondiente, las cuales son: zapatas aisladas, combinadas y losa de cimentación. Por este motivo, al realizar el análisis sismorresistente se consideró el empotramiento, la flexibilidad de la base de fundación y las propiedades inerciales del suelo, debido a la alta demanda sísmica del territorio peruano. Análisis que en proyectos del ámbito privado y público guardan relación, por ende, se pretende realizar una contribución para su uso y aplicación para la creación de expedientes técnicos a fines.

### **1.6. Formulación del Problema de Investigación**

En la presente investigación tiene como propósito conocer la respuesta estructural por efecto del potencial de licuación, para diferentes bases de cimentación del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, asimismo, comprender su importancia en el diseño sismorresistente de edificaciones en el Perú.

¿Cuál es la respuesta estructural por efecto del potencial de licuación en perfiles de suelo S2 y S3, para diferentes bases de cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022?

## 1.7. Objetivos

### 1.7.1. Objetivo General

**O.G.:** Determinar la respuesta estructural por efecto del potencial de licuación en perfiles de suelo S2 y S3, para diferentes bases de cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022.

### 1.7.2. Objetivo Específico

**O.E.1:** Analizar el potencial de licuación mediante el estudio de la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022.

**O.E.2:** Analizar la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022.

**O.E.3:** Analizar la respuesta estructural mediante la metodología dinámico modal espectral, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022.

## 1.8. Formulación de Hipótesis

### 1.8.1. Hipótesis General

La respuesta estructural presenta influencia significativa frente al potencial de licuación en perfiles de suelos S2 y S3 analizando diferentes bases de cimentación del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022.

## 1.9. Limitación del Estudio

La presente investigación se delimita al análisis del diseño sismorresistente de edificaciones en el Perú, haciendo referencia al RNE E.030. Además, la respuesta estructural de las edificaciones analizadas se consideró el periodo fundamental, la fuerza cortante basal, momento de volteo, torsión y distorsión de entrepiso, tal cual menciona Meli, (2010).

## CAPÍTULO 2. METODOLOGÍA

### 2.1. Tipo de Investigación

La investigación experimental se ostenta mediante la manipulación de una variable experimental no comprobada, en condiciones rigurosamente controladas, con el fin de describir de qué modo o por qué causa una situación o acontecimiento particular. (Tamayo, 2003, p. 47). Del mismo modo, se conceptualiza una investigación aplicada, porque mediante la teoría se encarga de resolver problemas prácticos, basándose en hallazgos, descubrimientos y soluciones que se planteó en el objetivo del estudio. (Arias, 2021, p. 68). En este aspecto, la que solo considera los estudios que explotan teorías científicas previamente validadas para el control de situaciones de la vida cotidiana. (Vargas, 2009, p. 160).

Por lo tanto, en la presente investigación tiene por finalidad ser el tipo experimental-aplicada, en razón de que, se tiene el propósito de manipular la variable independiente (potencial de licuación de suelos), mediante la asignación de grupos controlados (sin presencia del potencial de licuación de suelos), para describir las características, evaluar datos y estudiar los análisis, con la finalidad de determinar su efecto en la variable dependiente (respuesta estructural). En este sentido, aplica y valida las metodologías adaptadas en la normativa peruana, española y norteamericana; en donde se efectúa el análisis del potencial de licuación e interacción suelo-estructura; para hallar respuestas estructurales en el análisis por fuerzas equivalentes y dinámico modal-espectral. Finalmente, de acuerdo con el hallazgo en los análisis efectuados, se pretende dar soluciones que se apliquen a casos respecto al diseño sismorresistente en edificaciones de concreto armado en suelos licuables; y en posteriores investigaciones en los proyectos de ingeniería en el Perú.

#### 2.1.1. Enfoque de la Investigación

El enfoque cuantitativo utiliza la recolección de datos para probar hipótesis con base en la medición numérica y el análisis estadístico, con el fin establecer pautas de

comportamiento y probar teorías. (Hernández Sampieri, et al., 2014 p. 4). Usualmente, es de tipo estadístico, como, por ejemplo, al procesar una encuesta o análisis de registros. (Maletta, 2009, p. 161).

Por este motivo, en el presente estudio asume el enfoque cuantitativo, porque se procura utilizar la recolección de datos mediante el uso de las fichas técnicas (análisis documental, modelamiento estructural y análisis de resultados); sobre la caracterización del suelo mediante ensayos de mecánica de suelos, memoria de cálculo estructural, planos estructurales y arquitectónicos, metrado de cargas y peligro sísmico. Con la finalidad de analizar la respuesta estructural utilizando la estadística y procedimientos técnicos y experimentar teorías en referencia al potencial de licuación e interacción suelo-estructura. Finalmente, para el análisis de datos se opera en base a la estadística inferencial y el empleo de la prueba t; para validar la hipótesis si existen o no diferencias significativas.

### **2.1.2. Alcance de la Investigación**

Se considera investigación descriptiva, porque en tales estudios se muestran, narran, reseñan o identifican hechos, situaciones, rasgos, características de un objeto de estudio, o se diseñan productos, modelos, prototipos, guías, etcétera, pero no se dan explicaciones o razones de las situaciones, los hechos, los fenómenos, etcétera. (Bernal , 2010, p. 113). Por otra parte, en los estudios explicativos se busca una explicación y determinación de los fenómenos. En el contexto cuantitativo se pueden aplicar estudios de tipo predictivo en donde se pueda establecer una relación causal entre diversas variables, por ejemplo, estudios de modelos explicativos basados en ecuaciones estructurales donde propone una teoría que busque una comprensión de un fenómeno. (Ramos Galarza, 2020).

En este sentido, la presente investigación comprende un aspecto de nivel descriptivo-explicativo, debido a que, se describen las características para efectuar el cálculo del factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación según el RNE E.050, NCSP-07 y NCSE-

02, además, mostrar el diseño del modelo de base flexible mediante el modelo dinámico de Pais & Kausel, (1998), adoptado por la normativa norteamericana NIST GCR 12- 917-21, (2012). Del mismo modo, se procura explicar el fenómeno de licuación de suelos intermedios (S2)-blandos (S3) y verificar diferencias y similitudes respecto al factor de seguridad mínimo establecido según el RNE E.050, NCSP-07 y NCSE-02; asimismo, explicar por el método de fuerzas equivalentes y dinámico-modal espectral, al considerar una base rígida (indeformable) y base flexible (rigidez dinámica con y sin amortiguamiento). Con el propósito de establecer una analogía causal en la respuesta estructural.

### **2.1.3. Diseño de Investigación**

El diseño experimental es aquél donde se conocen las condiciones previas de la muestra, se trabaja con un grupo control y un grupo experimental pero el investigador aleatoriza o aplica un procedimiento estadístico para obtener la muestra y luego aleatoriza la muestra para determinar cuál es el grupo control y cuál es el grupo experimental. Luego se ejecuta el tratamiento científico, metodológico o académico y se realizan varias aplicaciones del instrumento de recolección de datos y se analizan los resultados. (Flames, 2012, p. 22).

Los experimentos puros con posprueba únicamente y grupo de control, este diseño incluye dos grupos: uno recibe el tratamiento experimental y el otro no (grupo de control). Es decir, la manipulación de la variable independiente alcanza sólo dos niveles: presencia y ausencia. Los sujetos se asignan a los grupos de manera aleatoria. Cuando concluye la manipulación, a ambos grupos se les administra una medición sobre la variable dependiente en estudio. Un método alternativo para intentar hacer inicialmente equivalentes a los grupos es el emparejamiento o la técnica de apareo (en inglés, matching). El proceso consiste en igualar a los grupos en relación con alguna variable específica que puede influir de modo decisivo en la o las variables dependientes. (Hernández, et al., 2014 pp. 139-142).



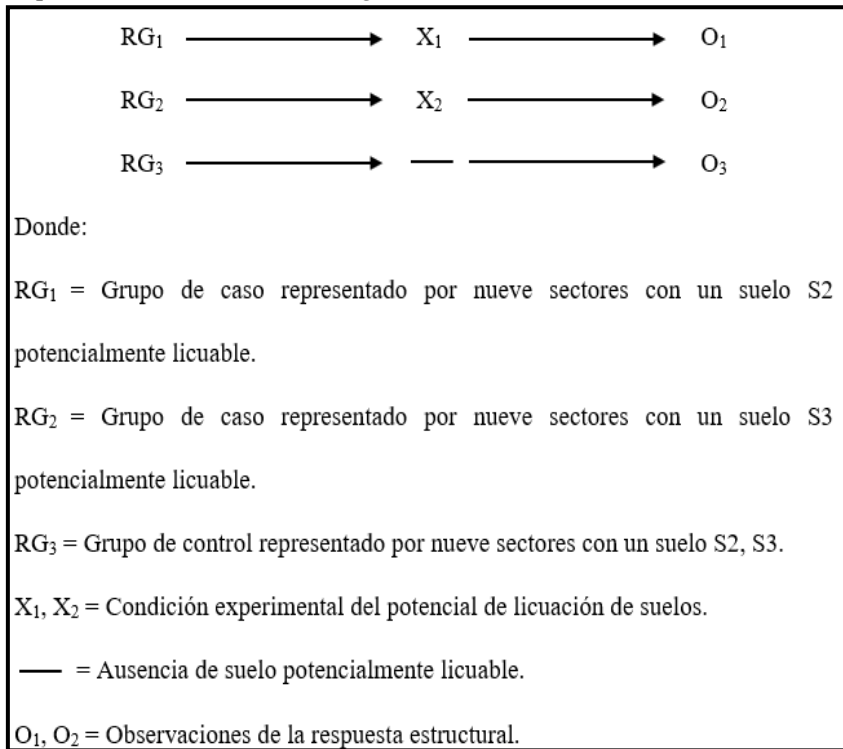
En la presente investigación el diseño es experimental puro con posprueba únicamente y grupo de control, en base a que, primero se realizará un análisis de suelos, para determinar su caracterización por medio del ensayo de penetración estándar (SPT) y comprobar semejanzas y diferencias en la evaluación del potencial de licuación de suelos aplicando metodologías justificadas en la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), luego, se efectuará el análisis estructural a nueve sectores por el método de fuerzas estáticas equivalentes y dinámico modal espectral, mediante la técnica de apareo se considera dos grupos de casos (RG1- RG2), en el cual, está la presencia del potencial de licuación de suelos y están representados por nueve sectores con un suelo intermedio (S2) potencialmente licuable y un suelo blando (S3) potencialmente licuable respectivamente; asimismo, se considera un grupo de control, en donde, tiene la ausencia de suelos licuables (RG3) representado por nueve sectores con un suelo S2 y S3.

Finalmente, se realiza la observación al aplicar el experimento en los grupos de casos y se compara con el grupo de control, en base, a la medición de la respuesta estructural (periodos fundamentales, fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo y distorsiones).

A continuación, se esquematiza el diseño de la presente investigación evidenciado en la Figura 34.

**Figura 34**

*Esquema del Diseño de la Investigación*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Hernández, et al., 2014 p. 142.

### 2.1.4. Operacionalización de Variables

**Tabla 22**

*Operacionalización de Variable Independiente*

Variable independiente	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores
Potencial de Licuación	Se define como el estudio de diferentes tipos de metodologías para evaluar el fenómeno de licuación de un suelo a partir de la información proporcionada en un ensayo in situ (SPT & CPT) y de laboratorio (Granulometría & Límites de Atterberg)	Cálculo del factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación, según el RNE E-050	Relación de Esfuerzo Cíclico, (CSR) Relación de Resistencia Cíclica, (CRR) Factor de seguridad de licuación, (CRR/CSR)
		Cálculo del factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación, según el NCSP-07	Verificación de F <sub>SL</sub> mínimo Tensión Tangencial Provocada por el Terremoto, (τ <sub>E</sub> ) Tensión Tangencial Crítica, (τ <sub>L</sub> ) Factor de Seguridad de Licuación, (τ <sub>L</sub> /τ <sub>E</sub> )
		Cálculo del factor de seguridad frente a la ocurrencia de la licuación, según el NCSE-02	Verificación de F <sub>L</sub> mínimo Tensión Tangencial Equivalente al Terremoto, (τ <sub>E</sub> ) Resistencia del Terreno a la Licuación, (R <sub>L</sub> ) Factor de Seguridad de Licuación, τ <sub>E</sub> ≤ R <sub>L</sub> /1.5

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

**Tabla 23**

*Operacionalización de Variable Dependiente*

<b>Variable independiente</b>	<b>Definición conceptual</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Indicadores</b>
Respuesta Estructural	Se define como el comportamiento que tienen las edificaciones ante las solicitaciones estáticas y Dinámicas.	Análisis de Fuerzas Estáticas Equivalentes	Base Empotrada Base Flexible sin Amortiguamiento Base Flexible con Amortiguamiento Base Empotrada
		Análisis Dinámico Modal Espectral	Base Flexible sin Amortiguamiento Base Flexible con Amortiguamiento

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

## 2.2. Población y Muestra

### 2.2.1. Población

La población o universo constituye el conjunto de elementos que tienen una característica similar y que se hallan dentro de una circunscripción territorial. (Garcéz Paz, 2000, p.83). Además, existe la población finita que es cuando se conoce la cantidad de sujetos que integran la población y la población infinita que es cuando no se tiene el dato exacto acerca de la cantidad de sujetos de la población. (Arias 2021, p. 113).

En la presente investigación se tomó como población de estudio al Hospital Regional MINSA II-II- Moyobamba y Hospital MINSA II-2- Tarapoto. En este sentido, la población se considera finita, ya que se identifica el conjunto de Hospitales MINSA II-2 en la Región San Martín.

### 2.2.2. Muestra

Las muestras no probabilísticas, también llamadas muestras dirigidas, suponen un procedimiento de selección orientado por las características de la investigación, más que por un criterio estadístico de generalización. (Hernández, et al., 2014, p. 174). Una de las formas para escoger a la muestra según este método es el muestreo causal, este se realiza arbitrariamente sin algún criterio que conduzca al investigador a decidir sobre la población del estudio. (Arias 2021, p. 117).

Por lo tanto, en el presente estudio la selección de la muestra fue no probabilística considerando el Hospital II-2 de la Provincia de Moyobamba- Región San Martín, puesto que, tiene la representatividad a la población considerada, porque se está analizando dentro del universo de dos hospitales y posee complejidad en las características de área techada ( $17224.89 \text{ m}^2$ ), área libre ( $11721.20 \text{ m}^2$ ), área del terreno ( $20129.22 \text{ m}^2$ ); el proyecto desarrollado consiste en el diseño de doce estructuras independientes de concreto armado que conforman nueve sectores y el tipo de cimentación es superficial con zapatas aisladas, combinadas y losa de cimentación apoyados en los estratos de suelo arcilloso-limoso (CL) y areno-limoso (SM). En esta explicación, el desarrollo del estudio se asumirá efectuar el muestreo causal, seleccionando todos los sectores que conforman el Hospital II-2 de la Provincia de Moyobamba- Región San Martín, porque se contó con acceso a su memoria descriptiva, planos de arquitectura, estructuras e instalaciones y estudios de suelos.

**Figura 35**

*Imagen Satelital del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Puntos Tomados en Campo con GPS

**Figura 36**

*Sectores que Conforman el Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín.*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Imagen Digital del Expediente Técnico del Hospital MINSA II-2.

### 2.3. Técnicas e Instrumentos de Recolección y Análisis de Datos

#### 2.3.1. Técnicas de Recolección de Datos

El método de análisis de contenido cuantitativo, es una técnica para estudiar cualquier tipo de comunicación de una manera “objetiva” y sistemática, que cuantifica los mensajes o contenidos en categorías y subcategorías, y los somete a análisis estadístico. Asimismo, la técnica de observación consiste en el registro sistemático, válido y confiable de comportamientos y situaciones observables, a través de un conjunto de categorías y subcategorías. (Hernández, et al., 2014, pp. 251-252). En este sentido, la observación directa es aquella en la que, como su nombre lo indica, no hay intermediarios entre el observado y el observador. (Yarlequé Chocas, 2011, p. 12).

En esta investigación selecciona dos técnicas la recolección de datos, las cuales son:

Análisis de contenido cuantitativo, esta técnica nos permitirá recolectar el análisis cuantitativo en referencia a las metodologías respecto a la evaluación del potencial de licuación de suelos y del modelo dinámico de interacción suelo-estructura, del mismo modo, diseños y consideraciones establecidas por las normativas, como el factor de seguridad frente

a la ocurrencia de licuación, máximas distorsiones de entrepiso, entre otras consideraciones; cuyos resultados se emplearán durante el procesamiento de datos.

Observación directa, esta técnica es conveniente al realizar la recopilación de los planos, memoria de cálculo estructural y estudios de suelos, de los nueve sectores del hospital MINSA II-2 de la Provincia de Moyobamba- Región San Martín; los cuáles nos servirán como sustento durante la etapa de análisis de datos.

### **2.3.2. Instrumentos de Recolección de Datos**

El instrumento de medición son los recursos que utiliza el investigador para registrar efectivamente la información o datos sobre las variables que tiene en estudio. De no ser así, nuestra medición es ineficaz. (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014, p. 199). Es claro que si un investigador intenta construir un instrumento debe tener un conocimiento bastante claro de la teoría que fundamente la variable en estudio. Este dominio teórico permitirá que conozca bien la definición de la variable, sus dimensiones y sub dimensiones si las hubiere. (Yarlaqué, et al., 2011, p. 12).

En la presente investigación se pretende recolectar la información haciendo uso de fichas técnicas, las cuales son:

- ✓ Ficha N° 1: Análisis Documental: Memoria de cálculo estructural, planos estructurales y arquitectónicos y ensayo de penetración estándar (SPT).
- ✓ Ficha N° 2: Modelamiento Estructural: Asignación de cargas estáticas y sísmicas; del mismo modo, empotramiento en la base y base flexible mediante el modelo dinámico, considerando con y sin amortiguamiento mediante el uso de resortes.
- ✓ Ficha N° 3: Resultados: Factor de seguridad frente a la ocurrencia de licuación de suelos, respuesta estructural considerando base empotrada y base flexible.

### **2.3.3. Validez y Confiabilidad de Instrumentos**

Teniendo en cuenta que la prueba ya tiene una forma de validez, el investigador puede optar por darle otras formas de validez que por razones de espacio y tiempo aquí no

describen, pero que puede revisarse en la bibliografía especializada y de igual modo deberá dar al instrumento algún de las formas de confiabilidad a fin de obtener un instrumento válido y confiable. (Yarlaqué, et al., 2011, p. 12). Para algunos autores consideran la validez de expertos o face validity, la cual se refiere al grado en que aparentemente un instrumento mide la variable en cuestión, de acuerdo con "voces calificadas". Se encuentra vinculada a la validez de contenido y, de hecho, se consideró por muchos años como parte de ésta. En efecto, el escalamiento de Likert es una escala para medir las actitudes, en el cual, consiste en un conjunto de ítems que se presentan en forma de afirmaciones para medir la reacción del experto en varias categorías. (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014, pp. 204-238).

La presente investigación tiene la validación por un juicio de tres expertos con trayectoria en el tema para verificar la fiabilidad, por el cual, la investigación asume una calificación por el escalamiento de Likert, ya que, evidencia juicios y valoraciones.

A continuación, se presenta el juicio de expertos:

- ✓ Validación 01: Experto Ing. Mg. Miguel Raúl Guzmán Prado
- ✓ Validación 02: Experto Ing. Henry Wilder Santiago Flores
- ✓ Validación 03: Experto Ing. Yuri Loana Pérez del Águila

#### **2.3.4. Análisis de Datos**

La estadística inferencial sirve para estimar parámetros y probar hipótesis basándose en la distribución muestral. Asimismo, la prueba t es una prueba estadística para evaluar si dos grupos difieren entre sí de manera significativa respecto a sus medias en una variable. (Hernández, Fernández, & Baptista, 2014, pp. 299-310).

De acuerdo con las particularidades de la presente tesis, se ha optado por un método basado en la estadística inferencial, para el análisis de datos consistente en la utilización de la prueba de Shapiro Wilk para la justificación de la normalidad de los datos a analizar, y posteriormente el empleo de la prueba t; para datos emparejados con el objetivo de

comprobar si existen o no diferencias significativas en un grupo, antes y después de la manipulación de la variable independiente (potencial de licuación).

### **2.3.5. Aspectos Éticos**

Esta investigación se realizó de acuerdo con los siguientes aspectos éticos:

- ✓ Se ha citado de acuerdo con la normativa APA séptima edición a todas las fuentes consultadas y consideradas en esta investigación.
- ✓ Todos los resultados se presentan sin alterar datos reales, además los modelos de las superestructuras se realizaron cuidadosamente para la obtención de data esencial de la evaluación.
- ✓ Esta investigación se realizó como un modelo propio y no presenta alguna copia de acuerdo con la política anti plagio.
- ✓ Para realizar esta tesis fue muy importante recolectar información de documentos webs, libros bibliográficos y publicaciones de investigaciones en la biblioteca virtual de Redalyc, SciELO, Alicia CONCYTEC, Google Académico, ResearchGate y WorldWideScience.org.

## **2.4. Procedimiento**

### **2.4.1. Descripción General del Área del Proyecto y Entorno**

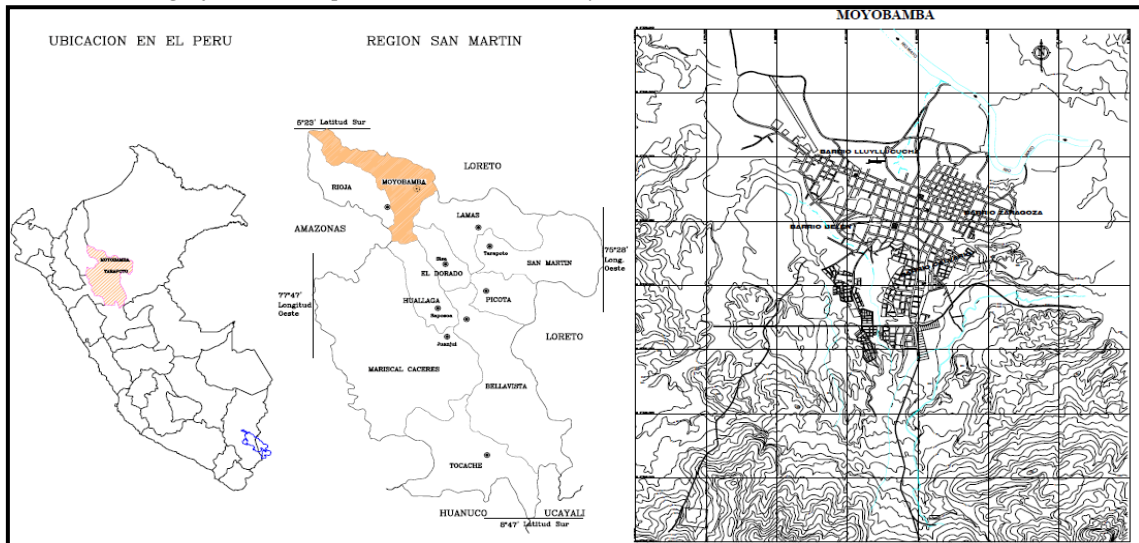
#### **2.4.1.1. Ubicación**

El Hospital MINSA II-2 de la Provincia de Moyobamba- Región San Martín, se encuentra ubicado en el sector urbano de la capital de la provincia de Moyobamba; a la altura de la cuadra seis de la Av. Miguel Grau, que se inicia en el Ovalo de la bifurcación de la carretera marginal o Fernando Belaunde Terry que une Rioja con Tarapoto.



**Figura 37**

*Ubicación Geográfica del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** INDECI, 2005.

**Tabla 24**

*Coordenadas UTM (WGS-84) del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín*

Vértice	Este	Norte	Tramo	Distancia (m)
A	281925.00	9331734.00	A-B	127.668
B	281793.00	9331732.00	BC	67.827
C	281800.00	9331798.00	C-D	23.250
D	281824.00	9331797.00	D-E	119.742
E	281823.00	9331917.00	E-F	100.00
F	281923.00	9331919.00	F-G	184.487
			Total	622.974

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Puntos Tomados en Campo con GPS.

En la Tabla 24, las coordenadas UTM (WGS-84) describen los vértices de acuerdo con la Figura 35. Además, se utiliza como referencia en la delimitación en el perímetro del Hospital MINSA II-2 de la Provincia de Moyobamba- Región San Martín.

#### **2.4.1.2. Características del Suelo**

De acuerdo al plano de microzonificación confeccionado en el estudio de (CISMID), el área asignada al proyecto de construcción del Hospital MINSA II-2 de la Provincia de Moyobamba- Región San Martín, pertenece a la zona No. I caracterizado por tener un suelo constituido de modo predominante por CH-CL (arcilla inorgánica de alta plasticidad y arcilla inorgánica de baja plasticidad). Estos resultados son concordantes a posteriores estudios realizados por el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2005), en cuyo “Mapa de

Peligros de la Ciudad de Moyobamba”, el área del Hospital de Moyobamba se ubica en la Zona de Peligro Medio.

### 2.4.1.3. Aspectos Sísmicos

El terreno en estudio se ubica en el distrito y provincia de Moyobamba, en el departamento de San Martín; por lo que se encuentra situado en la zona 3 del mapa de zonificación sísmica del Perú, según el RNE E.030, 2019 y se aprecia en la Figura 22.

### 2.4.2. Sectores que Conforman el Proyecto

El proyecto desarrollado consiste en el diseño de doce estructuras independientes de concreto armado que conforman nueve sectores destinados al uso de un Hospital ubicado en la ciudad de Moyobamba, departamento de San Martín.

#### 2.4.2.1. Caracterización de las Edificaciones del Sector 1

En el Sector 1 (S1) se tiene una edificación de concreto armado de dos pisos, los techos están conformados por losas aligeradas de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 300 kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso y 100 kg/m<sup>2</sup> en el techo del segundo piso. Además, las vigas son de 25 o 35cm de ancho con un peralte de 50, 90 y 120cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Por último, La cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 25**

*Caracterización del Edificio en el Sector 1*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	5.15	835.37	Dual	Dual
2	4.25	672.94		

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSa II-2.

La Tabla 25, muestra la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 1: Admisión-Farmacia-Consulta Externa.

### 2.4.2.2. Caracterización de las Edificaciones del Sector 2

Para el Sector 2 (S2) se tiene una edificación de concreto armado de dos pisos, los techos están conformados por losas aligeradas de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 300 kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso y 100 kg/m<sup>2</sup> en el techo del segundo piso. Asimismo, las vigas son de 25 o 30cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Finalmente, La cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 26**

*Caracterización del Edificio en el Sector 2*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	5.15	481.64	Muros	Dual
2	4.25	481.64	Estructurales	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSА II-2.

La Tabla 26, representa la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 2: Emergencia-Centro Quirúrgico.

### 2.4.2.3. Caracterización de las Edificaciones del Sector 3

Con respecto al Sector 3 (S3) se tiene una edificación de concreto armado de un sótano y seis pisos, los techos están conformados por losas aligeradas y losas macizas de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 300 y 400 kg/m<sup>2</sup> en los techos del sótano al sexto piso. En la azotea, para la zona prevista para Chillers, se ha utilizado una sobrecarga de 200 kg/m<sup>2</sup> y 100 kg/m<sup>2</sup> en el resto del techo. De esta manera, las vigas son de 25 o 30cm de ancho con un peralte de 60cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen espesores de 20, 25 o 30cm. Para finalizar, la cimentación está constituida por una platea de cimentación de concreto armado debido a la baja capacidad portante del suelo (0.45 kg/cm<sup>2</sup> de acuerdo al Estudio de Suelos); debido a este motivo, para disminuir

las cargas sobre el suelo, se utilizó la teoría de las cimentaciones compensadas, retirando parte del suelo de cimentación formando un sótano perdido.

**Tabla 27**

*Caracterización del Edificio en el Sector 3*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	4.25	1747.19		
2	4.25	1993.18		
3	4.25	1148.40	Muros	Muros
4	4.25	1092.81	Estructurales	Estructurales
5	4.25	1071.22		
6	4.25	1111.68		

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSa II-2.

En la Tabla 27, muestra la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 3: Centro Obstétrico-UCI-Hospitalización.

#### 2.4.2.4. Caracterización de las Edificaciones del Sector 4

Haciendo referencia al Sector 4 (S4) se tiene una edificación de concreto armado de un piso, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. De igual modo, las vigas son de 25cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Finalmente, la cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 28**

*Caracterización del Edificio en el Sector 4*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	4.25	374.16	Muros Estructurales	Dual

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSa II-2.

De acuerdo con la Tabla 28, muestra la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 4: Lavandería-Vestidor-Baño del Personal.

### 2.4.2.5. Caracterización de las Edificaciones del Sector 5

En el Sector 5 (S5) está compuesto por una estructura de concreto armado de un piso, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. Además, las vigas son de 25cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Por último, La cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 29**

*Caracterización del Edificio en el Sector 5*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	4.25	610.66	Dual	Muros Estructurales

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSA II-2.

En la Tabla 29, presenta la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 5: Nutrición y Dietética-Cisterna.

### 2.4.2.6. Caracterización de las Edificaciones del Sector 6

Para el Sector 6 (S6) se tiene una edificación de concreto armado de dos pisos, los techos están conformados por losas aligeradas de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 300 Kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso y 100 Kg/m<sup>2</sup> en el techo del segundo piso. Del mismo modo, las vigas son de 25 o 30cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15, 25 o 30cm. Por último, la cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 30**

*Caracterización del Edificio en el Sector 6*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	4.25	772.02	Dual	Dual
2	4.25	435.83		

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSA II-2.

Según la Tabla 30, hace notar la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 6: Anatomía Patológica.

Haciendo referencia al Sector 6-A (S6-A) está compuesto por una estructura de concreto armado de un piso, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. Además, las vigas son de 25cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Para finalizar, la cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 31**

*Caracterización del Edificio en el Sector 6-A*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	4.25	631.41	Muros Estructurales	Muros Estructurales

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSА II-2.

En la Tabla 31, se muestra la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 6-A: Medicina Física y Rehabilitación.

#### **2.4.2.7. Caracterización de las Edificaciones del Sector 7**

Con respecto al Sector 7 (S7) se tiene una edificación de concreto armado de dos pisos, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. De igual forma, las vigas son de 25cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15cm. Finalmente, la cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 32**

*Caracterización del Edificio en el Sector 7*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	4.00	215.30	Muros	Muros
2	1.80	226.00	Estructurales	Estructurales

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSA II-2.

La Tabla 32, presenta la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 7: Residuos Hospitalarios.

#### 2.4.2.8. Caracterización de las Edificaciones del Sector 8

En el Sector 8 (S8) se tiene una edificación de concreto armado de un piso, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 Kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. Además, las vigas son de 25cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Para finalizar, la cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 33**

*Caracterización del Edificio en el Sector 8*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	3.25	439.86	Dual	Dual

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSA II-2.

En la Tabla 33, indica la caracterización de la presente edificación conforma el Sector 8: Laboratorio de Calidad de Alimentos.

Para el Sector 8-A (S8-A), está compuesto por una estructura de concreto armado de un piso, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. Asimismo, las vigas son de 25cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Por último, la cimentación está

constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 34**

*Caracterización del Edificio en el Sector 8-A*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	3.25	127.04	Muros Estructurales	Dual

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSa II-2.

En la Tabla 34, manifiesta la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 8 A: Tratamiento de TBC Bloque “A”.

En referencia al Sector 8-B (S8-B) se tiene una edificación de concreto armado de un piso, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. Además, las vigas son de 25cm de ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15 o 25cm. Por último, la cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 35**

*Caracterización del Edificio en el Sector 8-B*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	3.25	91.44	Muros Estructurales	Muros Estructurales

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSa II-2.

De acuerdo con la Tabla 35, expresa la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 8-B: Tratamiento de TBC Bloque “B”.

#### **2.4.2.9. Caracterización de las Edificaciones del Sector 9**

Para el Sector 9 (S9) se tiene una edificación de concreto armado de un piso, el techo está conformado por una losa aligerada de 20cm de peralte. Para el diseño se ha considerado una sobrecarga de 100 kg/m<sup>2</sup> en el techo del primer piso. También, las vigas son de 25cm de



ancho con un peralte de 50cm y se apoyan en las columnas o muros de concreto armado que tienen un espesor de 15cm. Finalmente, la cimentación está constituida por zapatas aisladas o combinadas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos armados para la tabiquería.

**Tabla 36**

*Caracterización del Edificio en el Sector 9*

Nivel	Altura (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Sistema Estructural	
			Dirección X	Dirección Y
1	4.00	400.00	Muros Estructurales	Muros Estructurales

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSA II-2.

La Tabla 36, evidencia la caracterización de la presente edificación que conforma el Sector 9: Almacén Central.

### 2.4.3. Características de los Materiales

De acuerdo con lo mencionado respecto a las características de las edificaciones, a continuación se evidencia las características de los materiales que se utilizaron para su diseño.

**Tabla 37**

*Características de los Materiales*

Elementos Estructurales de Concreto Armado	
Resistencia a la Compresión Simple del Concreto	$f'c = 280 \frac{kgf}{cm^2}$ (Estructuras en Contacto con el Suelo)
	$f'c = 245 \frac{kgf}{cm^2}$ (Resto de la Estructura)
Peso Específico del Concreto Armado	$\gamma_c = 2400 \frac{kgf}{cm^3}$
Esfuerzo de Fluencia del Acero	$f_y = 4200 \frac{kgf}{cm^2}$
Módulo de Elasticidad del Acero	$E_s = 2059400 \frac{kgf}{cm^2}$
Módulo de Elasticidad del Concreto	$E_c = 250998 \frac{kgf}{cm^2} \text{ \& } 234787 \frac{kgf}{cm^2}$
Módulo de Poisson del Concreto	$\nu = 0.15$
Coefficiente de Expansión Térmica	$\chi = 1.0E - 05 \text{ } 1/C^\circ$
Retracción	$\rho = 2.0E - 04$

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Memoria de Cálculo del Hospital MINSA II-2.

En la Tabla 37, la presente caracterización de los materiales está considera en todas las edificaciones de los sectores descritos con anterioridad.

#### 2.4.4. Geometría de las Cimentaciones

En el presente apartado se muestra la geometría de las cimentaciones para cada edificio correspondiente a cada Sector.

##### 2.4.4.1. Geometría de la Cimentación del Sector 1

**Tabla 38**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 1*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D (m)
Zapata Aislada	ZA-1	2.2	1.3	
	ZA-2	3.0	2.7	
	ZA-3	2.7	1.5	
	ZA-4	2.2	1.3	
	ZA-5	1.6	1.6	
	ZA-6	2.0	2.0	
	ZA-7	1.6	1.6	
	ZA-8	1.6	1.6	
	ZA-9	1.4	1.4	
	ZA-10	1.4	1.4	
	ZA-11	1.6	1.6	
	ZA-12	1.8	1.8	
	ZA-13	1.8	1.8	1.5
	ZA-14	1.8	1.8	
Zapata Combinada	ZC-1	4.2	2.1	
	ZC-2	8.6	4.8	
	ZC-3	4.7	3.3	
	ZC-4	4.3	2.5	
	ZC-5	7.2	5.6	
	ZC-6	4.3	2.3	
	ZC-7	4.6	1.5	
	ZC-8	4.6	1.5	
	ZC-9	8.0	2.0	
	ZC-10	13.4	8.4	
	ZC-11	15.0	2.3	
	ZC-12	17.6	6.9	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S1 del Hospital MINSA II-2.

##### 2.4.4.2. Geometría de la Cimentación del Sector 2

**Tabla 39**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 2*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D (m)
Zapata Aislada	ZA-1	2.8	2.0	
	ZA-2	3.0	2.3	
	ZA-3	3.0	2.1	
	ZA-4	2.5	2.4	
	ZC-1	11.9	9.0	
Zapata Combinada	ZC-2	8.2	2.6	
	ZC-3	4.8	3.9	1.5
	ZC-4	3.7	2.0	
	ZC-5	9.0	6.0	
	ZC-6	9.0	3.4	
	ZC-7	14.1	2.6	
	ZC-8	8.9	2.3	
	ZC-9	10.0	2.3	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S2 del Hospital MINSA II-2.

### 2.4.4.3. Geometría de la Cimentación del Sector 3

**Tabla 40**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 3*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D (m)
Losa de Cimentación	LC	49.08	49.05	2.0

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S3 del Hospital MINSA II-2.

### 2.4.4.4. Geometría de la Cimentación del Sector 4

**Tabla 41**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 4*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D(m)
Zapata Aislada	ZA-1	1.90	1.70	
	ZA-2	2.60	2.40	
	ZA-3	2.00	1.60	
	ZA-4	2.00	1.60	
	ZA-5	2.40	2.10	
	ZA-6	2.80	2.20	
	ZA-7	2.80	2.20	
	ZA-8	2.00	1.80	1.50
	ZA-9	1.50	1.20	
	ZA-10	2.30	1.50	
Zapata Combinada	ZC-1	13.72	0.90	
	ZC-2	13.72	0.90	
	ZC-3	15.72	1.10	
	ZC-4	18.66	0.90	
	ZC-5	18.03	0.80	
	ZC-6	15.34	1.20	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S4 del Hospital MINSA II-2.

### 2.4.4.5. Geometría de la Cimentación del Sector 5

**Tabla 42**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 5*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D(m)
Zapata Aislada	ZA-1	1.80	1.50	
	ZA-2	2.30	1.70	
	ZA-3	2.00	1.70	
	ZA-4	2.30	1.70	
	ZA-5	1.50	1.30	
	ZA-6	2.10	1.50	
	ZA-7	1.70	1.20	
Zapata Combinada	ZC-1	15.30	1.20	1.50
	ZC-2	29.95	1.00	
	ZC-3	15.30	1.20	
	ZC-4	29.95	1.00	
	ZC-5	2.40	1.70	
	ZC-6	4.20	1.60	
	ZC-7	3.90	1.40	
	ZC-8	13.30	0.90	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S5 del Hospital MINSA II-2.

### 2.4.4.6. Geometría de la Cimentación del Sector 6

**Tabla 43**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 6*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D(m)
Zapata Aislada	ZA-1	2.2	1.1	
	ZA-2	3.2	1.6	
	ZA-3	3.2	1.6	
	ZA-4	2.2	1.1	
	ZA-5	2.4	1.2	
	ZA-6	1.8	1.8	
	ZA-7	1.6	0.8	
	ZA-8	2.7	1.7	
	ZA-9	1.7	1.7	
	ZA-10	2.8	2.8	
	ZA-11	1.7	1.7	1.50
	ZA-12	1.8	0.9	
	ZA-13	1.9	1.9	
	ZA-14	2.4	1.2	
	ZA-15	2.6	1.3	
	ZA-16	2.0	1.8	
	ZA-17	2.2	2.2	
	ZA-18	5.8	3.3	
	ZA-19	2.2	2.0	
	ZA-20	8.0	1.6	
	ZA-21	2.2	1.8	
	ZA-22	2.0	1.8	

	ZA-23	2.0	1.8
	ZA-24	2.0	1.8
	ZA-25	1.2	0.7
	ZA-26	1.8	1.5
	ZA-27	1.8	1.5
	ZA-28	1.5	1.2
	ZC-1	8.2	7.0
	ZC-2	8.0	2.3
	ZC-3	7.8	2.0
	ZC-4	2.9	2.1
	ZC-5	8.0	5.5
	ZC-6	2.5	2.1
Zapata	ZC-7	2.4	2.1
Combinada	ZC-8	4.8	1.7
	ZC-9	1.9	1.9
	ZC-10	3.8	2.6
	ZC-11	3.1	1.6
	ZC-12	3.1	1.3
	ZC-13	7.0	2.0
	ZC-14	6.3	3.5

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S6 del Hospital MINSA II-2.

#### 2.4.4.7. Geometría de la Cimentación del Sector 6-A

**Tabla 44**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 6-A*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D(m)
	ZA-1	1.50	1.50	
	ZA-2	2.00	1.50	
	ZA-3	1.70	1.50	
	ZA-4	2.00	1.50	
	ZA-5	2.00	1.50	
	ZA-6	2.00	1.50	
	ZA-7	2.00	1.50	
Zapata	ZA-8	2.00	1.50	
Aislada	ZA-9	2.00	1.50	
	ZA-10	2.00	1.50	
	ZA-11	1.70	1.50	1.50
	ZA-12	2.00	1.50	
	ZA-13	1.70	1.50	
	ZA-14	2.00	1.50	
	ZA-15	2.90	1.80	
	ZA-16	2.90	1.80	
	ZC-1	2.90	2.10	
Zapata	ZC-2	2.50	2.10	
Combinada	ZC-3	2.40	2.10	
	ZC-4	1.90	1.90	
	ZC-5	3.80	2.60	

ZC-6	3.10	1.60
ZC-7	3.10	1.30
ZC-8	6.30	3.50
ZC-9	13.20	1.30
ZC-10	28.00	1.10
ZC-11	13.20	1.30
ZC-12	28.00	1.10

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S6-A del Hospital MINSA II-2.

#### 2.4.4.8. Geometría de la Cimentación del Sector 7

**Tabla 45**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 7*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D(m)
	ZA-1	3.20	2.00	
	ZA-2	1.40	1.40	
	ZA-3	3.90	1.20	
	ZA-4	1.40	1.40	
	ZA-5	5.53	3.70	
	ZA-6	3.00	1.10	
	ZA-7	1.50	1.50	
	ZA-8	1.50	1.50	
	ZA-9	1.50	1.50	
	ZA-10	1.50	1.50	
Zapata Aislada	ZA-11	2.00	1.30	
	ZA-12	1.50	1.50	
	ZA-13	2.00	1.50	1.50
	ZA-14	1.50	1.50	
	ZA-15	5.95	1.50	
	ZA-16	1.30	1.30	
	ZA-17	2.80	1.20	
	ZA-18	4.30	1.20	
	ZA-19	3.80	3.20	
	ZA-20	1.90	1.30	
	ZA-21	1.80	1.30	
	ZA-22	3.50	2.00	
Zapata Combinada	ZC-1	6.68	6.08	
	ZC-2	5.98	2.33	
	ZC-3	6.60	2.33	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S7 del Hospital MINSA II-2.

#### 2.4.4.9. Geometría de la Cimentación del Sector 8

**Tabla 46**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 8*

<b>Tipo</b>	<b>Descripción</b>	<b>L(m)</b>	<b>B(m)</b>	<b>D(m)</b>
Zapata Aislada	ZA-1	2.10	1.90	
	ZA-2	1.80	1.60	
	ZA-3	1.50	1.10	
	ZA-4	1.90	1.50	
	ZA-5	2.00	1.30	
	ZA-6	1.80	1.60	
	ZA-7	1.80	1.60	
	ZA-8	1.50	1.10	
	ZA-9	1.90	1.50	
	ZA-10	1.20	1.00	
	ZA-11	1.80	1.60	1.50
	ZA-12	2.00	1.30	
	ZA-13	1.40	0.90	
	ZA-14	1.50	0.90	
Zapata Combinada	ZC-1	3.80	1.40	
	ZC-2	3.60	1.20	
	ZC-3	6.05	1.80	
	ZC-4	18.20	1.00	
	ZC-5	22.95	0.90	
	ZC-6	18.20	0.90	
	ZC-7	9.60	0.90	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S8 del Hospital MINSA II-2.

#### 2.4.4.10. Geometría de la Cimentación del Sector 8-A

**Tabla 47**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 8-A*

<b>Tipo</b>	<b>Descripción</b>	<b>L(m)</b>	<b>B(m)</b>	<b>D(m)</b>
Zapata Aislada	ZA-1	3.20	3.00	
	ZA-2	1.30	1.00	
	ZA-3	1.30	1.00	
	ZA-4	2.50	1.70	
	ZA-5	1.90	0.90	1.50
Zapata Combinada	ZC-1	5.00	1.30	
	ZC-2	17.45	0.90	
	ZC-3	5.90	0.90	
	ZC-4	1.50	0.90	
	ZC-5	4.30	0.90	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S8-A del Hospital MINSA II-2.

#### 2.4.4.11. Geometría de la Cimentación del Sector 8-B

**Tabla 48**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 8-B*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D(m)
Zapata Aislada	ZA-1	2.00	0.90	
	ZA-2	2.70	1.60	
	ZA-3	1.40	1.40	
	ZA-4	1.10	1.00	
	ZA-5	1.40	1.40	
	ZA-6	1.10	1.00	
	ZA-7	1.40	1.40	1.50
	ZA-8	2.70	1.60	
	ZA-9	1.40	1.40	
	ZA-10	2.00	0.90	
Zapata Combinada	ZC-1	4.40	0.80	
	ZC-2	17.20	0.90	
	ZC-3	4.40	0.80	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S8-B del Hospital MINSA II-2.

#### 2.4.4.12. Geometría de la Cimentación del Sector 9

**Tabla 49**

*Geometría de la Cimentación del Edificio en el Sector 9*

Tipo	Descripción	L(m)	B(m)	D(m)
Zapata Aislada	ZA-1	1.63	1.63	
	ZA-2	1.20	1.10	
	ZA-3	3.90	0.80	
	ZA-4	1.63	1.43	
	ZA-5	5.30	1.20	
	ZA-6	1.30	1.30	
	ZA-7	3.00	0.80	
	ZA-8	3.50	1.20	
	ZA-9	4.90	1.20	1.50
	ZA-10	1.50	1.10	
	ZA-11	2.85	0.80	
	ZA-12	2.00	1.20	
	ZA-13	7.15	1.20	
	ZA-14	1.30	1.20	
	ZA-15	2.43	1.23	
Zapata Combinada	ZC-1	6.50	4.80	
	ZC-2	10.73	1.20	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

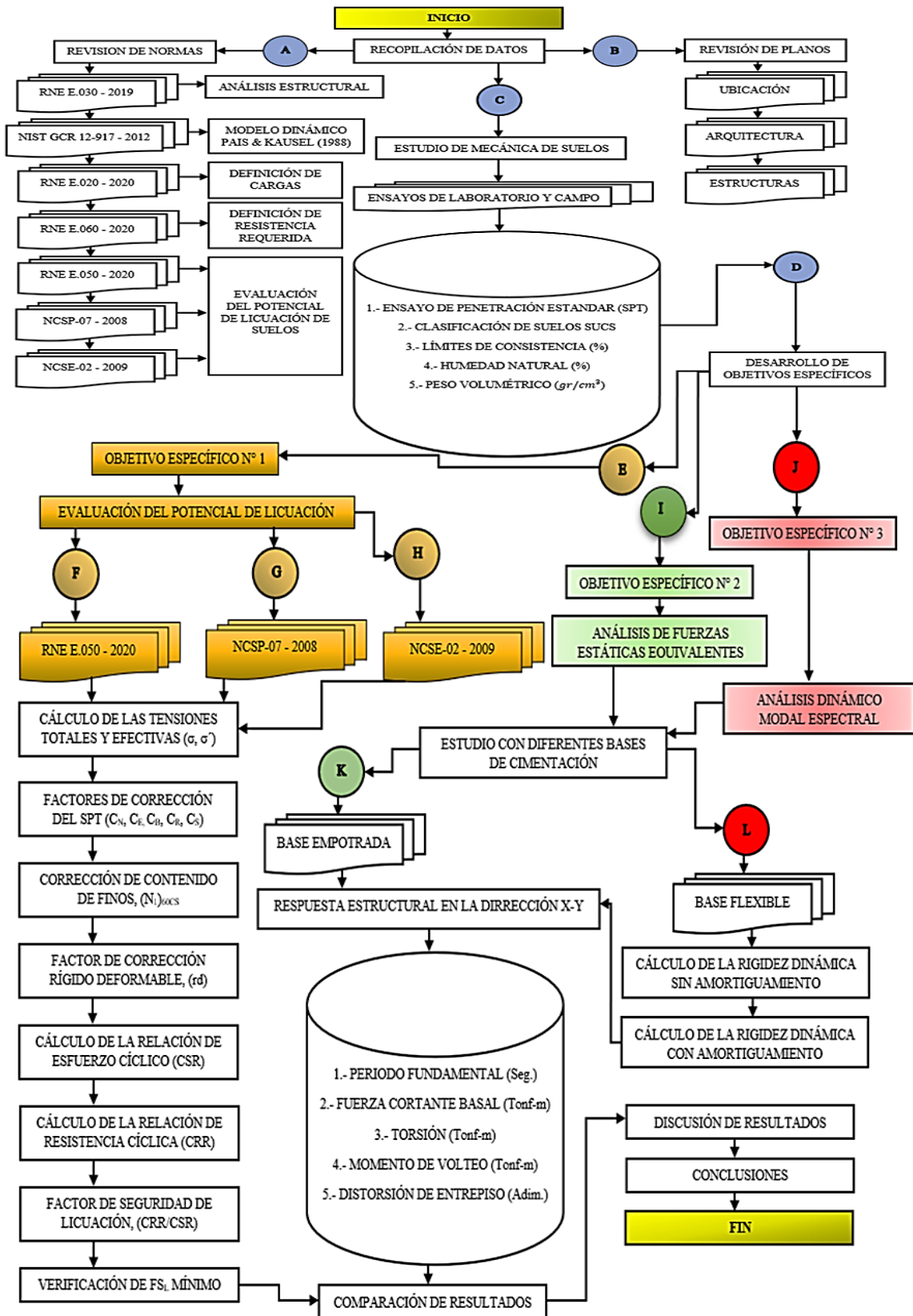
**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S9 del Hospital MINSA II-2.



### 2.4.5. Esquema de la Investigación

Figura 38

Esquema de la Investigación



Elaboración: Propia de los Autores.

## **2.4.6. Procedimiento del Objetivo Específico N° 1**

### **2.4.6.1. Ensayos de Laboratorio y Campo**

Primero, con el objetivo de determinar las características físicas y de resistencia del subsuelo hasta la profundidad activa de la cimentación, se realizaron 02 sondeos a percusión por medio de ensayo de Penetración Estándar (SPT), para determinar las condiciones de resistencia a la penetración del suelo de cimentación con la profundidad y la capacidad portante del terreno, las cuales fueron realizadas en concordancia con las normas ASDTM D1586, bajo la supervisión de personal capacitado.

De los 02 ensayos SPT realizados y de acuerdo a las muestras obtenidas, se pudo identificar un perfil estratigráfico típico para la zona en estudio, se determinó que los primeros 0.20m corresponden a suelos finos contaminados con material orgánico turba, con restos de raíces de color negro o gris, continuando hasta los 5.10m se encontró con un suelo fino formado por arcillas limosas con poco porcentajes de arenas sin gravas, de color marrón a rojizo, de mediana a baja compresibilidad, presenta una clasificación SUCS del tipo CL, subyaciendo hasta los 9.0.m se determinó un suelo areno limoso semi denso de color beige claro a amarillento, de compresibilidad baja y nula plasticidad con clasificación SUCS del tipo SM, suelos que tienen 20% de finos limosos sin presentar límites de consistencia, además la fracción granular no presenta gravas.

**Figura 39**

*Representación de los Trabajos del SPT*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSA II-2.

En la Figura 39, se aprecia la evaluación de la resistencia del suelo con la profundidad utilizando un martillo de 140 Lb, que cae de 76 cm de altura.

Debido a las características de los materiales existentes, que fueron obtenidos con la caña partida, hasta los 9m de exploración con los ensayos de resistencia SPT realizados se pudo notar que para el estrato de apoyo más desfavorable CL, sobre el cual el bulbo de presiones generado por las estructuras a cimentarse tendrá mayor influencia y cuyo valor N de diseño promedio fue entre 6 y 11 golpes/pie, continuando hasta los 9m con la arena limosa del tipo SM con valores de N de diseño promedio entre 31 a 52 golpes/pie, donde los valores de resistencia del suelo N se mantenían constante, para penetrar 15cm, lo que comprueba que los suelos a mayores profundidades se encuentran con mejores características de resistencia. El ensayo fue efectuado de forma perpetua evaluando la resistencia a cada 15cm, de penetración, empleándose líneas de tuberías de 1.5” de diámetro cuyas longitudes variaban entre 0.90 m, 1.50 m., 3.0 m. De acuerdo con lo mencionado, para la ejecución de los ensayos realizados se contaron con los siguientes equipos, materiales y herramientas:

Equipo de Penetración Estándar del Tipo SPT montada sobre un trípode variable de hasta 5 metros de altura, equipado con todos los accesorios necesarios de perforación, como son:

- ✓ 01 martillo de acero de 140 Lb de peso según norma ASTM.
- ✓ 01 trípodes desmoldable de acero telescópico de 5m de altura.
- ✓ 01 polea para guiar los golpes del martillo.
- ✓ 02 sogas para sujetar el martillo que gira a través de la polea.
- ✓ Barras de Perforación guías Línea AQ de hasta 25 ml.
- ✓ Herramientas para las operaciones de izamiento del varillado, acople y desacople de las tuberías AQ y caña partida.
- ✓ Accesorios para desmontaje de muestras y colocación de tuberías.
- ✓ Muestreadores de caña Partida del tipo SPT con puntas cónicas.
- ✓ Cajas Porta testigos de madera para colocación de muestras recuperadas.
- ✓ Cajas de madera y cartón para obtención de muestras alteradas e inalteradas para ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.

Finalmente, se obtienen los registros de los números de golpes ejecutados justificados en el STP 01y 02; además está expuesto en la Tabla 50.

**Tabla 50**  
*Número de Golpes a una Determinada Profundidad*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	N <sub>m</sub>	Profundidad (m)	N <sub>m</sub>
0.45	2.00	0.45	3.00
0.90	3.00	0.90	4.00
1.35	4.00	1.35	5.00
1.80	8.00	1.80	9.00
2.25	13.00	2.25	17.00
2.70	17.00	2.70	28.00
3.15	20.00	3.15	32.00
3.60	18.00	3.60	47.00
4.05	14.00	4.05	63.00
4.50	13.00	4.50	50.00

4.95	20.00	4.95	54.00
5.40	66.00	5.40	49.00
5.85	49.00	5.85	61.00
6.30	70.00	6.30	44.00
6.75	63.00	6.75	31.00
7.20	61.00	7.20	30.00
7.65	59.00	7.65	39.00
8.10	55.00	8.10	35.00
8.55	50.00	8.55	33.00
9.00	55.00	9.00	36.00

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSa II-2.

En la Tabla 50, se evidencia que los números de golpes para cada SPT está medida en función a la profundidad de análisis.

Por otra parte, el presente Estudio de Mecánica de Suelos tiene por objeto realizar la investigación del subsuelo del terreno del Hospital MINSa II-2 de Moyobamba-San Martín, por lo cual, se han desarrollado trabajos de exploración de campo y ensayos de laboratorio necesarios para definir el perfil estratigráfico del suelo del área en estudio, así como las propiedades de esfuerzo y de formación. A continuación, se presenta los resultados del estudio de mecánica de suelos:

#### a) Análisis Granulométrico

Siendo realizados los análisis granulométricos de cada muestra recuperada con la caña partida en el laboratorio según la norma ASTM D-422, se obtuvieron los siguientes resultados, de acuerdo con el SPT 01 y 02; evidenciados en la Tabla 51 y 52 respectivamente.

**Tabla 51**

*Resultados del Análisis Granulométrico de la Muestra en el SPT 01*

SPT 01	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	% Fino
Muestra 01	0.20 – 0.65	CL	63.80
Muestra 02	0.65 – 1.35	CL	84.84
Muestra 03	1.35 – 3.60	CL	84.65
Muestra 04	3.60 – 5.10	CL	64.09
Muestra 05	5.10 – 9.00	SM	19.60

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSa II-2.

En la Tabla 51, se aprecia que la muestra 01, 02, 03 y 04 el suelo se clasifica como arcilla semi compacta (CL) y en la muestra 05 el suelo se clasifica como arena limosa (SM).

**Tabla 52**

*Resultados del Análisis Granulométrico de la Muestra en el SPT 02*

SPT 02	Profundidad (m)	Clasificación SUCS	% Fino
Muestra 01	0.20m – 1.50	CL	70.14
Muestra 02	1.50m – 4.20	CL	86.63
Muestra 03	4.20m – 5.85	CL	63.43
Muestra 04	5.85m – 9.00	SM	19.49

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSA II-2.

Según la Tabla 52, hace notar que la muestra 01, 02 y 03 el suelo se clasifica como arcilla semi compacta (CL) y en la muestra 04 el suelo se clasifica como arena limosa (SM).

#### **b) Límites de Consistencia**

De igual forma, se calcularon para las muestras representativas de los 02 sondajes ejecutados considerando la normativa Standards de la American Society for Testing and Materials (ASTM). Para el cálculo de Límites de Consistencia se utilizó ASTM D 4318, siendo estos el Límite Líquido mediante el uso de ASTM D 423 y el Límite Plástico evidenciado en ASTM D 424. Los valores de los límites de consistencia obtenidos de las muestras mediante el SPT 01 y 02, se justifican en la Tabla 53 y 54 respectivamente.

**Tabla 53**

*Resultados de los Límites Atterberg de la Muestra en el SPT 01*

SPT 01	Profundidad (m)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)
Muestra 01	0.20 – 0.65	29.07	20.05	9.02
Muestra 02	0.65 – 1.35	35.47	23.34	12.13
Muestra 03	1.35 – 3.60	35.54	23.39	12.15
Muestra 04	3.60 – 5.10	29.97	20.48	9.49
Muestra 05	5.10 – 9.00	N.P.	N.P.	N.P.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSA II-2.

En la Tabla 53, para la muestra 05 se evidencia que el suelo SM no presenta Límites de Atterberg.

**Tabla 54**

*Resultados de los Límites Atterberg de la Muestra en el SPT 02*

SPT 02	Profundidad (m)	L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)
Muestra 01	0.20 – 1.50	31.25	20.13	11.12
Muestra 02	1.50 – 4.20	36.39	23.14	13.25
Muestra 03	4.20 – 5.85	29.15	19.46	9.69
Muestra 04	5.85 – 9.00	N.P.	N.P.	N.P.

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSA II-2.

Según la Tabla 54, para la muestra 04 se evidencia que el suelo SM no presenta Límites de Atterberg.

### c) Contenido de Humedad

Se consideraron muestras extraídas del muestreador de la caña partida, para conseguir su contenido de humedad con la que logramos definir el estado de humedad del suelo, donde podría estar en escenarios de baja humedad, húmedo o saturado y así evaluar los parámetros en su condición más desfavorable (caso saturado) si así el suelo se exhibiera. Del mismo modo, a fin de comprobar los grados de saturación del relave en pulpa se extrajeron muestras representativas que establecieron parámetros como relación de vacíos y gravedad específica.

A continuación, se muestran los valores de las humedades naturales obtenidas de cada muestra mediante el SPT en la Tabla 55 y 56; utilizando la normativa ASTM D 2216:

**Tabla 55**

*Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad de la Muestra en el SPT 01*

SPT 01	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)
Muestra 01	0.20 – 0.65	20.29
Muestra 02	0.65 – 1.35	30.51
Muestra 03	1.35 – 3.60	29.41
Muestra 04	3.60 – 5.10	25.19
Muestra 05	5.10 – 9.00	12.53

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSA II-2.

La Tabla 55, muestra que el mayor contenido de humedad se presenta en el suelo CL a una profundidad de 0.65m - 1.35m, sin embargo, para el suelo SM representa el menor contenido de humedad a una profundidad de 5.10m - 9.00m.

**Tabla 56**

*Resultados del Ensayo de Contenido de Humedad de la Muestra en el SPT 02*

SPT 02	Profundidad (m)	Humedad Natural (%)
Muestra 01	0.20 – 1.50	16.52
Muestra 02	1.50 – 4.20	26.60
Muestra 03	4.20 – 5.85	31.37
Muestra 04	5.85 – 9.00	10.27

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSa II-2.

En la Tabla 56, evidencia que el mayor contenido de humedad se presenta en el suelo CL a una profundidad de 4.20m – 5.85m, sin embargo, para el suelo SM representa el menor contenido de humedad a una profundidad de 5.85m - 9.00m.

#### d) Determinación de Peso Volumétrico

Para las muestras conseguidas del material, se realizaron los ensayos para calcular el peso volumétrico, para lo cual se empleó la normativa ASTM D 2937; obteniéndose muestras inalteradas de los relaves drenados mediante el cual se pudo obtener en laboratorio el peso unitario volumétrico para diferentes estados de humedad. De los materiales extraídos del SPT 01 y 02, se determinó su peso volumétrico los cuales pueden ser apreciados en la Tabla 57 y 58 respectivamente.

**Tabla 57**

*Resultados del Peso Volumétrico de la Muestra en el SPT 01*

SPT 01	Profundidad (m)	Peso Volumétrico (gr/cm <sup>3</sup> )
Muestra 01	0.20 – 0.65	1.90
Muestra 02	0.65 – 1.35	1.90
Muestra 03	1.35 – 3.60	1.87
Muestra 04	3.60 – 5.10	1.81
Muestra 05	5.10 – 9.00	1.77

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSa II-2.

En la Tabla 57, de acuerdo con los resultados obtenidos; se evidencia que el mayor peso volumétrico es para el suelo CL y está a una profundidad de 1.35m – 3.60m, no obstante, para el suelo SM se muestra el menor peso volumétrico y está a una profundidad de 5.10m - 9.00m.



**Tabla 58**

*Resultados del Peso Volumétrico de la Muestra en el SPT 02*

<b>SPT 02</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Peso Volumétrico (gr/cm<sup>3</sup>)</b>
Muestra 01	0.20 – 1.50	1.90
Muestra 02	1.50 – 4.20	1.95
Muestra 03	4.20 – 5.85	1.96
Muestra 04	5.85 – 9.00	1.78

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Estudio Geotécnico Para el Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital MINSA II-2.

En la Tabla 58, de acuerdo con los resultados obtenidos, se evidencia que el mayor peso volumétrico es para el suelo CL y está a una profundidad de 4.20m – 5.85m, no obstante, para el suelo SM se muestra el menor peso volumétrico y está a una profundidad de 5.85m - 9.00m.

#### **2.4.6.2. Cálculo de los Requerimientos Iniciales, Según el RNE E.050**

##### **a) Tensiones Totales y Efectivas ( $\sigma$ , $\sigma'$ )**

Para lograr efectuar el cálculo de las tensiones totales y efectivas se consideró un peso volumétrico del estrato según los resultados mostrados en la Tabla 57 y 58; y un peso volumétrico del agua (1000 kg/cm<sup>3</sup>) para el SPT 01 y 02. Asimismo, se utilizó la Ecuación 1, 2 y 3 descritas en el Capítulo I: Marco Teórico.

En la Tabla 59, se aprecia que los valores de los pesos volumétricos cambian de acuerdo a la profundidad del estrato, por lo tanto, los resultados de las tensiones verticales totales y efectivas es directamente proporcional al cambio del peso volumétrico y la profundidad de análisis. Además, se consideró la unidad de kPa.

**Tabla 59**

*Cálculo de los Esfuerzos Verticales Totales y Efectivos, Según el RNE E.050*

SPT 01					SPT 02				
Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	$\mu$ (kPa)	$\sigma'$ (kPa)	Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	$\sigma$ (kPa)	$\mu$ (kPa)	$\sigma'$ (kPa)
1900	0.450	8.388	4.415	3.973	1900	0.450	8.388	4.415	3.973
	0.900	16.775	8.829	7.946		0.900	16.775	8.829	7.946
	1.350	24.765	13.244	11.522		1.350	25.163	13.244	11.919
	1.800	33.020	17.658	15.362		1.800	34.433	17.658	16.775
1870	2.250	41.276	22.073	19.203	1950	2.250	43.041	22.073	20.969
	2.700	49.531	26.487	23.044		2.700	51.650	26.487	25.163
	3.150	57.786	30.902	26.884		3.150	60.258	30.902	29.356
	3.600	66.041	35.316	30.725		3.600	68.866	35.316	33.550
1810	4.050	71.912	39.731	32.182	1960	4.050	77.474	39.731	37.744
	4.500	79.902	44.145	35.757		4.500	86.524	44.145	42.379
	4.950	87.893	48.560	39.333		4.950	95.177	48.560	46.617
	5.400	93.764	52.974	40.790		5.400	103.829	52.974	50.855
	5.850	101.578	57.389	44.189		5.850	112.481	57.389	55.093
	6.300	109.391	61.803	47.588		6.300	109.886	61.803	48.083
	6.750	117.205	66.218	50.987		6.750	117.735	66.218	51.517
	7.200	125.019	70.632	54.387		7.200	125.584	70.632	54.952
1770	7.650	132.832	75.047	57.786	1778	7.650	133.433	75.047	58.386
	8.100	140.646	79.461	61.185		8.100	141.282	79.461	61.821
	8.550	148.460	83.876	64.584		8.550	149.131	83.876	65.255
	9.000	156.273	88.290	67.983		9.000	156.980	88.290	68.690

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Bishop, & Bligh, 1963; Terzaghi, et al., 1996, p. 84.

### b) Presión de Sobrecarga ( $C_N$ )

Una vez determinado las tensiones verticales totales y efectivas, se procedió a efectuar el cálculo del factor de corrección por presión de sobrecarga para el SPT 01 y 02. Para determinar el cálculo, se consideró la Ecuación 6 definida en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 60**

*Cálculo del Factor de Corrección  $C_N$ , Según el RNE E.050*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$C_N$	Profundidad (m)	$C_N$
0.45	1.700	0.45	1.700
0.90	1.700	0.9	1.700
1.35	1.700	1.35	1.700
1.80	1.700	1.8	1.700
2.25	1.700	2.25	1.700
2.70	1.700	2.7	1.700
3.15	1.700	3.15	1.700
3.60	1.700	3.6	1.700
4.05	1.700	4.05	1.628
4.50	1.672	4.5	1.536
4.95	1.594	4.95	1.465
5.40	1.566	5.4	1.402
5.85	1.504	5.85	1.347
6.30	1.450	6.3	1.442
6.75	1.400	6.75	1.393
7.20	1.356	7.2	1.349
7.65	1.315	7.65	1.309
8.10	1.278	8.1	1.272
8.55	1.244	8.55	1.238
9.00	1.213	9	1.207

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

Según la Tabla 60, los resultados mostrados en referencia al cálculo del factor de corrección  $C_N$ , son valores adimensionales y no se considera resultados mayores a 1.7 indicado en la Figura 17, según Youd, et al., (2001).

**c) Valor Normalizado del Índice N del Ensayo SPT Para una Energía Útil del 60% de la Nominal, ( $N_{60}$ )**

Para realizar el cálculo de los valores  $N_{60}$  para el SPT 01 y 02, se procedió a definir los valores de corrección según las características propias de los equipos utilizados, tal como el factor de relación de energía ( $C_E$ ), diámetro de la tubería ( $C_B$ ), longitud de varillaje ( $C_R$ ) y el método de muestra ( $C_S$ ); además estos valores se obtuvieron haciendo uso de la Tabla 2 especificada en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 61**

*Cálculo del  $N_{60}$  Para el SPT 01, Según el RNE E.050*

<b>SPT 01</b>						
<b>Profundidad (m)</b>	<b><math>C_E</math></b>	<b><math>C_B</math></b>	<b><math>C_R</math></b>	<b><math>C_S</math></b>	<b><math>N_m</math></b>	<b><math>N_{60}</math></b>
0.45	1.143	1.00	0.75	1.00	2.00	1.715
0.90	1.143	1.00	0.75	1.00	3.00	2.572
1.35	1.143	1.00	0.75	1.00	4.00	3.429
1.80	1.143	1.00	0.75	1.00	8.00	6.858
2.25	1.143	1.00	0.75	1.00	13.00	11.144
2.70	1.143	1.00	0.75	1.00	17.00	14.573
3.15	1.143	1.00	0.75	1.00	20.00	17.145
3.60	1.143	1.00	0.75	1.00	18.00	15.431
4.05	1.143	1.00	0.85	1.00	14.00	13.602
4.50	1.143	1.00	0.85	1.00	13.00	12.630
4.95	1.143	1.00	0.85	1.00	20.00	19.431
5.40	1.143	1.00	0.85	1.00	66.00	64.122
5.85	1.143	1.00	0.85	1.00	49.00	47.606
6.30	1.143	1.00	0.85	1.00	70.00	68.009
6.75	1.143	1.00	0.95	1.00	63.00	68.409
7.20	1.143	1.00	0.95	1.00	61.00	66.237
7.65	1.143	1.00	0.95	1.00	59.00	64.065
8.10	1.143	1.00	0.95	1.00	55.00	59.722
8.55	1.143	1.00	0.95	1.00	50.00	54.293
9.00	1.143	1.00	0.95	1.00	55.00	59.722

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

En la Tabla 61, los resultados mostrados en referencia al cálculo del  $N_{60}$ ; representan características propias acorde a los valores de corrección y por los números de golpes realizados para cada profundidad de evaluación del estrato, según el SPT 01.

**Tabla 62**

*Cálculo del  $N_{60}$  Para el SPT 02, Según el RNE E.050*

<b>SPT 02</b>						
<b>Profundidad (m)</b>	<b><math>C_E</math></b>	<b><math>C_B</math></b>	<b><math>C_R</math></b>	<b><math>C_S</math></b>	<b><math>N_m</math></b>	<b><math>N_{60}</math></b>
0.45	1.143	1.00	0.75	1.00	3.00	2.572
0.90	1.143	1.00	0.75	1.00	4.00	3.429
1.35	1.143	1.00	0.75	1.00	5.00	4.286
1.80	1.143	1.00	0.75	1.00	9.00	7.715
2.25	1.143	1.00	0.75	1.00	17.00	14.573
2.70	1.143	1.00	0.75	1.00	28.00	24.003
3.15	1.143	1.00	0.75	1.00	32.00	27.432
3.60	1.143	1.00	0.75	1.00	47.00	40.291
4.05	1.143	1.00	0.85	1.00	63.00	61.208

4.50	1.143	1.00	0.85	1.00	50.00	48.578
4.95	1.143	1.00	0.85	1.00	54.00	52.464
5.40	1.143	1.00	0.85	1.00	49.00	47.606
5.85	1.143	1.00	0.85	1.00	61.00	59.265
6.30	1.143	1.00	0.85	1.00	44.00	42.748
6.75	1.143	1.00	0.95	1.00	31.00	33.661
7.20	1.143	1.00	0.95	1.00	30.00	32.576
7.65	1.143	1.00	0.95	1.00	39.00	42.348
8.10	1.143	1.00	0.95	1.00	35.00	38.005
8.55	1.143	1.00	0.95	1.00	33.00	35.833
9.00	1.143	1.00	0.95	1.00	36.00	39.091

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

En la Tabla 62, los resultados mostrados en referencia al cálculo del  $N_{60}$ ; representan características propias acorde a los valores de corrección y por los números de golpes realizados para cada profundidad de evaluación del estrato, según el SPT 02.

**d) Valor del Índice N del Ensayo SPT, Normalizado Para Una Energía Útil del 60% de la Nominal, a una Presión Efectiva Vertical de 1 Kg/cm<sup>2</sup>, ( $N_1$ )<sub>60</sub>**

Posteriormente de la determinación de los factores de corrección para el SPT 01 y 02, se procedió a calcular los valores normalizados mediante el uso de la Ecuación 4 descrita en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 63**

*Cálculo del ( $N_1$ )<sub>60</sub> Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	( $N_1$ ) <sub>60</sub>	Profundidad (m)	( $N_1$ ) <sub>60</sub>
0.45	2.915	0.45	4.372
0.90	4.372	0.90	5.829
1.35	5.829	1.35	7.287
1.80	11.659	1.80	13.116
2.25	18.945	2.25	24.775
2.70	24.775	2.70	40.805
3.15	29.147	3.15	46.634
3.60	26.232	3.60	68.494
4.05	23.123	4.05	99.628
4.50	21.122	4.50	74.621
4.95	30.982	4.95	76.840
5.40	100.400	5.40	66.757
5.85	71.615	5.85	79.845

6.30	98.586	6.30	61.649
6.75	95.803	6.75	46.898
7.20	89.816	7.20	43.944
7.65	84.277	7.65	55.422
8.10	76.350	8.10	48.336
8.55	67.558	8.55	44.358
9.00	72.432	9.00	47.166

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

En la Tabla 63, se considera que los resultados normalizados  $(N_1)_{60} \geq 30$  las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables; según Youd et al., 2001, p. 820.

**e) Factor de Corrección Rígido Deformable, (rd)**

Por último, para determinar el factor de corrección rígido deformable (rd) se utilizó la Ecuación 10, no obstante, solo se consideró el análisis para una profundidad de 0.45 m - 4.50 m en el SPT 01; asimismo, una profundidad de 0.45 m – 2.25 m en el SPT 02; porque cumplen con la condición de  $(N_1)_{60} \leq 30$  y justificados en la Tabla 63.

**Tabla 64**

*Cálculo del rd Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	rd	Profundidad (m)	rd
0.45	0.9985	0.45	0.9985
0.90	0.9951	0.90	0.9951
1.35	0.9916	1.35	0.9916
1.80	0.9881	1.80	0.9881
2.25	0.9848	2.25	0.9848
2.70	0.9816	2.70	-
3.15	0.9784	3.15	-
3.60	0.9753	3.60	-
4.05	0.9722	4.05	-
4.50	0.9691	4.50	-
4.95	-	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 819.

Haciendo referencia a la Tabla 64, estos valores determinados es una de las variables para efectuar el cálculo de la relación de esfuerzo cíclico (CSR).

### 2.4.6.3. Cálculo del Factor de Seguridad Frente a la Ocurrencia de la Licuación ( $FS_L$ ), Según el RNE E .050

#### a) Relación de Esfuerzo Cíclico (CSR)

Para efectuar el cálculo de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), se consideró una aceleración de diseño de 0.35g para el SPT 01 y 02, además, se consideró la Ecuación 7 definida en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 65**

*Cálculo de CSR Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	CSR	Profundidad (m)	CSR
0.45	0.480	0.45	0.480
0.90	0.478	0.90	0.478
1.35	0.485	1.35	0.476
1.80	0.483	1.80	0.461
2.25	0.482	2.25	0.460
2.70	0.480	2.70	-
3.15	0.478	3.15	-
3.60	0.477	3.60	-
4.05	0.494	4.05	-
4.50	0.493	4.50	-
4.95	-	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 818.

Según la Tabla 65, los resultados de la relación del esfuerzo cíclico (CSR) son directamente proporcionales a los valores de las tensiones totales y efectivas para cada análisis de la profundidad del estrato; de acuerdo con el SPT 01 y 02.

## b) Relación de Resistencia Cíclica ( $CRR_M$ )

Para realizar el cálculo de la relación de resistencia cíclica (CRR), se consideró los resultados del  $(N_1)_{60}$  comprendidos en la Tabla 63 y se utilizó la Ecuación 11. Luego, se procedió a utilizar el factor de corrección de CRR ( $FSM=1$ ) para una magnitud de 7.5 Mw definida en la Tabla 3 y se utilizó la Ecuación 12 definida en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 66**

*Cálculo de  $CRR_M$  Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$CRR_M$	Profundidad (m)	$CRR_M$
0.45	0.058	0.45	0.067
0.90	0.067	0.90	0.078
1.35	0.078	1.35	0.090
1.80	0.128	1.80	0.142
2.25	0.203	2.25	0.287
2.70	0.287	2.70	-
3.15	0.417	3.15	-
3.60	0.319	3.60	-
4.05	0.259	4.05	-
4.50	0.230	4.50	-
4.95	-	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Youd et al., 2001, p. 818.

De acuerdo con la Tabla 66, los resultados de la relación de resistencia cíclica ( $CRR_M$ ) están directamente relacionados por la resistencia a la penetración estándar de un suelo bajo una presión efectiva de  $1 \text{ kg/cm}^2$   $(N_1)_{60}$ , del mismo modo, por el factor de corrección de CRR para una magnitud diferente de 7.5 Mw y conforme con el análisis de la profundidad del estrato.



### c) Verificación del $FS_L$ Mínimo

Por último, se realizó la verificación del  $FS_L$  mínimo haciendo uso de la Tabla 4, por esta razón, se consideró los resultados del CSR y  $CRR_M$  mostrados en la Tabla 65 y 66 respectivamente. Además, se utilizó la Ecuación 13 especificada en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 67**

*Cálculo de  $FS_L$  Mínimo Para el SPT 01-02, Según el RNE E.050*

Profundidad (m)	SPT 01		Profundidad (m)	SPT 02	
	$FS_L \geq 1.25$	Descripción		$FS_L \geq 1.25$	Descripción
0.45	0.121	Si Licua	0.45	0.141	Si Licua
0.90	0.141	Si Licua	0.90	0.164	Si Licua
1.35	0.162	Si Licua	1.35	0.189	Si Licua
1.80	0.265	Si Licua	1.80	0.307	Si Licua
2.25	0.421	Si Licua	2.25	0.625	Si Licua
2.70	0.599	Si Licua	2.70	-	No Licua
3.15	0.872	Si Licua	3.15	-	No Licua
3.60	0.668	Si Licua	3.60	-	No Licua
4.05	0.524	Si Licua	4.05	-	No Licua
4.50	0.467	Si Licua	4.50	-	No Licua
4.95	-	No Licua	4.95	-	No Licua
5.40	-	No Licua	5.40	-	No Licua
5.85	-	No Licua	5.85	-	No Licua
6.30	-	No Licua	6.30	-	No Licua
6.75	-	No Licua	6.75	-	No Licua
7.20	-	No Licua	7.20	-	No Licua
7.65	-	No Licua	7.65	-	No Licua
8.10	-	No Licua	8.10	-	No Licua
8.55	-	No Licua	8.55	-	No Licua
9.00	-	No Licua	9.00	-	No Licua

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020, p. 9.

De acuerdo con la Tabla 67, los resultados obtenidos en referencia al SPT 01 y 02; no cumplen con el valor mínimo del  $FS_L=1.25$  según la categoría de la edificación clasificada como esencial (A). Por lo tanto, se representa que los estratos analizados son licuables.

#### 2.4.6.4. Cálculo de los Requerimientos Iniciales, Según la normativa NCSP-07

##### a) Tensiones Totales y Efectivas ( $\sigma$ , $\sigma'$ )

Para lograr efectuar el cálculo de las tensiones totales y efectivas se consideró un peso volumétrico del estrato según los resultados mostrados en la Tabla 57 y 58; y un peso

volumétrico del agua ( $1000 \text{ kg/cm}^3$ ) para el SPT 01 y 02. Asimismo, se utilizó la Ecuación

1, 2 y 3 descritas en el Capítulo I: Marco Teórico.

**Tabla 68**

*Cálculo de los Esfuerzos Verticales Totales y Efectivos, Según el NCSP-07*

SPT 01					SPT 02				
Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	$\sigma$ (MPa)	$\mu$ (MPa)	$\sigma'$ (Mpa)	Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	$\sigma$ (MPa)	$\mu$ (Mpa)	$\sigma'$ (MPa)
1900	0.45	0.008	0.004	0.004	1900	0.45	0.008	0.004	0.004
	0.90	0.017	0.009	0.008		0.90	0.017	0.009	0.008
	1.35	0.025	0.013	0.012		1.35	0.025	0.013	0.012
	1.80	0.033	0.018	0.015		1.80	0.034	0.018	0.017
1870	2.25	0.041	0.022	0.019	1950	2.25	0.043	0.022	0.021
	2.70	0.050	0.026	0.023		2.70	0.052	0.026	0.025
	3.15	0.058	0.031	0.027		3.15	0.060	0.031	0.029
	3.60	0.066	0.035	0.031		3.60	0.069	0.035	0.034
1810	4.05	0.072	0.040	0.032	1960	4.05	0.077	0.040	0.038
	4.50	0.080	0.044	0.036		4.50	0.087	0.044	0.042
	4.95	0.088	0.049	0.039		4.95	0.095	0.049	0.047
	5.40	0.094	0.053	0.041		5.40	0.104	0.053	0.051
1770	5.85	0.102	0.057	0.044	1778	5.85	0.112	0.057	0.055
	6.30	0.109	0.062	0.048		6.30	0.110	0.062	0.048
	6.75	0.117	0.066	0.051		6.75	0.118	0.066	0.052
	7.20	0.125	0.071	0.054		7.20	0.126	0.071	0.055
1778	7.65	0.133	0.075	0.058	1778	7.65	0.133	0.075	0.058
	8.10	0.141	0.079	0.061		8.10	0.141	0.079	0.062
	8.55	0.148	0.084	0.065		8.55	0.149	0.084	0.065
	9.00	0.156	0.088	0.068		9.00	0.157	0.088	0.069

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Bishop, & Bligh, 1963; Terzaghi, et al., 1996, p. 84.

En la Tabla 68, muestra que los valores de los pesos volumétricos cambian de acuerdo a la profundidad del estrato, por lo tanto, los resultados de las tensiones verticales totales y efectivas es directamente proporcional al cambio del peso volumétrico y la profundidad de análisis. Además, se consideró la unidad de MPa.

**b) Factor de Corrección por Efecto de la Presión Efectiva Vertical a la Cota de Realización del SPT ( $C_N$ )**

Una vez determinado las tensiones verticales totales y efectivas, se procedió a efectuar el cálculo del factor de corrección por efecto de la presión efectiva a la cota de realización

del SPT. Para determinar el cálculo, se consideró la Ecuación 15 definida en el Capítulo I:

Marco Conceptual.

**Tabla 69**

*Cálculo del Factor de Corrección  $C_N$ , Según el NCSP-07*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$C_N$	Profundidad (m)	$C_N$
0.45	1.700	0.45	1.700
0.90	1.700	0.90	1.700
1.35	1.700	1.35	1.700
1.80	1.700	1.80	1.700
2.25	1.700	2.25	1.700
2.70	1.700	2.70	1.700
3.15	1.700	3.15	1.700
3.60	1.700	3.60	1.700
4.05	1.700	4.05	1.628
4.50	1.672	4.50	1.536
4.95	1.594	4.95	1.465
5.40	1.566	5.40	1.402
5.85	1.504	5.85	1.347
6.30	1.450	6.30	1.442
6.75	1.400	6.75	1.393
7.20	1.356	7.20	1.349
7.65	1.315	7.65	1.309
8.10	1.278	8.10	1.272
8.55	1.244	8.55	1.238
9.00	1.213	9.00	1.207

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

Según la Tabla 69, los resultados mostrados en referencia al cálculo del factor de corrección  $C_N$ , son valores adimensionales y no se considera resultados mayores a 1.7, según el NCSP-07, (2008).

**c) Valor Normalizado del Índice N del Ensayo SPT Para una Energía Útil del 60% de la Nominal, ( $N_{60}$ )**

Para ejecutar el cálculo de los valores  $N_{60}$  para el SPT 01 y 02, se procedió a definir los valores de corrección según las características propias de los equipos utilizados, tal como el factor de corrección para tener en cuenta la longitud total del varillaje ( $C_L$ ) y el factor de

corrección para tener en cuenta el diámetro del sondeo ( $C_s$ ); además estos valores se obtuvieron haciendo uso de la Tabla 5 y 6; y utilizando la Ecuación 16 descrita en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 70**

*Cálculo del  $N_{60}$  Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07*

Profundidad (m)	SPT 01				Profundidad (m)	SPT 02			
	$C_L$	$C_s$	$N_{SPT}$	$N_{60}$		$C_L$	$C_s$	$N_{SPT}$	$N_{60}$
0.45	0.750	1.000	2.000	1.500	0.45	0.750	1.000	3.000	2.250
0.90	0.750	1.000	3.000	2.250	0.90	0.750	1.000	4.000	3.000
1.35	0.750	1.000	4.000	3.000	1.35	0.750	1.000	5.000	3.750
1.80	0.750	1.000	8.000	6.000	1.80	0.750	1.000	9.000	6.750
2.25	0.750	1.000	13.000	9.750	2.25	0.750	1.000	17.000	12.750
2.70	0.750	1.000	17.000	12.750	2.70	0.750	1.000	28.000	21.000
3.15	0.800	1.000	20.000	16.000	3.15	0.800	1.000	32.000	25.600
3.60	0.800	1.000	18.000	14.400	3.60	0.800	1.000	47.000	37.600
4.05	0.850	1.000	14.000	11.900	4.05	0.850	1.000	63.000	53.550
4.50	0.850	1.000	13.000	11.050	4.50	0.850	1.000	50.000	42.500
4.95	0.850	1.000	20.000	17.000	4.95	0.850	1.000	54.000	45.900
5.40	0.850	1.000	66.000	56.100	5.40	0.850	1.000	49.000	41.650
5.85	0.850	1.000	49.000	41.650	5.85	0.850	1.000	61.000	51.850
6.30	0.950	1.000	70.000	66.500	6.30	0.950	1.000	44.000	41.800
6.75	0.950	1.000	63.000	59.850	6.75	0.950	1.000	31.000	29.450
7.20	0.950	1.000	61.000	57.950	7.20	0.950	1.000	30.000	28.500
7.65	0.950	1.000	59.000	56.050	7.65	0.950	1.000	39.000	37.050
8.10	0.950	1.000	55.000	52.250	8.10	0.950	1.000	35.000	33.250
8.55	0.950	1.000	50.000	47.500	8.55	0.950	1.000	33.000	31.350
9.00	0.950	1.000	55.000	52.250	9.00	0.950	1.000	36.000	34.200

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

En la Tabla 70, los resultados mostrados en referencia al cálculo del  $N_{60}$ , representan características propias acorde a los valores de corrección y por los números de golpes realizados para cada profundidad de análisis del estrato, según el SPT 01 y 02.

**d) Valor del Índice N del Ensayo SPT, Normalizado Para Una Energía Útil del 60% de la Nominal, a una Presión Efectiva Vertical de 0.1 MPa,  $N_{1,60}$**

Consecutivamente de determinar los factores de corrección para el SPT 01 y 02, se procedió a calcular los valores normalizados mediante el uso de la Ecuación 14 definida en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 71**  
*Cálculo del  $N_{1,60}$  Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$N_{1,60}$	Profundidad (m)	$N_{1,60}$
0.45	2.550	0.45	3.825
0.90	3.825	0.90	5.100
1.35	5.100	1.35	6.375
1.80	10.200	1.80	11.475
2.25	16.575	2.25	21.675
2.70	21.675	2.70	35.700
3.15	27.200	3.15	43.520
3.60	24.480	3.60	63.920
4.05	20.230	4.05	87.164
4.50	18.479	4.50	65.285
4.95	27.106	4.95	67.226
5.40	87.839	5.40	58.405
5.85	62.655	5.85	69.856
6.30	96.399	6.30	60.281
6.75	83.817	6.75	41.031
7.20	78.579	7.20	38.446
7.65	73.734	7.65	48.488
8.10	66.798	8.10	42.289
8.55	59.106	8.55	38.809
9.00	63.370	9.00	41.265

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 75.

De acuerdo con la Tabla 71, los resultados mostrados se clasifican como no licuables a los suelos arenosos con un contenido de finos menor o igual que el 5% en los que el valor normalizado del índice N del ensayo SPT sea  $N_{1,60} > 30$ .

e) **Factor reductor de la tensión por efecto de la Profundidad (rd)**

Por último, para determinar el factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad (rd) se utilizó la Ecuación 18, no obstante, solo se consideró el análisis para una profundidad de 0.45 m - 4.95 m en el SPT 01; asimismo, también, una profundidad de 0.45 m – 2.25 m en el SPT 02; porque cumplen con la condición de  $(N_1)_{60} \leq 30$  y justificados en la Tabla 71.

**Tabla 72**

*Cálculo del rd Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	rd	Profundidad (m)	rd
0.45	0.997	0.45	0.9966
0.90	0.993	0.90	0.9931
1.35	0.990	1.35	0.9897
1.80	0.986	1.80	0.9862
2.25	0.983	2.25	0.9828
2.70	0.979	2.70	-
3.15	0.976	3.15	-
3.60	0.972	3.60	-
4.05	0.969	4.05	-
4.50	0.966	4.50	-
4.95	0.962	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

En la Tabla 72, los valores determinados es una de las variables para efectuar el cálculo de la tensión tangencial provocada por el terremoto ( $\tau_E$ ).

### 2.4.6.5. Cálculo del Factor de Seguridad Frente a la Ocurrencia de la Licuación ( $F_L$ ), Según la normativa NCSP-07

#### a) Tensión Tangencial Provocada por el Terremoto ( $\tau_E$ )

Para efectuar el cálculo de la tensión tangencial provocada por el terremoto ( $\tau_E$ ), se consideró una aceleración de diseño de 0.35g para el SPT 01 y 02, además, se utilizó la Ecuación 17 especificada en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 73**

*Cálculo de  $\tau_E$  Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$\tau_E$	Profundidad (m)	$\tau_E$
0.45	0.002	0.45	0.002
0.90	0.004	0.90	0.004
1.35	0.006	1.35	0.006
1.80	0.007	1.80	0.008
2.25	0.009	2.25	0.010
2.70	0.011	2.70	-
3.15	0.013	3.15	-
3.60	0.015	3.60	-
4.05	0.016	4.05	-
4.50	0.018	4.50	-
4.95	0.019	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

Según la Tabla 73, los resultados de la tensión tangencial provocada por el terremoto ( $\tau_E$ ) son directamente proporcionales a los valores de las tensiones totales y efectivas para cada análisis de la profundidad del estrato; de acuerdo con el SPT 01 y 02.

#### b) Tensión Tangencial Crítica ( $\tau_L$ )

Para determinar la tensión tangencial crítica ( $\tau_L$ ) se utilizó la Ecuación 20, por este motivo, primero se empleó la Ecuación 21 y se consideró un factor definido por el coeficiente

de contribución ( $K_M=1.5$ ). Además se empleó la Figura 20 para determinar el valor normalizado de la tensión tangencial crítica ( $R_{L1}$ ) descrita en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 74**  
*Cálculo de  $\tau_L$  Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$\tau_L$	Profundidad (m)	$\tau_L$
0.45	0.001	0.45	0.001
0.90	0.001	0.90	0.002
1.35	0.002	1.35	0.003
1.80	0.005	1.80	0.006
2.25	0.008	2.25	0.014
2.70	0.016	2.70	-
3.15	0.018	3.15	-
3.60	0.021	3.60	-
4.05	0.022	4.05	-
4.50	0.024	4.50	-
4.95	0.027	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

De acuerdo con la Tabla 74, los resultados tensión tangencial crítica ( $\tau_L$ ) están directamente relacionados por el coeficiente de contribución ( $K_M=1.5$ ), asimismo, por el valor normalizado de la tensión tangencial crítica ( $R_{L1}$ ) para una energía útil del 60% de la nominal, a una presión efectiva vertical de 0,1 Mpa y conforme con el análisis de la profundidad del estrato.



### c) Verificación del $F_L$ Mínimo

Finalmente, se realizó la verificación del  $F_L$  mínimo, por este motivo, se consideró los resultados de  $\tau_E$  y  $\tau_L$  mostrados en la Tabla 73 y 74 respectivamente. Además, se utilizó la Ecuación 22 especificada en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 75**

*Cálculo de  $F_L$  Mínimo Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07*

SPT 01			SPT 02		
Profundidad (m)	$F_L$	Descripción	Profundidad (m)	$F_L$	Descripción
0.45	0.282	<b>Si Licua</b>	0.45	0.282	<b>Si Licua</b>
0.90	0.314	<b>Si Licua</b>	0.90	0.409	<b>Si Licua</b>
1.35	0.403	<b>Si Licua</b>	1.35	0.473	<b>Si Licua</b>
1.80	0.622	<b>Si Licua</b>	1.80	0.717	<b>Si Licua</b>
2.25	0.905	<b>Si Licua</b>	2.25	1.471	<b>Si Licua</b>
2.70	1.409	<b>Si Licua</b>	2.70	-	<b>No Licua</b>
3.15	1.414	<b>Si Licua</b>	3.15	-	<b>No Licua</b>
3.60	1.419	<b>Si Licua</b>	3.60	-	<b>No Licua</b>
4.05	1.370	<b>Si Licua</b>	4.05	-	<b>No Licua</b>
4.50	1.375	<b>Si Licua</b>	4.50	-	<b>No Licua</b>
4.95	1.380	<b>Si Licua</b>	4.95	-	<b>No Licua</b>
5.40	-	<b>No Licua</b>	5.40	-	<b>No Licua</b>
5.85	-	<b>No Licua</b>	5.85	-	<b>No Licua</b>
6.30	-	<b>No Licua</b>	6.30	-	<b>No Licua</b>
6.75	-	<b>No Licua</b>	6.75	-	<b>No Licua</b>
7.20	-	<b>No Licua</b>	7.20	-	<b>No Licua</b>
7.65	-	<b>No Licua</b>	7.65	-	<b>No Licua</b>
8.10	-	<b>No Licua</b>	8.10	-	<b>No Licua</b>
8.55	-	<b>No Licua</b>	8.55	-	<b>No Licua</b>
9.00	-	<b>No Licua</b>	9.00	-	<b>No Licua</b>

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSP-07, 2008, p. 76.

De acuerdo con la Tabla 75, los resultados obtenidos en referencia al SPT 01 y 02; no cumplen con el valor mínimo del  $F_L=1.50$  según la condición específica del terreno de cimentación. Por lo tanto, se representa que los estratos analizados son licuables.

### 2.4.6.6. Cálculo de los Requerimientos Iniciales, Según la normativa NCSE-02

#### a) Tensiones Totales y Efectivas ( $\sigma$ , $\sigma'$ )

Para lograr efectuar el cálculo de las tensiones totales y efectivas se consideró un peso volumétrico del estrato según los resultados mostrados en la Tabla 57 y 58; y un peso volumétrico del agua ( $1000 \text{ kg/cm}^3$ ) para el SPT 01 y 02. Asimismo, se utilizó la Ecuación 1, 2 y 3 descritas en el Capítulo I: Marco Teórico.

**Tabla 76**

*Cálculo de los Esfuerzos Verticales Totales y Efectivos, Según el NCSE-02*

SPT 01					SPT 02				
Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	$\sigma$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'$ (kp/cm <sup>2</sup> )	Peso Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Prof. (m)	$\sigma$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (kp/cm <sup>2</sup> )	$\sigma'$ (kp/cm <sup>2</sup> )
1900	0.45	0.086	0.045	0.041	1900	0.45	0.086	0.045	0.041
	0.90	0.171	0.090	0.081		0.90	0.171	0.090	0.081
	1.35	0.253	0.135	0.117		1.35	0.257	0.135	0.122
	1.80	0.337	0.180	0.157		1.80	0.351	0.180	0.171
1870	2.25	0.421	0.225	0.196	1950	2.25	0.439	0.225	0.214
	2.70	0.505	0.270	0.235		2.70	0.527	0.270	0.257
	3.15	0.589	0.315	0.274		3.15	0.614	0.315	0.299
	3.60	0.673	0.360	0.313		3.60	0.702	0.360	0.342
1810	4.05	0.733	0.405	0.328	1960	4.05	0.790	0.405	0.385
	4.50	0.815	0.450	0.365		4.50	0.882	0.450	0.432
	4.95	0.896	0.495	0.401		4.95	0.971	0.495	0.475
	5.40	0.956	0.540	0.416		5.40	1.059	0.540	0.519
1770	5.85	1.036	0.585	0.451	1778	5.85	1.147	0.585	0.562
	6.30	1.115	0.630	0.485		6.30	1.121	0.630	0.490
	6.75	1.195	0.675	0.520		6.75	1.201	0.675	0.525
	7.20	1.275	0.720	0.555		7.20	1.281	0.720	0.560
1770	7.65	1.355	0.765	0.589	1778	7.65	1.361	0.765	0.595
	8.10	1.434	0.810	0.624		8.10	1.441	0.810	0.630
	8.55	1.514	0.855	0.659		8.55	1.521	0.855	0.665
	9.00	1.594	0.900	0.693		9.00	1.601	0.900	0.700

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Bishop, & Bligh, 1963; Terzaghi, et al., 1996, p. 84.

En la Tabla 76, muestra que los valores de los pesos volumétricos cambian de acuerdo a la profundidad del estrato, por lo tanto, los resultados de las tensiones verticales totales y efectivas es directamente proporcional al cambio del peso volumétrico y la profundidad de análisis. Además, se consideró la unidad de  $\text{kp/cm}^2$ .

**b) Valor del Índice N del Ensayo SPT, Normalizado Para Una Energía Útil del 60% de la Nominal, a una Presión Efectiva Vertical de 1 kp/cm<sup>2</sup>, N<sub>1,60</sub>**

Consecutivamente de determinar las tensiones verticales totales y efectivas para el SPT 01 y 02, se procedió a calcular los valores normalizados mediante el uso de la Ecuación 23 definida en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 77**  
Cálculo del N<sub>1,60</sub> Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02

SPT 01					SPT 02				
Profundidad (m)	N	$\frac{E_R}{60}$	$(\frac{1}{\sigma'})^{\frac{1}{2}}$	N <sub>1,60</sub>	Profundidad (m)	N	$\frac{E_R}{60}$	$(\frac{1}{\sigma'})^{\frac{1}{2}}$	N <sub>1,60</sub>
0.45	2.000	1.333	4.968	13.249	0.45	3.000	1.333	4.968	19.873
0.90	3.000	1.333	3.513	14.052	0.90	4.000	1.333	3.513	18.736
1.35	4.000	1.333	2.917	15.560	1.35	5.000	1.333	2.868	19.123
1.80	8.000	1.333	2.527	26.950	1.80	9.000	1.333	2.418	29.014
2.25	13.000	1.333	2.260	39.170	2.25	17.000	1.333	2.163	49.019
2.70	17.000	1.333	2.063	46.760	2.70	28.000	1.333	1.974	73.702
3.15	20.000	1.333	1.910	50.931	3.15	32.000	1.333	1.828	77.983
3.60	18.000	1.333	1.787	42.877	3.60	47.000	1.333	1.710	107.139
4.05	14.000	1.333	1.746	32.585	4.05	63.000	1.333	1.612	135.399
4.50	13.000	1.333	1.656	28.705	4.50	50.000	1.333	1.521	101.413
4.95	20.000	1.333	1.579	42.107	4.95	54.000	1.333	1.450	104.429
5.40	66.000	1.333	1.551	136.448	5.40	49.000	1.333	1.389	90.725
5.85	49.000	1.333	1.490	97.328	5.85	61.000	1.333	1.334	108.513
6.30	70.000	1.333	1.436	133.982	6.30	44.000	1.333	1.428	83.783
6.75	63.000	1.333	1.387	116.495	6.75	31.000	1.333	1.380	57.028
7.20	61.000	1.333	1.343	109.215	7.20	30.000	1.333	1.336	53.435
7.65	59.000	1.333	1.303	102.480	7.65	39.000	1.333	1.296	67.392
8.10	55.000	1.333	1.266	92.841	8.10	35.000	1.333	1.259	58.776
8.55	50.000	1.333	1.232	82.150	8.55	33.000	1.333	1.226	53.939
9.00	55.000	1.333	1.201	88.077	9.00	36.000	1.333	1.195	57.353

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: NCSE-02, 2009, p. 60.

De acuerdo con la Tabla 77, los resultados mostrados se clasifican como no licuables a los suelos arenosos con un contenido de finos menor o igual que el 5% en los que el valor normalizado del índice N del ensayo SPT sea N<sub>1,60</sub> > 30.

**c) Factor reductor de la tensión por efecto de la Profundidad (rd)**

Por último, para determinar el factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad (rd) se utilizó la Ecuación 25, no obstante, solo se consideró el análisis para una profundidad de 0.45 m – 1.80 m en el SPT 01; asimismo, también, una profundidad de 0.45 m – 1.80 m en el SPT 02; porque cumplen con la condición de  $(N_1)_{60} \leq 30$  y justificados en la Tabla 77.

**Tabla 78**

*Cálculo del rd Para el SPT 01-02, Según el NCSP-07*

<b>SPT 01-02</b>	
<b>Profundidad (m)</b>	<b>rd</b>
0.45	0.993
0.90	0.987
1.35	0.980
1.80	0.973
2.25	-
2.70	-
3.15	-
3.60	-
4.05	-
4.50	-
4.95	-
5.40	-
5.85	-
6.30	-
6.75	-
7.20	-
7.65	-
8.10	-
8.55	-
9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSE-02, 2009, p. 60.

En la Tabla 78, los valores determinados es una de las variables para efectuar el cálculo de la tensión tangencial equivalente al terremoto ( $\tau_E$ ).

### 2.4.6.7. Cálculo del Factor de Seguridad Frente a la Ocurrencia de la Licuación, Según la normativa NCSE-02

#### a) Tensión Tangencial Equivalente al Terremoto ( $\tau_E$ )

Para efectuar el cálculo de la tensión tangencial provocada por el terremoto ( $\tau_E$ ), se consideró una aceleración de diseño de 0.35g para el SPT 01 y 02, además, se utilizó la Ecuación 17 especificada en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 79**

*Cálculo de  $\tau_E$  Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$\tau_E$	Profundidad (m)	$\tau_E$
0.45	0.019	0.45	0.019
0.90	0.038	0.90	0.038
1.35	0.056	1.35	0.057
1.80	0.075	1.80	0.078
2.25	-	2.25	-
2.70	-	2.70	-
3.15	-	3.15	-
3.60	-	3.60	-
4.05	-	4.05	-
4.50	-	4.50	-
4.95	-	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSE-02, 2009, p. 60.

Según la Tabla 79, los resultados de la tensión tangencial equivalente al terremoto ( $\tau_E$ ) son directamente proporcionales a los valores de las tensiones totales y efectivas para cada análisis de la profundidad del estrato; de acuerdo con el SPT 01 y 02.

#### b) Resistencia del Terreno a la Licuación ( $R_L$ )

Para determinar la resistencia del terreno a la licuación ( $R_L$ ) se utilizó la Ecuación 26, por este motivo, primero se empleó la Ecuación 27 y se consideró un factor definido por el

coeficiente de contribución ( $K_M=1.5$ ). Además se utilizó la Figura 21 para determinar el valor del factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad ( $R_1$ ) descrita en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**Tabla 80**

*Cálculo de  $R_L$  Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02*

SPT 01		SPT 02	
Profundidad (m)	$R_L$	Profundidad (m)	$R_L$
0.45	0.015	0.45	0.023
0.90	0.030	0.90	0.046
1.35	0.046	1.35	0.069
1.80	0.106	1.80	0.115
2.25	-	2.25	-
2.70	-	2.70	-
3.15	-	3.15	-
3.60	-	3.60	-
4.05	-	4.05	-
4.50	-	4.50	-
4.95	-	4.95	-
5.40	-	5.40	-
5.85	-	5.85	-
6.30	-	6.30	-
6.75	-	6.75	-
7.20	-	7.20	-
7.65	-	7.65	-
8.10	-	8.10	-
8.55	-	8.55	-
9.00	-	9.00	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSE-02, 2009, p. 60.

De acuerdo con la Tabla 80, los resultados tensión tangencial crítica ( $R_L$ ) están directamente relacionados por el coeficiente de contribución ( $K_M=1.5$ ), asimismo, por el valor del factor reductor de la tensión por efecto de la profundidad ( $R_1$ ) para una energía útil del 60% de la nominal, a una presión efectiva vertical de  $1 \text{ kp/cm}^2$  y conforme con el análisis de la profundidad del estrato.

c) **Verificación de Seguridad Ante la Licuación ( $\tau_E \leq R_L/1.5$ )**

Finalmente, se realizó la verificación del  $F_L$  mínimo, por este motivo, se consideró los resultados de  $\tau_E$  y  $R_L$  mostrados en la Tabla 79 y 80 respectivamente. Además, se utilizó la Ecuación 28 especificada en el Capítulo I: Marco Conceptual

**Tabla 81**

*Verificación de Seguridad Ante la Licuación Para el SPT 01-02, Según el NCSE-02*

Profundidad (m)	SPT 01			Profundidad (m)	SPT 02		
	$\tau_E$	$R_L/1.5$	Descripción		$\tau_E$	$R_L/1.5$	Descripción
0.45	0.019	0.010	<b>Si Licua</b>	0.45	0.019	0.015	<b>Si Licua</b>
0.90	0.038	0.020	<b>Si Licua</b>	0.90	0.038	0.031	<b>Si Licua</b>
1.35	0.056	0.031	<b>Si Licua</b>	1.35	0.057	0.046	<b>Si Licua</b>
1.80	0.075	0.070	<b>Si Licua</b>	1.80	0.078	0.077	<b>Si Licua</b>
2.25	-	-	<b>No Licua</b>	2.25	-	-	<b>No Licua</b>
2.70	-	-	<b>No Licua</b>	2.70	-	-	<b>No Licua</b>
3.15	-	-	<b>No Licua</b>	3.15	-	-	<b>No Licua</b>
3.60	-	-	<b>No Licua</b>	3.60	-	-	<b>No Licua</b>
4.05	-	-	<b>No Licua</b>	4.05	-	-	<b>No Licua</b>
4.50	-	-	<b>No Licua</b>	4.50	-	-	<b>No Licua</b>
4.95	-	-	<b>No Licua</b>	4.95	-	-	<b>No Licua</b>
5.40	-	-	<b>No Licua</b>	5.40	-	-	<b>No Licua</b>
5.85	-	-	<b>No Licua</b>	5.85	-	-	<b>No Licua</b>
6.30	-	-	<b>No Licua</b>	6.30	-	-	<b>No Licua</b>
6.75	-	-	<b>No Licua</b>	6.75	-	-	<b>No Licua</b>
7.20	-	-	<b>No Licua</b>	7.20	-	-	<b>No Licua</b>
7.65	-	-	<b>No Licua</b>	7.65	-	-	<b>No Licua</b>
8.10	-	-	<b>No Licua</b>	8.10	-	-	<b>No Licua</b>
8.55	-	-	<b>No Licua</b>	8.55	-	-	<b>No Licua</b>
9.00	-	-	<b>No Licua</b>	9.00	-	-	<b>No Licua</b>

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NCSE-02, 2009, p. 60.

De acuerdo con la Tabla 81, los resultados obtenidos en referencia al SPT 01 y 02; no cumplen con la condición de la disposición de suficiente seguridad ante la licuación si, a todas las profundidades, se verifica que:  $\tau_E \leq R_L/1.5$ . Por lo tanto, se representa que los estratos analizados son licuables.

## 2.4.7. Procedimiento del Objetivo Específico N° 2

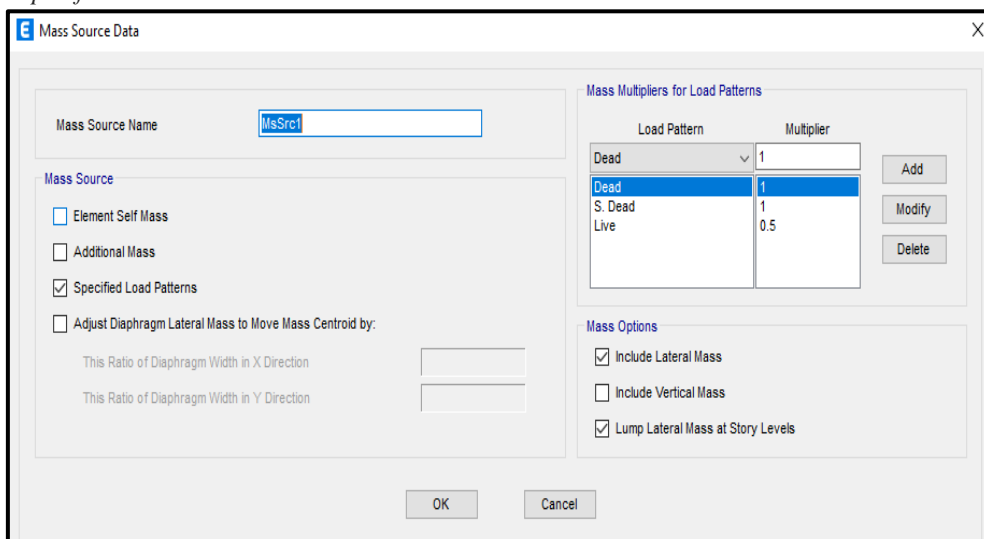
### 2.4.7.1. Análisis de la Metodología de Fuerzas Estáticas Equivalentes

#### a) Asignación de Patrones de Carga

Se asignó a los modelos de la superestructura de las edificaciones que conforman los sectores del Hospital MINSA II-2 patrones de carga, asimismo, se consideró el 100% de la carga muerta, 50% de la carga viva y 100% de la carga super dead.

**Figura 40**

*Especificación de Fuente de Masas*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 20.

En la Figura 40, evidencia la especificación de la fuente de masas que se consideró a todos los modelos de las superestructuras.

#### b) Cálculo del Coeficiente Sísmico

Después de especificar la fuente de masa, se determinó los coeficientes sísmicos para los perfiles de suelo S2 y S3, por este motivo, el valor obtenido está clasificado con los parámetros de diseño sismorresistente del RNE E.030, 2019.



**Tabla 82**

*Coefficiente Sísmico Para el Cálculo de la Fuerza Cortante Basal*

Descripción	Perfil de Suelo S2		Perfil de Suelo S3	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Sector 1	0.2156	0.2156	0.2250	0.2250
Sector 2	0.2516	0.2156	0.2625	0.2250
Sector 3	0.2516	0.2516	0.2625	0.2625
Sector 4	0.2516	0.2156	0.2625	0.2250
Sector 5	0.2156	0.2516	0.2250	0.2625
Sector 6	0.2156	0.2156	0.2250	0.2250
Sector 6-A	0.2516	0.2516	0.2625	0.2625
Sector 7	0.2516	0.2516	0.2625	0.2625
Sector 8	0.2156	0.2156	0.2250	0.2250
Sector 8-A	0.2516	0.2156	0.2625	0.2250
Sector 8-B	0.2516	0.2516	0.2625	0.2625
Sector 9	0.2516	0.2516	0.2625	0.2625

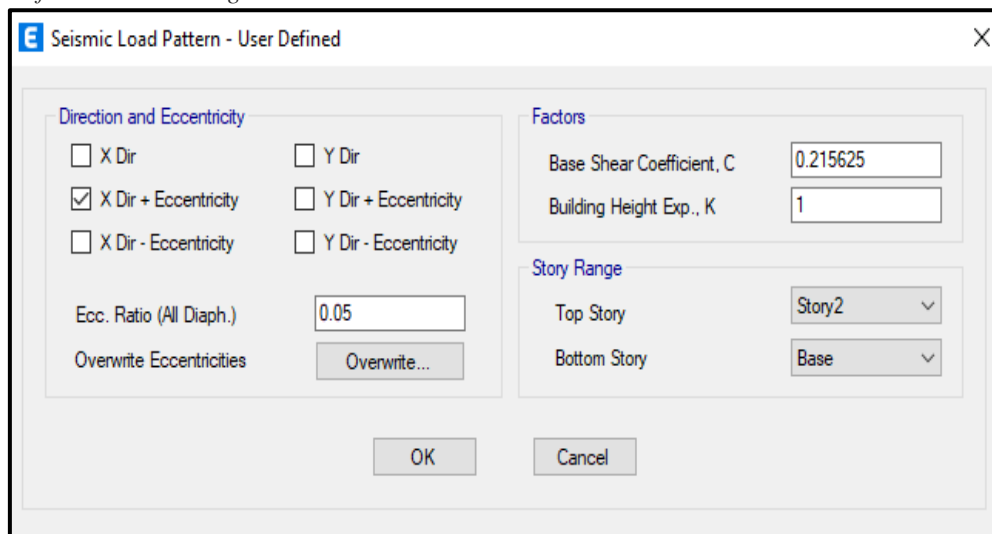
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 21.

De acuerdo con la Tabla 82, los coeficientes fueron obtenidos de acuerdo con las especificaciones de la memoria de cálculo y estudios realizados en el expediente del Hospital MINSA II-2. Además, con estos coeficientes descritos en los parámetros del RNE E.030, 2019; fueron considerados para determinar la fuerza cortante en la base y definir el espectro de diseño en el modelo de la superestructura. Finalmente, se utilizó la Ecuación 34 para efectuar el cálculo.

**Figura 41**

*Definición de la Carga Sísmica Estática en Dirección X*

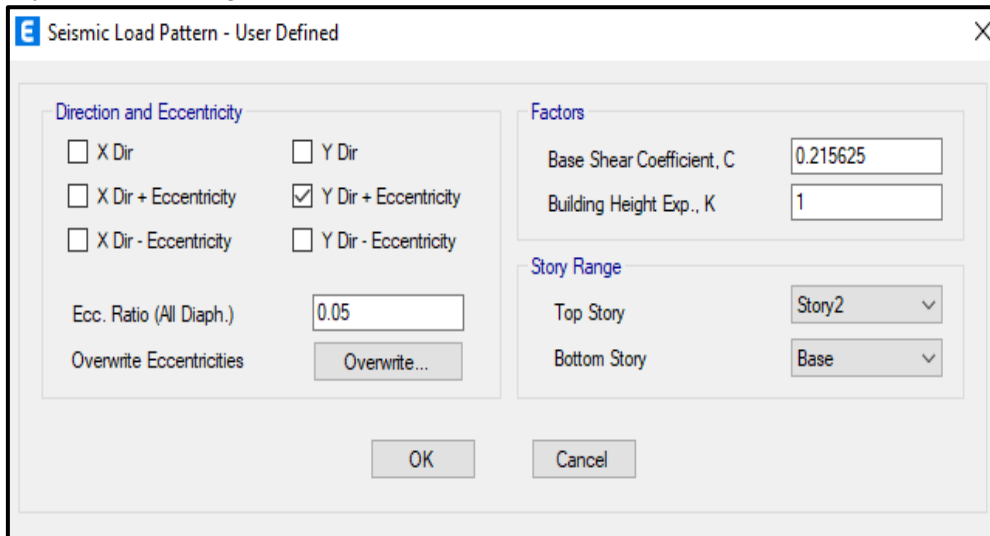


**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 21.

**Figura 42**

*Definición de la Carga Sísmica Estática en Dirección Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019, p. 21.

En la Figura 41 y 42, representa la definición de la carga sísmica en la dirección X-Y que se consideró en los modelos de las superestructuras.

#### 2.4.7.2. Análisis del Modelo IDSE, Según la Normativa NIST GCR 12-917-21

##### a) Características Geotécnicas del Suelo de Fundación

En la Tabla 83, se evidencian las propiedades geotécnicas de los suelos en estudio necesarias para efectuar el cálculo de la rigidez y amortiguamiento equivalente; los valores conseguidos se incorporaron en los modelos estructurales de las edificaciones caracterizadas con anterioridad.

**Tabla 83**

*Característica Geotécnica de un Suelo Intermedio y Blando*

Características	Perfil de Suelo	
	S2 (SM)	S3 (CL)
Peso Volumétrico (kg/m <sup>3</sup> )	1977	1996
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0.29	0.4
Velocidad de Onda de Corte Promedio $V_s$ (m/s)	180	90
Módulo de Corte Dinámico Máximo $G_0$ (MPa)	64.05	16.17

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** Planos Estructurales-Cimentación S2 del Hospital MINSA II-2.

De acuerdo con la Tabla 83, para realizar el cálculo del módulo de corte dinámico máximo ( $G_0$ ), se utilizó la Ecuación 44 descrita en el Capítulo I: Marco Conceptual.

**b) Cálculo del Módulo de Corte Efectivo (G)**

**Tabla 84**

*Módulo de Corte Efectivo (G) Para un Suelo S2*

Descripción	$\frac{S_{a-X}}{2.5}$	$\frac{S_{a-Y}}{2.5}$	Factor de Reducción (Fr)	G <sub>0</sub> (MPa)	G(MPa)
Sector 1	0.8460	0.8460			
Sector 2	0.9873	0.8460			
Sector 3	0.9873	0.9873			
Sector 4	0.9873	0.8460			
Sector 5	0.8460	0.9873			
Sector 6	0.8460	0.8460			
Sector 6-A	0.9873	0.9873	0.10	64.05	6.405
Sector 7	0.9873	0.9873			
Sector 8	0.8460	0.8460			
Sector 8-A	0.9873	0.8460			
Sector 8-B	0.9873	0.9873			
Sector 9	0.9873	0.9873			

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-10.

**Tabla 85**

*Módulo de Corte Efectivo (G) Para un Suelo S3*

Descripción	$\frac{S_{a-X}}{2.5}$	$\frac{S_{a-Y}}{2.5}$	Factor de Reducción (Fr)	G <sub>0</sub> (MPa)	G(MPa)
Sector 1	0.8829	0.8829			
Sector 2	1.0301	0.8829			
Sector 3	1.0301	1.0301			
Sector 4	1.0301	0.8829			
Sector 5	0.8829	1.0301			
Sector 6	0.8829	0.8829			
Sector 6-A	1.0301	1.0301	0.05	16.17	0.809
Sector 7	1.0301	1.0301			
Sector 8	0.8829	0.8829			
Sector 8-A	1.0301	0.8829			
Sector 8-B	1.0301	1.0301			
Sector 9	1.0301	1.0301			

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-10.

En referencia a los resultados mostrados en la Tabla 84 y 85, se consideró un factor de reducción (F<sub>r</sub>) del 0.10 para un suelo S2 y 0.05 para un suelo S3, porque, el cociente de las aceleraciones de las respuestas espectrales es mayor al valor de 0.8. Además, la clasificación del sitio es D & E respectivamente, según las características propias del suelo en análisis y se utilizó la Tabla 19 para realizar la definición.

c) **Cálculo de Rigideces**

En el presente apartado solo se evidencia el procedimiento del cálculo de las rigideces en un suelo S2 para la edificación del Sector 1, debido a que, las consideraciones para efectuar el cálculo mencionado son similares, no obstante, se presenta el cálculo efectuado para los demás sectores en la Ficha N.º 3 Resultados.

**Tabla 86**

*Rigidez Estática de Fundación en la Superficie del Suelo ( $K_{sur}$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Rigidez Estática Traslacional (Ton/m)			Rigidez Estática Rotacional (Ton-m/rad)		
	$K_z, sur$	$K_y, sur$	$K_x, sur$	$K_{zz, sur}$	$K_{yy, sur}$	$K_{xx, sur}$
ZA-1	3692.67	3105.48	2968.17	3495.77	3385.83	1564.12
ZA-2	6129.59	5031.10	4985.33	15370.47	11437.79	9819.90
ZA-3	9281.54	10311.63	10217.82	56910.66	35936.99	33813.89
ZA-4	3692.67	3105.48	2968.17	3495.77	3385.83	1564.12
ZA-5	3445.48	2807.19	2807.19	2779.86	1876.69	1876.69
ZA-6	4306.85	3508.99	3508.99	5429.41	3665.41	3665.41
ZA-7	3445.48	2807.19	2807.19	2779.86	1876.69	1876.69
ZA-8	3445.48	2807.19	2807.19	2779.86	1876.69	1876.69
ZA-9	3014.80	2456.29	2456.29	1862.29	1257.23	1257.23
ZA-10	3014.80	2456.29	2456.29	1862.29	1257.23	1257.23
ZA-11	3445.48	2807.19	2807.19	2779.86	1876.69	1876.69
ZA-12	3876.17	3158.09	3158.09	3958.04	2672.08	2672.08
ZA-13	3876.17	3158.09	3158.09	3958.04	2672.08	2672.08
ZA-14	3876.17	3158.09	3158.09	3958.04	2672.08	2672.08
ZC-1	6555.80	5554.83	5234.45	20635.11	21170.29	7637.70
ZC-2	14076.71	11870.20	11290.45	196867.17	194943.82	82761.98
ZC-3	8529.94	7109.37	6895.78	41582.95	36989.10	22053.75
ZC-4	7165.81	6031.04	5756.42	25660.25	25017.29	11282.58
ZC-5	13709.00	11357.97	11113.86	171059.20	142580.04	98854.59
ZC-6	6909.18	5837.36	5532.23	23595.68	23713.13	9452.63
ZC-7	6036.87	5189.43	4716.48	19360.46	21334.61	4102.97
ZC-8	6036.87	5189.43	4716.48	19360.46	21334.61	4102.97
ZC-9	9500.85	8216.98	7301.59	85558.98	95464.55	12462.39
ZC-10	23093.17	19364.16	18601.34	842496.83	795114.45	400878.33
ZC-11	15018.06	13081.35	11143.77	421696.07	468474.40	30199.94
ZC-12	24838.92	21236.29	19603.85	1239565.56	1338229.93	337240.71

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-11.

Según la Tabla 86, los resultados de la rigidez ( $K_{sur}$ ) se obtuvo empleando las soluciones elásticas mostrado en la Figura 27.

**Tabla 87**

*Modificadores de Rigidez Dinámica ( $\alpha_j$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Traslacional			Rotacional		
	$\alpha_z$	$\alpha_y$	$\alpha_x$	$\alpha_{zz}$	$\alpha_{yy}$	$\alpha_{xx}$
ZA-1	0.999	1.000	1.000	0.998	0.997	0.999
ZA-2	0.998	1.000	1.000	0.991	0.993	0.994
ZA-3	0.999	1.000	1.000	0.997	0.996	0.998
ZA-4	0.999	1.000	1.000	0.998	0.997	0.999
ZA-5	1.000	1.000	1.000	0.997	0.998	0.998
ZA-6	0.999	1.000	1.000	0.995	0.997	0.997
ZA-7	1.000	1.000	1.000	0.997	0.998	0.998
ZA-8	1.000	1.000	1.000	0.997	0.998	0.998
ZA-9	1.000	1.000	1.000	0.998	0.998	0.998
ZA-10	1.000	1.000	1.000	0.998	0.998	0.998
ZA-11	1.000	1.000	1.000	0.997	0.998	0.998
ZA-12	0.999	1.000	1.000	0.996	0.997	0.997
ZA-13	0.999	1.000	1.000	0.996	0.997	0.997
ZA-14	0.999	1.000	1.000	0.996	0.997	0.997
ZC-1	0.997	1.000	1.000	0.994	0.991	0.997
ZC-2	0.988	1.000	1.000	0.970	0.958	0.984
ZC-3	0.996	1.000	1.000	0.986	0.984	0.992
ZC-4	0.997	1.000	1.000	0.991	0.988	0.996
ZC-5	0.990	1.000	1.000	0.964	0.962	0.977
ZC-6	0.997	1.000	1.000	0.992	0.990	0.996
ZC-7	0.998	1.000	1.000	0.996	0.994	0.998
ZC-8	0.998	1.000	1.000	0.996	0.994	0.998
ZC-9	0.995	1.000	1.000	0.992	0.990	0.997
ZC-10	0.971	1.000	1.000	0.926	0.900	0.953
ZC-11	0.988	1.000	1.000	0.986	0.986	0.996
ZC-12	0.964	1.000	1.000	0.938	0.905	0.968

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-13.

En la Tabla 87, los resultados sobre los modificadores de rigidez dinámica ( $\alpha_j$ ) se obtuvo empleando las ecuaciones evidenciadas en la Figura 29.

**Tabla 88**

*Modificadores de Empotramiento ( $\eta_j$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Traslacional			Rotacional		
	$\eta_z$	$\eta_y$	$\eta_x$	$\eta_{zz}$	$\eta_{yy}$	$\eta_{xx}$
ZA-1	1.776	2.616	2.616	5.415	4.304	7.480
ZA-2	1.517	2.050	2.050	3.735	3.165	3.463
ZA-3	1.677	2.408	2.408	4.794	3.590	5.977
ZA-4	1.776	2.616	2.616	5.415	4.304	7.480
ZA-5	1.827	2.653	2.653	5.613	7.042	7.042
ZA-6	1.692	2.383	2.383	4.774	5.167	5.167

ZA-7	1.827	2.653	2.653	5.613	7.042	7.042
ZA-8	1.827	2.653	2.653	5.613	7.042	7.042
ZA-9	1.920	2.840	2.840	6.202	8.585	8.585
ZA-10	1.920	2.840	2.840	6.202	8.585	8.585
ZA-11	1.827	2.653	2.653	5.613	7.042	7.042
ZA-12	1.752	2.505	2.505	5.149	5.959	5.959
ZA-13	1.752	2.505	2.505	5.149	5.959	5.959
ZA-14	1.752	2.505	2.505	5.149	5.959	5.959
ZC-1	1.499	2.033	2.033	3.702	2.628	3.818
ZC-2	1.267	1.556	1.556	2.334	1.684	1.917
ZC-3	1.394	1.818	1.818	3.044	2.205	2.654
ZC-4	1.457	1.952	1.952	3.436	2.453	3.313
ZC-5	1.270	1.556	1.556	2.327	1.685	1.816
ZC-6	1.475	1.986	1.986	3.548	2.521	3.531
ZC-7	1.577	2.148	2.148	4.229	3.072	4.873
ZC-8	1.577	2.148	2.148	4.229	3.072	4.873
ZC-9	1.432	1.827	1.827	3.348	2.514	3.328
ZC-10	1.178	1.371	1.371	1.842	1.387	1.462
ZC-11	1.357	1.629	1.629	2.908	2.306	2.700
ZC-12	1.179	1.363	1.363	1.859	1.442	1.539

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-12.

De acuerdo con la Tabla 88, los resultados sobre los modificadores de empotramiento

( $\eta_j$ ) se obtuvo empleando las ecuaciones evidenciadas en la Figura 28.

**Tabla 89**

*Rigidez Estática por Modificador de Empotramiento ( $K_{emb}$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Rigidez Estática Traslacional (Ton/m)			Rigidez Estática Rotacional (Ton-m/rad)		
	$K_{z, emb}$	$K_{y, emb}$	$K_{x, emb}$	$K_{zz, emb}$	$K_{yy, emb}$	$K_{xx, emb}$
ZA-1	6559.93	8123.72	7764.53	18929.36	14572.76	11699.30
ZA-2	9297.19	10311.63	10217.82	57415.93	36201.53	34006.65
ZA-3	7396.78	8956.86	8516.04	29071.92	21592.62	15157.05
ZA-4	6559.93	8123.72	7764.53	18929.36	14572.76	11699.30
ZA-5	6294.02	7448.85	7448.85	15603.91	13215.02	13215.02
ZA-6	7285.39	8362.49	8362.49	25919.15	18937.94	18937.94
ZA-7	6294.02	7448.85	7448.85	15603.91	13215.02	13215.02
ZA-8	6294.02	7448.85	7448.85	15603.91	13215.02	13215.02
ZA-9	5788.26	6975.63	6975.63	11550.47	10793.40	10793.40
ZA-10	5788.26	6975.63	6975.63	11550.47	10793.40	10793.40
ZA-11	6294.02	7448.85	7448.85	15603.91	13215.02	13215.02
ZA-12	6792.60	7910.39	7910.39	20380.78	15922.53	15922.53
ZA-13	6792.60	7910.39	7910.39	20380.78	15922.53	15922.53
ZA-14	6792.60	7910.39	7910.39	20380.78	15922.53	15922.53
ZC-1	9826.03	11293.71	10642.33	76388.94	55641.53	29161.23

ZC-2	17841.59	18471.76	17569.59	459531.92	328219.19	158640.54
ZC-3	11893.23	12924.44	12536.14	126568.43	81570.71	58538.92
ZC-4	10443.68	11771.55	11235.55	88171.38	61370.62	37379.69
ZC-5	17407.02	17674.24	17294.39	398004.14	240200.83	179563.22
ZC-6	10188.29	11591.40	10985.50	83716.87	59779.79	33375.03
ZC-7	9521.43	11148.29	10132.27	81877.43	65541.57	19994.45
ZC-8	9521.43	11148.29	10132.27	81877.43	65541.57	19994.45
ZC-9	13607.48	15013.49	13340.96	286438.35	240002.02	41469.67
ZC-10	27214.61	26555.54	25509.42	1552054.98	1102856.24	586106.69
ZC-11	20373.85	21303.00	18147.66	1226405.70	1080232.75	81554.33
ZC-12	29278.52	28951.61	26726.09	2304171.47	1929552.45	519031.07

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-12.

En referencia a la Tabla 89, los resultados sobre la rigidez por modificadores de empotramiento ( $K_{emb}$ ) se obtuvo empleando la Ecuación 49 y considerando los resultados evidenciados en la Tabla 86 y 88.

**Tabla 90**

*Rigidez Dinámica ( $k_j$ ) del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)		
	$k_z$	$k_y$	$k_x$	$k_{zz}$	$k_{yy}$	$k_{xx}$
ZA-1	6554.65	8123.72	7764.53	18884.85	14527.40	11685.07
ZA-2	9281.54	10311.63	10217.82	56910.66	35936.99	33813.89
ZA-3	7388.14	8956.86	8516.04	28979.11	21498.16	15132.64
ZA-4	6554.65	8123.72	7764.53	18884.85	14527.40	11685.07
ZA-5	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27
ZA-6	7280.16	8362.49	8362.49	25793.01	18875.95	18875.95
ZA-7	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27
ZA-8	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27
ZA-9	5786.23	6975.63	6975.63	11522.72	10776.04	10776.04
ZA-10	5786.23	6975.63	6975.63	11522.72	10776.04	10776.04
ZA-11	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27
ZA-12	6788.65	7910.39	7910.39	20300.22	15880.27	15880.27
ZA-13	6788.65	7910.39	7910.39	20300.22	15880.27	15880.27
ZA-14	6788.65	7910.39	7910.39	20300.22	15880.27	15880.27
ZC-1	9800.22	11293.71	10642.33	75896.79	55128.98	29070.01
ZC-2	17633.94	18471.76	17569.59	445862.89	314573.29	156091.98
ZC-3	11845.96	12924.44	12536.14	124824.11	80261.62	58076.00
ZC-4	10411.99	11771.55	11235.55	87416.06	60664.11	37212.79
ZC-5	17241.31	17674.24	17294.39	383784.39	231031.84	175503.16
ZC-6	10158.94	11591.40	10985.50	83088.76	59152.56	33249.49
ZC-7	9500.06	11148.29	10132.27	81549.46	65171.05	19962.69
ZC-8	9500.06	11148.29	10132.27	81549.46	65171.05	19962.69
ZC-9	13535.03	15013.49	13340.96	284134.86	237508.44	41352.57

ZC-10	26420.08	26555.54	25509.42	1437727.60	992034.89	558628.84
ZC-11	20136.39	21303.00	18147.66	1209567.53	1065079.72	81247.57
ZC-12	28234.31	28951.61	26726.09	2161104.27	1746637.67	502510.56

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-9.

De acuerdo con la Tabla 90, los resultados sobre la rigidez dinámica ( $k_j$ ) se obtuvo empleando la Ecuación 48 y considerando los resultados evidenciados en la Tabla 86, 87 y 88.

#### d) Cálculo del Amortiguamiento

Una vez realizado el cálculo de las rigideces, se procedió a efectuar el cálculo del amortiguamiento histérico del suelo. A continuación, se muestran los resultados obtenidos al efectuar las consideraciones establecidas en el Capítulo I: Marco Conceptual:

**Tabla 91**

*Amortiguación de Radiación Estática del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Amortiguamiento Traslacional (Ton-s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
	$\beta_z$	$\beta_y$	$\beta_x$	$\beta_{zz}$	$\beta_{yy}$	$\beta_{xx}$
ZA-1	0.05068	0.03291	0.03443	0.00019	0.00014	0.00004
ZA-2	0.08655	0.05754	0.05806	0.00066	0.00050	0.00037
ZA-3	0.06011	0.03891	0.04092	0.00033	0.00024	0.00006
ZA-4	0.05068	0.03291	0.03443	0.00019	0.00014	0.00004
ZA-5	0.04860	0.03259	0.03259	0.00008	0.00008	0.00008
ZA-6	0.06077	0.04074	0.04074	0.00015	0.00016	0.00016
ZA-7	0.04860	0.03259	0.03259	0.00008	0.00008	0.00008
ZA-8	0.04860	0.03259	0.03259	0.00008	0.00008	0.00008
ZA-9	0.04252	0.02852	0.02852	0.00005	0.00005	0.00005
ZA-10	0.04252	0.02852	0.02852	0.00005	0.00005	0.00005
ZA-11	0.04860	0.03259	0.03259	0.00008	0.00008	0.00008
ZA-12	0.05468	0.03666	0.03666	0.00011	0.00012	0.00012
ZA-13	0.05468	0.03666	0.03666	0.00011	0.00012	0.00012
ZA-14	0.05468	0.03666	0.03666	0.00011	0.00012	0.00012
ZC-1	0.08820	0.05674	0.06022	0.00107	0.00080	0.00017
ZC-2	0.19400	0.12428	0.13066	0.01091	0.00746	0.00200
ZC-3	0.11936	0.07796	0.08038	0.00229	0.00157	0.00065
ZC-4	0.09839	0.06370	0.06674	0.00141	0.00101	0.00028
ZC-5	0.19415	0.12686	0.12965	0.00913	0.00603	0.00318
ZC-6	0.09386	0.06055	0.06389	0.00126	0.00092	0.00022
ZC-7	0.07490	0.04752	0.05228	0.00072	0.00064	0.00006
ZC-8	0.07490	0.04752	0.05228	0.00072	0.00064	0.00006
ZC-9	0.11070	0.06959	0.07831	0.00244	0.00236	0.00015



ZC-10	0.32828	0.20773	0.21625	0.05001	0.02976	0.01034
ZC-11	0.15197	0.09425	0.11064	0.00703	0.00785	0.00024
ZC-12	0.33149	0.20436	0.22138	0.05747	0.03845	0.00593

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-13.

Según la Tabla 91, los resultados con base al amortiguamiento por radiación estática se obtuvieron empleando las condiciones mostradas en la Figura 30 y considerando los resultados evidenciados en la Tabla 86.

**Tabla 92**

*Amortiguación de Radiación Para Zapatas Empotradas del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Amortiguamiento Traslacional (Ton-s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
	$\beta_z$	$\beta_y$	$\beta_x$	$\beta_{zz}$	$\beta_{yy}$	$\beta_{xx}$
ZA-1	0.08578	0.08286	0.07638	0.00034	0.02567	0.04437
ZA-2	0.12290	0.11321	0.11164	0.00105	0.01854	0.02553
ZA-3	0.09679	0.09324	0.08554	0.00055	0.02084	0.04128
ZA-4	0.08578	0.08286	0.07638	0.00034	0.02567	0.04437
ZA-5	0.08114	0.07744	0.07744	0.00014	0.02778	0.03587
ZA-6	0.09483	0.08965	0.08965	0.00026	0.02440	0.03146
ZA-7	0.08114	0.07744	0.07744	0.00014	0.02778	0.03587
ZA-8	0.08114	0.07744	0.07744	0.00014	0.02778	0.03587
ZA-9	0.07403	0.07093	0.07093	0.00009	0.02969	0.03836
ZA-10	0.07403	0.07093	0.07093	0.00009	0.02969	0.03836
ZA-11	0.08114	0.07744	0.07744	0.00014	0.02778	0.03587
ZA-12	0.08806	0.08367	0.08367	0.00019	0.02602	0.03358
ZA-13	0.08806	0.08367	0.08367	0.00019	0.02602	0.03358
ZA-14	0.08806	0.08367	0.08367	0.00019	0.02602	0.03358
ZC-1	0.12776	0.12079	0.11063	0.00164	0.01291	0.03296
ZC-2	0.23453	0.19905	0.19003	0.01300	0.01336	0.01967
ZC-3	0.15801	0.14159	0.13604	0.00332	0.01293	0.02215
ZC-4	0.13753	0.12706	0.11887	0.00213	0.01322	0.02815
ZC-5	0.23250	0.19540	0.19147	0.01119	0.01361	0.01735
ZC-6	0.13331	0.12453	0.11521	0.00192	0.01291	0.03039
ZC-7	0.11633	0.11748	0.10205	0.00112	0.00992	0.04597
ZC-8	0.11633	0.11748	0.10205	0.00112	0.00992	0.04597
ZC-9	0.15650	0.15689	0.13656	0.00339	0.00646	0.03810
ZC-10	0.36703	0.28437	0.27860	0.04389	0.03637	0.03223
ZC-11	0.20413	0.20757	0.18141	0.00864	0.00859	0.03726
ZC-12	0.37426	0.29470	0.28363	0.04786	0.04225	0.03432

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-14.

En referencia a la Tabla 92, los resultados con base al amortiguamiento por radiación para zapatas empotradas se obtuvieron empleando los requerimientos mostrados en la Figura 31 y considerando los resultados evidenciados en la Tabla 89.

**Tabla 93**  
*Amortiguación Corregido (C) del Sector 1 Para un Suelo S2*

ZAPATAS DESCRIPCIÓN	Amortiguamiento Traslacional (Ton-s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
	C <sub>z</sub>	C <sub>y</sub>	C <sub>x</sub>	C <sub>zz</sub>	C <sub>yy</sub>	C <sub>xx</sub>
ZA-1	90.82	95.50	87.37	1.01	38.07	52.69
ZA-2	197.40	178.78	176.07	9.89	69.47	88.95
ZA-3	117.71	120.19	109.35	2.58	46.01	63.52
ZA-4	90.82	95.50	87.37	1.01	38.07	52.69
ZA-5	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-6	115.02	110.71	110.71	1.07	47.06	60.61
ZA-7	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-8	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-9	68.48	70.44	70.44	0.17	32.55	42.03
ZA-10	68.48	70.44	70.44	0.17	32.55	42.03
ZA-11	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-12	98.40	96.65	96.65	0.62	42.14	54.33
ZA-13	98.40	96.65	96.65	0.62	42.14	54.33
ZA-14	98.40	96.65	96.65	0.62	42.14	54.33
ZC-1	214.91	203.59	184.63	20.87	76.74	97.78
ZC-2	767.31	606.44	572.12	1082.34	664.83	343.47
ZC-3	333.64	288.14	275.49	71.05	118.18	134.46
ZC-4	249.42	228.01	211.75	31.41	87.65	107.46
ZC-5	746.94	578.36	563.91	791.99	460.70	365.88
ZC-6	234.34	217.84	199.77	26.81	83.08	103.36
ZC-7	184.47	186.78	158.78	15.20	69.89	93.30
ZC-8	184.47	186.78	158.78	15.20	69.89	93.30
ZC-9	367.23	345.26	291.07	168.17	212.53	160.62
ZC-10	1865.30	1326.94	1281.78	13709.15	6660.97	2414.88
ZC-11	728.12	652.87	538.17	1924.04	1778.65	309.33
ZC-12	2023.34	1467.12	1370.48	23112.13	14312.90	2053.95

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** NIST GCR 12-917-21, 2012, p. 2-14.

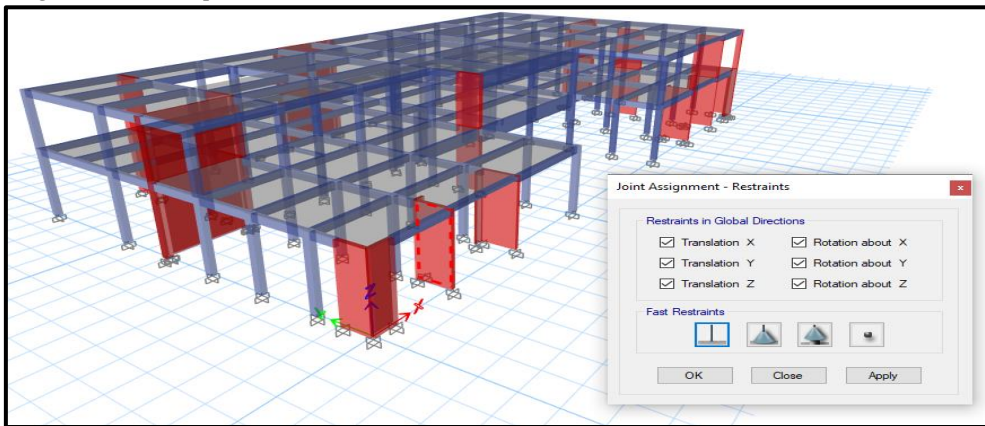
De acuerdo con la Tabla 93, los resultados con base al amortiguamiento corregido por condición superficial y efectos de confinamiento, se obtuvieron empleando las condiciones mostradas en la Figura 32 y considerando los resultados evidenciados en la Tabla 91 y 92.

### e) Asignación del Empotramiento en la Base

Una vez definido las características, componentes y especificaciones técnicas que conforma la superestructura, se asignó la condición de empotramiento en la base para los elementos estructurales. Además, se procedió a la aplicación de brazos rígidos a los elementos estructurales.

**Figura 43**

*Asignación del Empotramiento en la Base*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

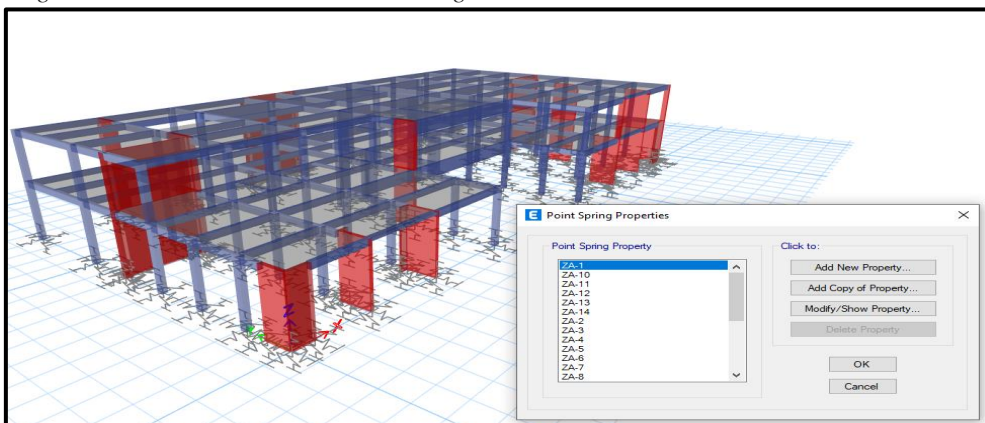
**Fuente:** RNE E.030, 2019.

En la Figura 43, para establecer los modelos con base empotrada; ingresamos a la opción Joint Assignment-Restraints, asimismo, asignamos las restricciones traslacionales y rotacionales que demanda un modelo usual con base empotrada.

### f) Asignación de la Base Flexible sin Amortiguamiento

**Figura 44**

*Asignación de la Base Flexible sin Amortiguamiento*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

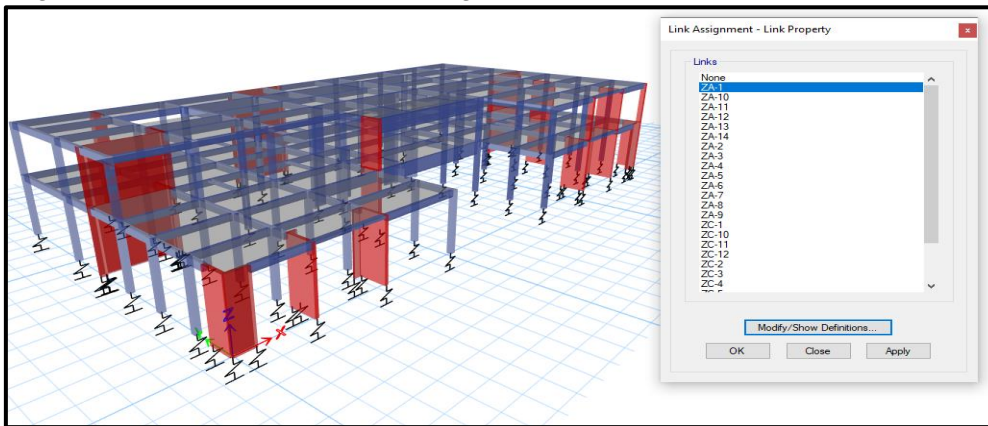
**Fuente:** RNE E.030, 2019.

En referencia a la Figura 44, para establecer a los modelos con la base flexible sin considerar el amortiguamiento; ingresamos a la opción Joint Assignment-Springs, asimismo, asignamos la rigidez dinámica correspondiente en la base de los elementos estructurales verticales. Finalmente, se procede a especificar los valores de la rigidez dinámica.

**g) Asignación de la Base Flexible con Amortiguamiento**

**Figura 45**

*Asignación de la Base Flexible con Amortiguamiento*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019.

De acuerdo con la Figura 45, para establecer los modelos con base flexible considerando el amortiguamiento; ingresamos a la opción Link Assignment-Link Property, asimismo, asignamos la rigidez dinámica y el amortiguamiento correspondiente en la base de los elementos estructurales verticales.

**2.4.8. Procedimiento del Objetivo Específico N° 3**

**2.4.8.1. Análisis de la Metodología Dinámico Modal Espectral**

**a) Cálculo de Pseudo-Aceleraciones**

Para efectuar el cálculo de las pseudo-aceleraciones en los modelos de las edificaciones, se determinó los coeficientes sísmicos para los perfiles de suelo S2 y S3, por este motivo, el valor obtenido está clasificado con los parámetros de diseño sismorresistente del RNE E.030, 2019.

**Tabla 94**

*Pseudo-Aceleraciones de las Edificaciones*

Descripción	Perfil de Suelo S2		Perfil de Suelo S3	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
Sector 1	2.1150	2.1150	2.2073	2.2073
Sector 2	2.4682	2.1150	2.5751	2.2073
Sector 3	2.4682	2.4682	2.5751	2.5751
Sector 4	2.4682	2.1150	2.5751	2.2073
Sector 5	2.1150	2.4682	2.2073	2.5751
Sector 6	2.1150	2.1150	2.2073	2.2073
Sector 6-A	2.4682	2.4682	2.5751	2.5751
Sector 7	2.4682	2.4682	2.5751	2.5751
Sector 8	2.1150	2.1150	2.2073	2.2073
Sector 8-A	2.4682	2.1150	2.5751	2.2073
Sector 8-B	2.4682	2.4682	2.5751	2.5751
Sector 9	2.4682	2.4682	2.5751	2.5751

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019. p. 24.

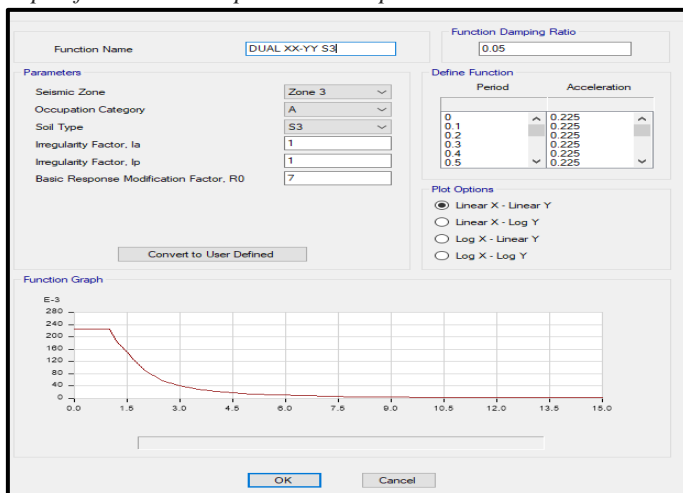
En la Tabla 94, se evidencia el cálculo de Pseudo-aceleraciones según las características propias de las edificaciones, asimismo, se utilizó la Ecuación 40 para efectuar el cálculo correspondiente.

### b) Asignación del Espectro de Respuesta

Se efectuó el desarrollo del espectro de diseño haciendo uso de la Ecuación 29, 30, 31 y 40, por lo tanto, se logró determinar los valores para graficar la aceleración espectral y posteriormente ingresar los valores determinados al programa.

**Figura 46**

*Especificación del Espectro de Respuesta en la Dirección X-Y*

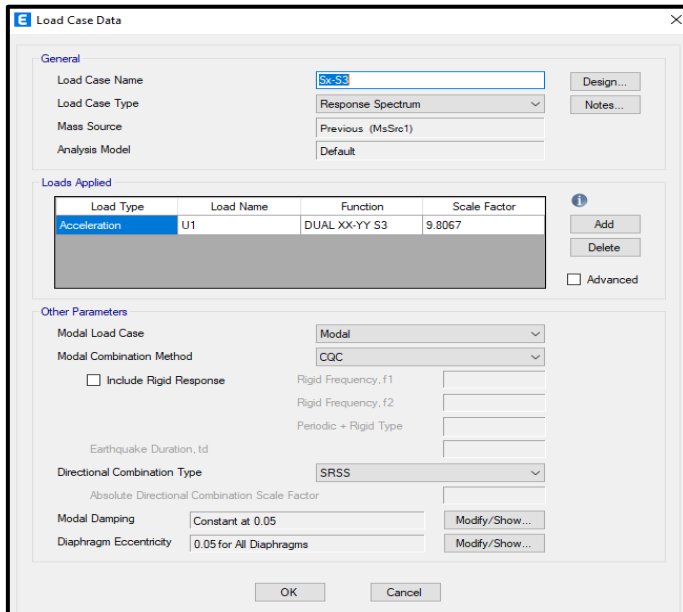


**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019. p. 24.

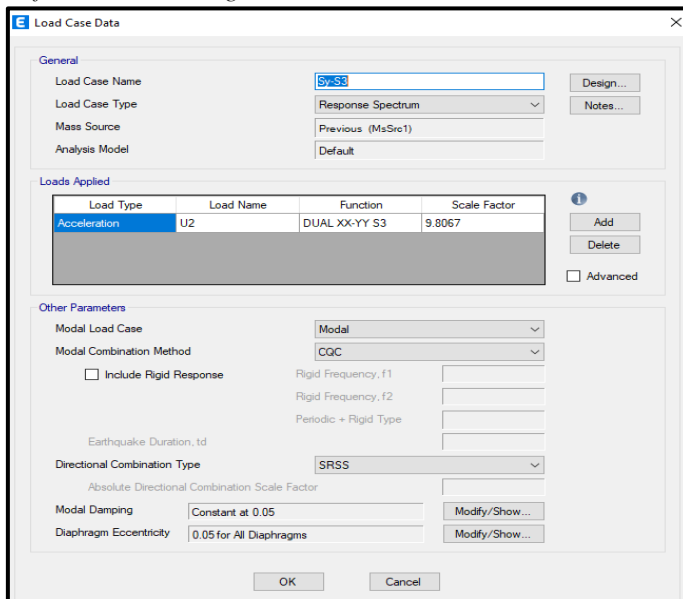
En referencia a la Figura 46, representa los valores del espectro de respuesta para realizar el análisis sísmo dinámico en la dirección X-Y en los modelos de las superestructuras. Una vez especificado el espectro de respuesta, se procedió a la descripción del sísmo dinámico para efectuar el análisis en los modelos de las superestructuras.

**Figura 47**  
*Definición de la Carga Sísmica Dinámica en Dirección X*



**Elaboración:** Propia de los Autores.  
**Fuente:** RNE E.030, 2019. p. 24.

**Figura 48**  
*Definición de la Carga Sísmica Dinámica en Dirección Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.  
**Fuente:** RNE E.030, 2019. p. 24.

### CAPÍTULO 3. RESULTADOS

#### 3.1. Resultado del Objetivo Específico N° 1

En el presente apartado se presenta el análisis del potencial de licuación mediante el estudio de la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022, utilizando los resultados obtenidos de las muestras en los ensayos de campo y laboratorio, descritos en el Capítulo II: Procedimiento.

Por lo tanto, se estandarizó la nomenclatura con la finalidad de realizar la comparación entre las tres normativas de forma explícita, disertando en todos los casos del valor de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), relación de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad ante la ocurrencia de la licuación ( $FS_L$ ).

##### 3.1.1. Potencial de Licuación: Relación de Esfuerzo Cíclico (CSR)

**Tabla 95**

*Resumen de Resultados del CSR Para el SPT 01*

Profundidad (m)	SPT 01		
	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02
0.45	0.480	0.002	0.019
0.90	0.478	0.004	0.038
1.35	0.485	0.006	0.056
1.80	0.483	0.007	0.075
2.25	0.482	0.009	-
2.70	0.480	0.011	-
3.15	0.478	0.013	-
3.60	0.477	0.015	-
4.05	0.494	0.016	-
4.50	0.493	0.018	-
4.95	-	0.019	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

De acuerdo con la Tabla 95, se evidencia el resumen de resultados de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), asimismo, el cálculo realizado se determinó por los requerimientos propios en función a la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para el SPT 01, en donde, se consideró una aceleración de diseño de 0.35g, porque, la

ubicación del proyecto se encuentra en la zonificación sísmica 3 que se muestra en la Tabla 7. Además, el cálculo de las tensiones totales, intersticiales y efectivas, se analizó con las unidades de kPa para el RNE E.050, MPa para el NCSP-07 y para el NCSE-02 en  $\text{kp/cm}^2$ .

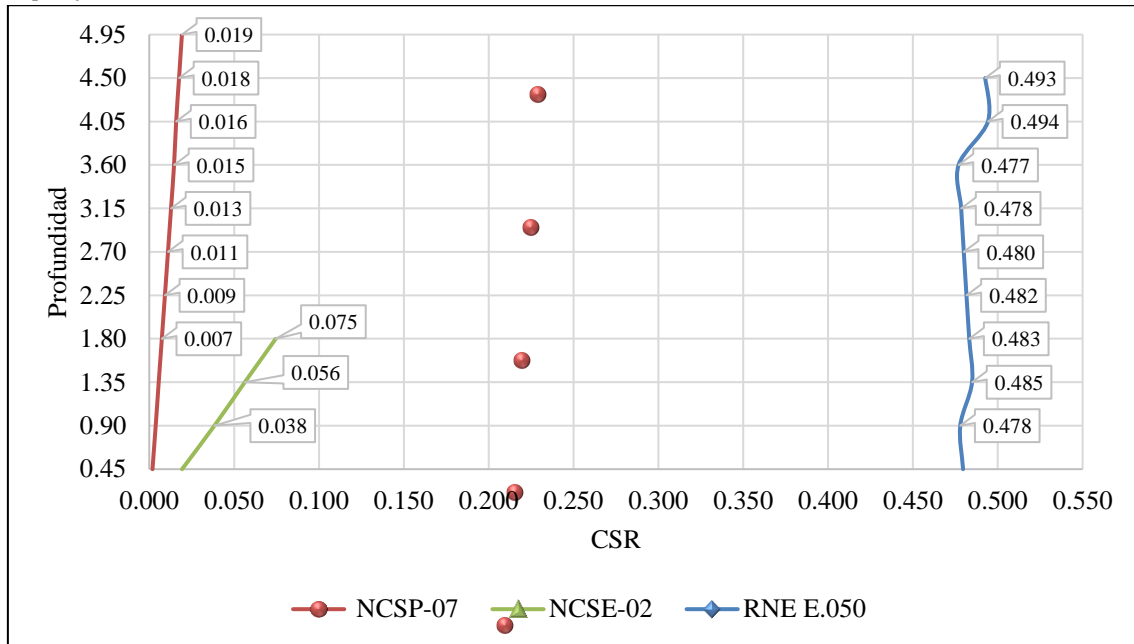
Por consiguiente, los resultados del CSR al emplear la normativa peruana (RNE E.050), se evidencia hasta una profundidad de 4.50 m, mientras que, al emplear la normativa española (NCSP-07), se evidencia hasta una profundidad de 4.95 m y al emplear la normativa española (NCSE-02), se evidencia hasta una profundidad de 1.80 m, debido a que, los resultados normalizados  $(N_1)_{60} \geq 30$ , indican que las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables, así como, se evidencia en la Tabla 63, 71 y 77 respectivamente.

Por otra parte, las expresiones son similares en las diferentes normativas del RNE E.050, NCSP-07 y NCSE-02, asimismo, se aprecian las variables y consideraciones en la Ecuación 7, 17 y 24 respectivamente. Sin embargo, existen algunas diferencias al considerar las variables en las expresiones, por ende, inducen en resultados diferentes, debido a que, la variable que depende de la profundidad de análisis, es el factor de reducción de esfuerzos ( $r_d$ ), por este motivo, el RNE E.050 y NCSP-07 tienen ratios ( $z \leq 9\text{m} \ \& \ 9\text{m} \leq z \leq 20\text{m}$ ) que consideran la profundidad, en donde, se comprueba la licuación, asimismo, se utilizó la Ecuación 10 y 18 respectivamente, no obstante, el NCSE-02 no evidencia ratios que consideran la profundidad, en donde, se comprueba la licuación, asimismo, se utilizó la Ecuación 25. Por lo tanto, los resultados del factor de reducción de esfuerzos ( $r_d$ ) efectuado por la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se muestra en la Tabla 64, 72 y 78 respectivamente, por esta razón, se evidencia una variación porcentual del -0.14% y -3.78%, al considerar la normativa española (NCSP-07 & NCSE-02) respecto a la normativa peruana (RNE E.050) a una profundidad de 9 metros.



**Figura 49**

*Especificación del CSR Para el SPT 01*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

Según en la Figura 49, representa los resultados de la demanda sísmica de la capa de suelos expresada en términos de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), en donde, se consideró una aceleración de diseño de 0.35g. Por consiguiente, CSR presenta variaciones entre las normativas consideradas, debido a que, difieren en las consideraciones del factor de reducción de esfuerzos (rd) que considera la profundidad, en donde, se comprueba la licuación.

De igual manera, Pastor, et al, (2018); Rahhal, & Zakhem, (2017); & Palacios, et al., (2017), mencionan que las normas NCSE-02 & NCSP-07 cuentan con un factor dependiente de la profundidad (rd), aunque éste es diferente en cada una de ellas, por este motivo, CSR presenta variaciones significativas entre las normativas consideradas.

**Tabla 96**

*Resumen de Resultados del CSR Para el SPT 02*

<b>SPT 02</b>			
<b>Profundidad (m)</b>	<b>RNE E.050</b>	<b>NCSP-07</b>	<b>NCSE-02</b>
0.45	0.480	0.002	0.019
0.90	0.478	0.004	0.038
1.35	0.476	0.006	0.057
1.80	0.461	0.008	0.078
2.25	0.460	0.010	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

De acuerdo con la Tabla 96, se evidencia el resumen de resultados de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), asimismo, el cálculo realizado se determinó por los requerimientos propios en función a la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para el ensayo SPT 02, en donde, se consideró una aceleración de diseño de 0.35g, porque, la ubicación del proyecto se encuentra en la zonificación sísmica 3 y se muestra en la Tabla 7. Además, el cálculo de las tensiones totales, intersticiales y efectivas, se analizó con las unidades de kPa para el RNE E.050, MPa para el NCSP-07 y para el NCSE-02 en  $\text{kp}/\text{cm}^2$ .

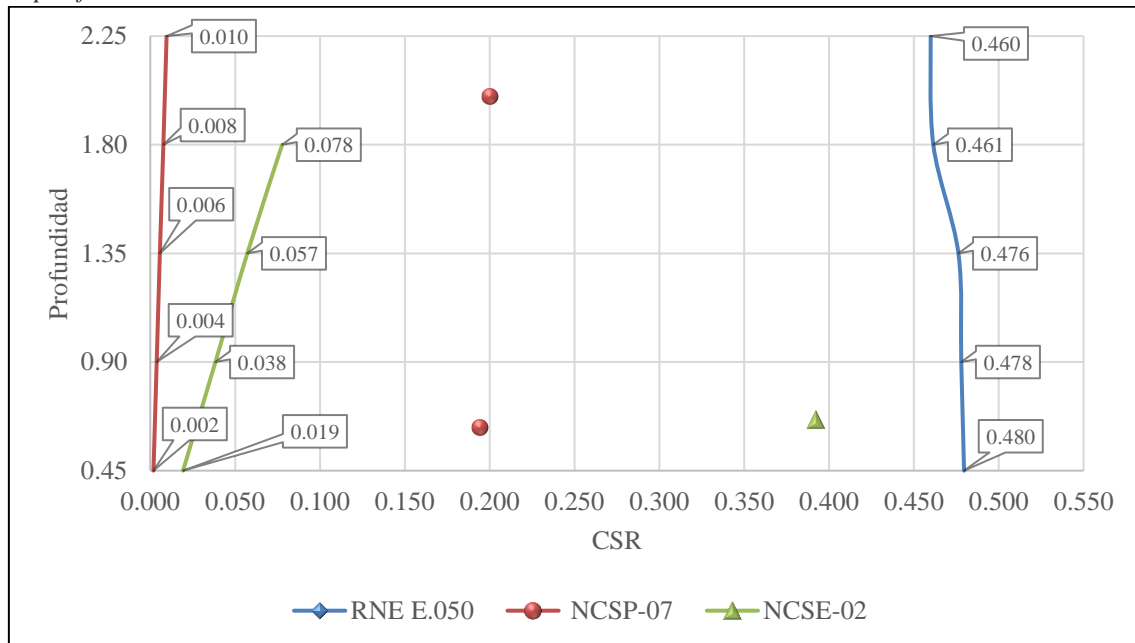
Por consiguiente, los resultados del CSR al emplear la normativa peruana (RNE E.050), se evidencia hasta una profundidad de 2.25 m, mientras que, al emplear la normativa española (NCSP-07), se evidencia hasta una profundidad de 2.25 m y al emplear la normativa española (NCSE-02), se evidencia hasta una profundidad de 1.80 m, debido a que, los resultados normalizados  $(N_1)_{60} \geq 30$ , indican que las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables, asimismo, se evidencia en la Tabla 63, 71 y 77 respectivamente.

Por otra parte, las expresiones son similares en las diferentes normativas del RNE E.050, NCSP-07 y NCSE-02, asimismo, se aprecian las variables y consideraciones en la Ecuación 7, 17 y 24 respectivamente. Sin embargo, existen algunas diferencias al considerar las variables en las expresiones, por ende, inducen en resultados diferentes, debido a que, la variable que depende de la profundidad de análisis, es el factor de reducción de esfuerzos

(rd), por este motivo, el RNE E.050 y NCSP-07 tienen ratios ( $z \leq 9\text{m} \ \& \ 9\text{m} \leq z \leq 20\text{m}$ ) que consideran la profundidad, en donde, se comprueba la licuación, asimismo, se utilizó la Ecuación 10 y 18 respectivamente, no obstante, el NCSE-02 no evidencia ratios que consideran la profundidad, en donde, se comprueba la licuación, asimismo, se utilizó la Ecuación 25. Por lo tanto, los resultados del factor de reducción de esfuerzos (rd) efectuado por la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se muestra en la Tabla 64, 72 y 78 respectivamente, por esta razón, se evidencia una variación porcentual del -0.14% y -3.78%, al considerar la normativa española (NCSP-07 & NCSE-02) respecto a la normativa peruana (RNE E.050) a una profundidad de 9 metros.

**Figura 50**

*Especificación del CSR Para el SPT 02*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

Según en la Figura 50, representa los resultados de la demanda sísmica de la capa de suelos expresada en términos de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), en donde, se consideró una aceleración de diseño de 0.35g. Por consiguiente, CSR presenta variaciones entre las normativas consideradas, debido a que, difieren en las consideraciones del factor de

reducción de esfuerzos (rd) que considera la profundidad, en donde, se comprueba la licuación.

De igual manera, Pastor, et al, (2018); Rahhal, & Zakhem, (2017); & Palacios, et al., (2017), mencionan que las normas NCSE-02 & NCSP-07 cuentan con un factor dependiente de la profundidad (rd), aunque éste es diferente en cada una de ellas, por este motivo, CSR presenta variaciones significativas entre las normativas consideradas.

### 3.1.2. Potencial de Licuación: Relación de Resistencia Cíclica (CRR)

Tabla 97

Resumen de Resultados del CRR Para el SPT 01

SPT 01			
Profundidad (m)	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02
0.45	0.058	0.001	0.015
0.9	0.067	0.001	0.030
1.35	0.078	0.002	0.046
1.80	0.128	0.005	0.106
2.25	0.203	0.008	-
2.70	0.287	0.016	-
3.15	0.417	0.018	-
3.60	0.319	0.021	-
4.05	0.259	0.022	-
4.50	0.230	0.024	-
4.95	-	0.027	-

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

De acuerdo con la Tabla 97, se evidencia el resumen de resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR), asimismo, el cálculo realizado se determinó por los requerimientos propios en función a la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para el ensayo SPT 01, en donde, se consideró un sismo de 7.5 (Mw), debido a que, se exhibe un historial sísmico de la ubicación del proyecto en el periodo de 1960-2017, además, se encuentra ubicado en la zonificación sísmica 3 que se muestra en la Tabla 7.

Por consiguiente, los resultados del CRR al emplear la normativa peruana (RNE E.050), se analiza hasta una profundidad de 4.50 m, mientras que, al emplear la normativa española (NCSP-07), se analiza hasta una profundidad de 4.95 m y al emplear la normativa

española (NCSE-02), se analiza hasta una profundidad de 1.80 m, debido a que, los resultados normalizados  $(N_1)_{60} \geq 30$ , indican que las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables, asimismo, se evidencia en la Tabla 63, 71 y 77 respectivamente.

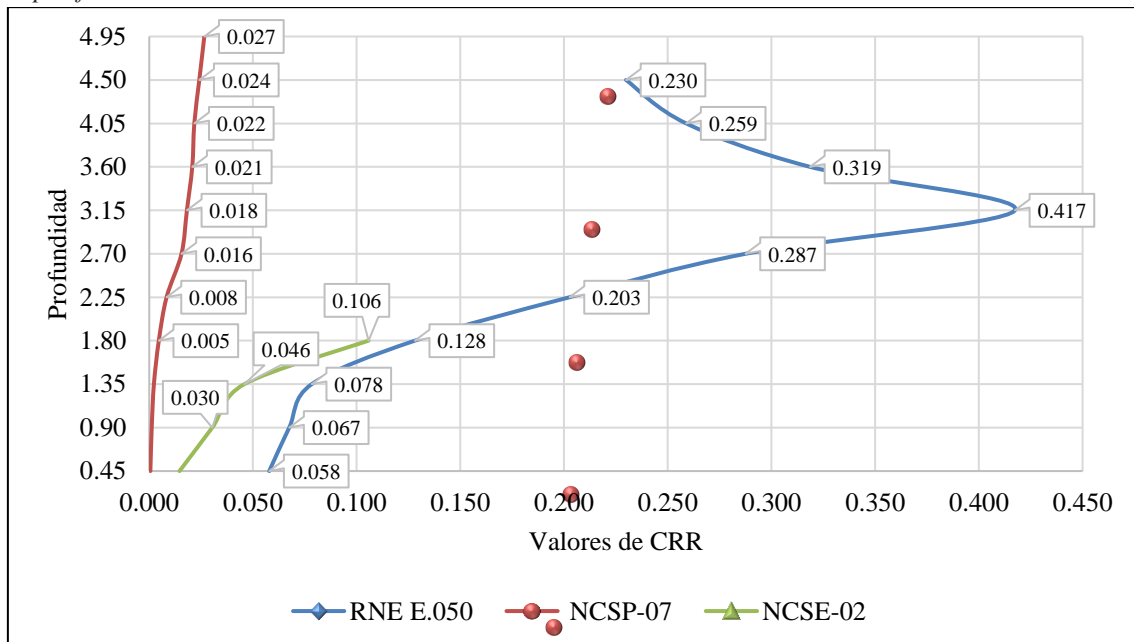
Por otra parte, las expresiones para evaluar el CRR presentan similitud al emplear la normativa española (NCSP-07 y NCSE-02), sin embargo, estas difieren respecto a la normativa peruana (RNE E.050), asimismo, se aprecian las variables y consideraciones en la Ecuación 20, 26 y 11 respectivamente. Por lo tanto, la normativa peruana (RNE E.050) considera una variable para evaluar el CRR y se denomina como el valor índice N del SPT normalizado para una energía útil del 60% de la nominal, a una presión efectiva de  $1\text{kg/cm}^2$ ,  $(N_1)_{60}$ , del mismo modo, para realizar la evaluación de  $(N_1)_{60}$ , se consideran factores de corrección por longitud ( $C_R = 0.5, 0.85$  y  $0.95$ ), diámetro de la perforación ( $C_B = 1$ ), muestreador estándar ( $C_S = 1$ ), energía ( $C_E = 1.143$ ) y presión de sobrecarga ( $C_N \leq 1.7$ ). Estos factores de corrección son considerados de acuerdo a la Tabla 2 y haciendo uso de la Ecuación 6, además, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 60 y 61.

Sin embargo, la normativa española (NCSP-07) considera tres variables para evaluar el CRR, la primera se denomina como el valor normalizado de la relación de resistencia cíclica, correspondiente a un sismo de magnitud 7.5 ( $M_w$ ), para una presión normal efectiva de 0.1 MPa y una relación de resistencia cíclica nula, ( $R_{L,1}$ ), del mismo modo, esta variable depende del  $(N_1)_{60}$  que consideran factores de corrección por longitud ( $C_L = 0.75, 0.85$  y  $0.95$ ), diámetro de sondeo ( $C_S = 1$ ), presión de sobrecarga ( $C_N \leq 1.7$ ) y, a su vez, del contenido de finos ( $\geq 35\%$ ) que se muestra en la Figura 20. La segunda variable se denomina el coeficiente de contribución en función a la peligrosidad sísmica ( $K_M = 1.5$ ) que se muestra en la Ecuación 21. Por último, la tercera variable incluye los resultados de la tensión efectiva que se muestra en la Tabla 68.

Por otra parte, la normativa española (NCSE-02) considera tres variables para evaluar el CRR, la primera se denomina relación de esfuerzos cíclicos que causa la licuación en arenas limpias, limosas y el golpeo corregido a una energía del 60%, ( $R_1$ ), del mismo modo, esta variable depende del  $(N_1)_{60}$  que consideran factores de corrección por el porcentaje de energía ( $E_R=1.3$ ) y, a su vez, del contenido de finos ( $\geq 35\%$ ) que se muestra en la Figura 21. La segunda variable se denomina el coeficiente de contribución en función a la peligrosidad sísmica ( $K_M=1.5$ ) que se muestra en la Ecuación 27. Por último, la tercera variable incluye los resultados de la tensión efectiva que se muestra en la Tabla 76.

**Figura 51**

*Especificación del CRR Para el SPT 01*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

En referencia a la Figura 51, representa los resultados de la capacidad del suelo para resistir la licuación expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR), en donde, las ecuaciones dependen del contenido de finos (%). La normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para efectuar el cálculo se utilizó la Ecuación 11, 20 y 26 respectivamente, asimismo, presentan condiciones y se consideró los estratos

válidos para  $N_{160} < 30$ , ya que, el porcentaje de arenas limpias no sean muy densas. Por este motivo, se consideró los estratos que cumplan con dicha condición para el SPT 01.

**Tabla 98**

*Resumen de Resultados del CRR Para el SPT 02*

<b>SPT 02</b>			
<b>Profundidad (m)</b>	<b>RNE E.050</b>	<b>NCSP-07</b>	<b>NCSE-02</b>
0.45	0.067	0.001	0.023
0.90	0.078	0.002	0.046
1.35	0.090	0.003	0.069
1.80	0.142	0.006	0.115
2.25	0.287	0.014	-

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

De acuerdo con la Tabla 98, se evidencia el resumen de resultados de la relación de resistencia cíclica (CRR), asimismo, el cálculo realizado se determinó por los requerimientos propios en función a la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para el ensayo SPT 01, en donde, se consideró un sismo de 7.5 (Mw), debido a que, se exhibe un historial sísmico de la ubicación del proyecto en el periodo de 1960-2017, además, se encuentra ubicado en la zonificación sísmica 3 que se muestra en la Tabla 7.

Por consiguiente, los resultados del CRR al emplear la normativa peruana (RNE E.050), se analiza hasta una profundidad de 4.50 m, mientras que, al emplear la normativa española (NCSP-07), se analiza hasta una profundidad de 4.95 m y al emplear la normativa española (NCSE-02), se analiza hasta una profundidad de 1.80 m, debido a que, los resultados normalizados  $(N_1)_{60} \geq 30$ , indican que las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables, asimismo, se evidencia en la Tabla 64, 72 y 78 respectivamente.

Por otra parte, las expresiones para evaluar el CRR presentan similitud al emplear la normativa española (NCSP-07 y NCSE-02), sin embargo, estas difieren respecto a la normativa peruana (RNE E.050), asimismo, se aprecian las variables y consideraciones en la Ecuación 20, 26 y 11 respectivamente. Por lo tanto, la normativa peruana (RNE E.050)

considera una variable para evaluar el CRR y se denomina como el valor índice N del SPT normalizado para una energía útil del 60% de la nominal, a una presión efectiva de  $1\text{kg/cm}^2$ ,  $(N_1)_{60}$ , del mismo modo, para realizar la evaluación de  $(N_1)_{60}$ , se consideran factores de corrección por longitud ( $C_R= 0.5, 0.85$  y  $0.95$ ), diámetro de la perforación ( $C_B= 1$ ), muestreador estándar ( $C_S= 1$ ), energía ( $C_E= 1.143$ ) y presión de sobrecarga ( $C_N \leq 1.7$ ). Estos factores de corrección son considerados de acuerdo a la Tabla 2 y haciendo uso de la Ecuación 6, además, los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 60 y 61.

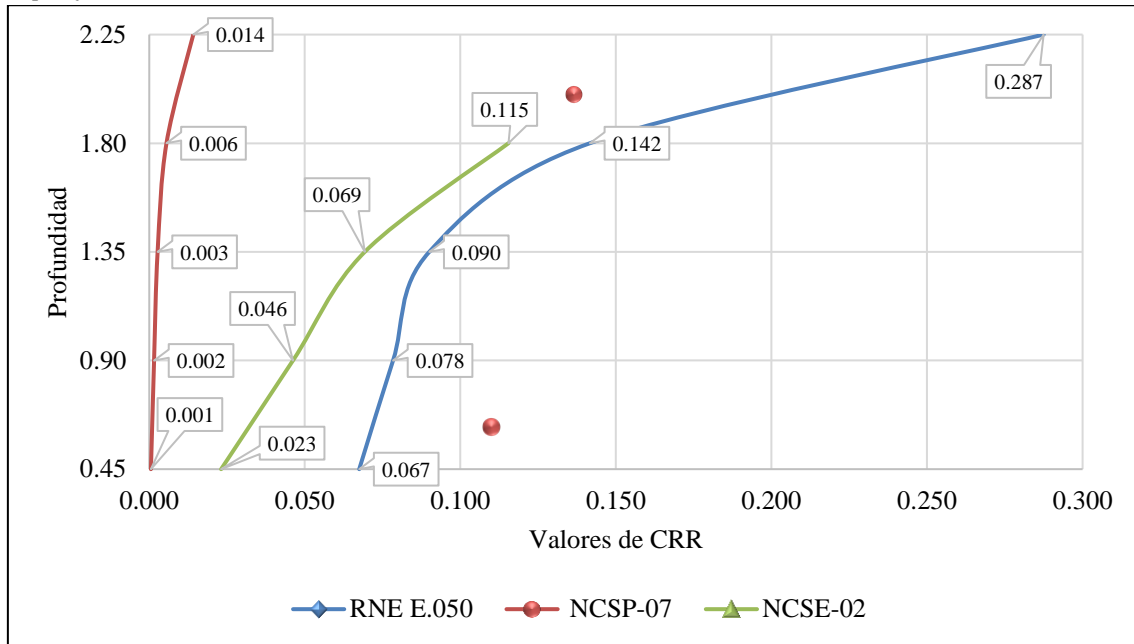
Sin embargo, la normativa española (NCSP-07) considera tres variables para evaluar el CRR, la primera se denomina como el valor normalizado de la relación de resistencia cíclica, correspondiente a un sismo de magnitud 7.5 (Mw), para una presión normal efectiva de 0.1 MPa y una relación de resistencia cíclica nula,  $(R_{L,1})$ , del mismo modo, esta variable depende del  $(N_1)_{60}$  que consideran factores de corrección por longitud ( $C_L=0.75, 0.85$  y  $0.95$ ), diámetro de sondeo ( $C_S=1$ ), presión de sobrecarga ( $C_N \leq 1.7$ ) y, a su vez, del contenido de finos ( $\geq 35\%$ ) que se muestra en la Figura 20. La segunda variable se denomina el coeficiente de contribución en función a la peligrosidad sísmica ( $K_M=1.5$ ) que se muestra en la Ecuación 21. Por último, la tercera variable incluye los resultados de la tensión efectiva que se muestra en la Tabla 68.

Por otra parte, la normativa española (NCSE-02) considera tres variables para evaluar el CRR, la primera se denomina relación de esfuerzos cíclicos que causa la licuación en arenas limpias, limosas y el golpeo corregido a una energía del 60%,  $(R_1)$ , del mismo modo, esta variable depende del  $(N_1)_{60}$  que consideran factores de corrección por el porcentaje de energía ( $E_R= 1.3$ ) y, a su vez, del contenido de finos ( $\geq 35\%$ ) que se muestra en la Figura 21. La segunda variable se denomina el coeficiente de contribución en función a la peligrosidad sísmica ( $K_M=1.5$ ) que se muestra en la Ecuación 27. Por último, la tercera variable incluye los resultados de la tensión efectiva que se muestra en la Tabla 76.



**Figura 52**

*Especificación del CRR Para el SPT 02*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

En referencia a la Figura 52, representa los resultados de la capacidad del suelo para resistir la licuación expresada en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR), en donde, las ecuaciones dependen del contenido de finos (%). La normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para efectuar el cálculo se utilizó la Ecuación 11, 20 y 26 respectivamente, asimismo, presentan condiciones y se consideró los estratos válidos para  $N_{160} < 30$ , ya que, el porcentaje de arenas limpias no sean muy densas. Por este motivo, se consideró los estratos que cumplan con dicha condición para el SPT 02.

### 3.1.3. Potencial de Licuación: Factor de Seguridad (FSL)

Tabla 99

Resumen de Resultados del Factor de Seguridad Para el SPT 01

SPT 01			
Profundidad (m)	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02 ( $CSR \leq \frac{CRR}{1.5}$ )
0.45	0.121	0.282	0.010
0.90	0.141	0.314	0.020
1.35	0.162	0.403	0.031
1.80	0.265	0.622	0.070
2.25	0.421	0.905	-
2.70	0.599	1.409	-
3.15	0.872	1.414	-
3.60	0.668	1.419	-
4.05	0.524	1.370	-
4.50	0.467	1.375	-
4.95	-	1.380	-

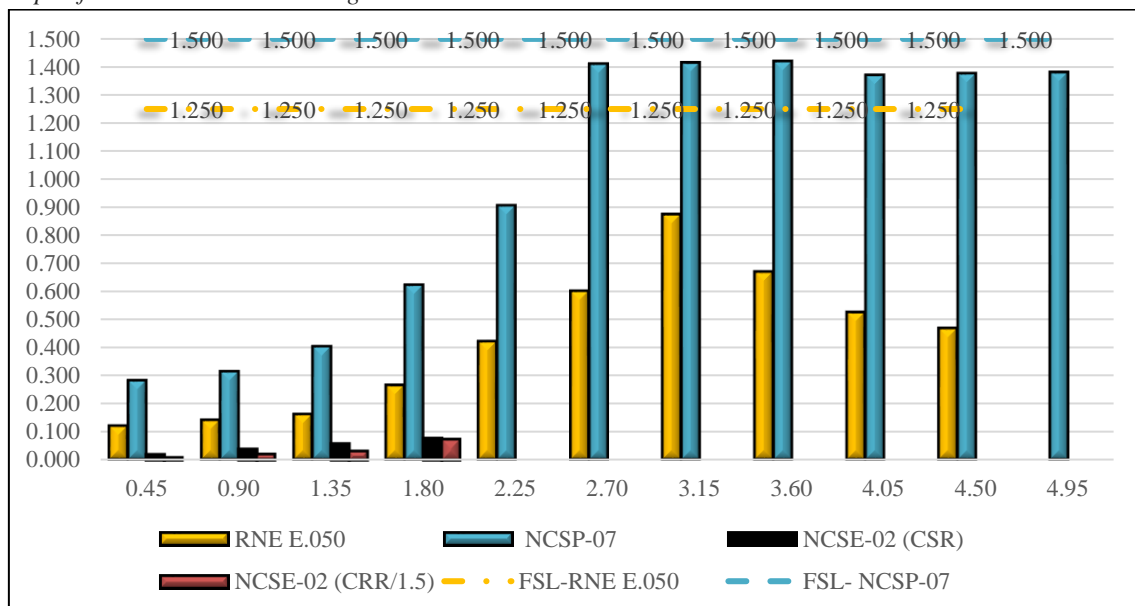
Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

En referencia a la Tabla 99, se evidencia el resumen de resultados del factor de seguridad ante la licuación, asimismo, el cálculo realizado se determinó por los requerimientos propios en función a la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para el ensayo SPT 01.

Figura 53

Especificación del Factor de Seguridad Para el SPT 01



Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

Según la Figura 53, se presenta gráficamente los resultados en términos de Factor de Seguridad ante la ocurrencia de licuación ( $F_{SL}$ ) del SPT 01, en donde, la condición principal de cada normativa influye si la relación de esfuerzo cíclico (CSR) es mayor que la relación de resistencia cíclica (CRR), por este motivo, la licuación dará inicio durante el sismo. Sin embargo, si los resultados del (CSR) es menor que (CRR), entonces, la licuación no se inicia. La normativa peruana (RNE E.050) indica la condición del  $F_{SL}$  mínimo para edificaciones de categoría A el valor de 1.25, por esta razón, evidencia licuación hasta el estrato 4.50 m y, a su vez, evaluado por la Ecuación 13. En cambio, la normativa española (NCSP-07) indica la condición del  $F_{SL}$  mínimo de 1.50 para cimentaciones, en donde, se evidencia licuación hasta el estrado 4.95 m y, a su vez, evaluado por la Ecuación 22. Por último, la normativa española (NCSE-02) indica la condición del  $F_s$  mínimo, en donde, la relación de resistencia cíclica (CRR) a la licuación dividido por el valor de 1.5 ( $CRR/1.5$ ), debe ser mayor o igual a la relación de esfuerzo cíclico (CSR) para que no se inicie la licuación, asimismo, en donde, se evidencia licuación hasta el estrato de 1.8 m y, a su vez, evaluado por la Ecuación 28.

**Tabla 100**  
*Resumen de Resultados del Factor de Seguridad Para el SPT 02*

Profundidad (m)	SPT 02		
	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02 ( $CSR \leq \frac{CRR}{1.5}$ )
0.45	0.141	0.282	0.015
0.90	0.164	0.409	0.031
1.35	0.189	0.473	0.046
1.80	0.307	0.717	0.077
2.25	0.625	1.471	-

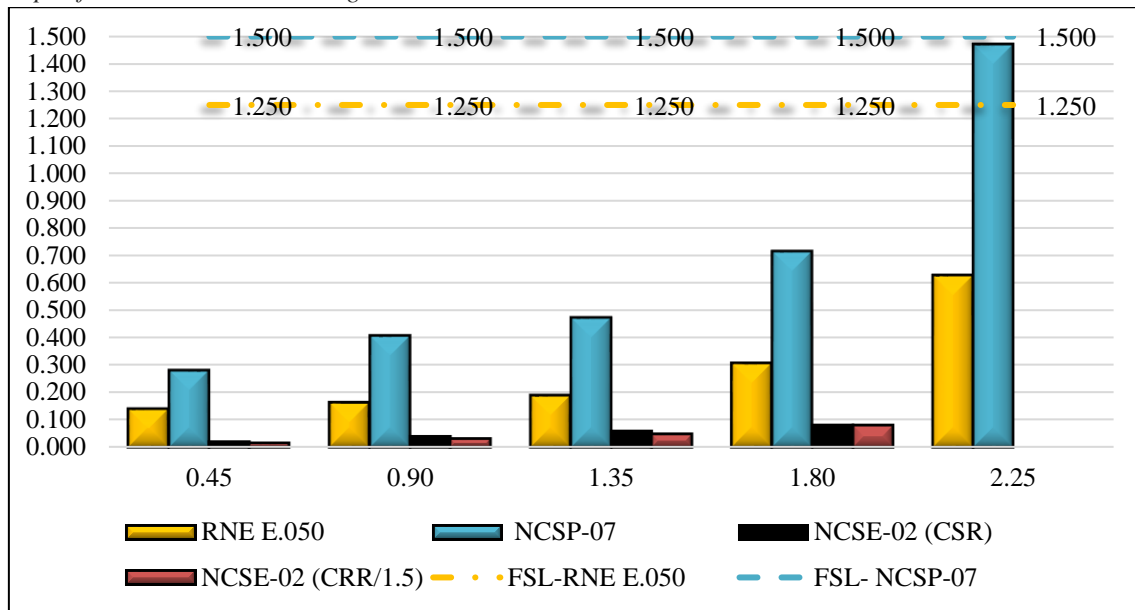
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

En referencia a la Tabla 100, se evidencia el resumen de resultados del factor de seguridad ante la licuación, asimismo, el cálculo realizado se determinó por los requerimientos propios en función a la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), para el ensayo SPT 02.

**Figura 54**

*Especificación del Factor de Seguridad Para el SPT 02*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

Según la Figura 54, se presenta gráficamente los resultados en términos de Factor de Seguridad ante la ocurrencia de licuación ( $FS_L$ ) del SPT 02, en donde, la condición principal de cada normativa influye si la relación de esfuerzo cíclico (CSR) es mayor que la relación de resistencia cíclica (CRR), por este motivo, la licuación dará inicio durante el sismo. Sin embargo, si los resultados del (CSR) es menor que (CRR), entonces, la licuación no se inicia. La normativa peruana (RNE E.050) indica la condición del  $F_{SL}$  mínimo para edificaciones de categoría A el valor de 1.25, por esta razón, evidencia licuación hasta el estrato 2.25 m y, a su vez, evaluado por la Ecuación 13. En cambio, la normativa española (NCSP-07) indica la condición del  $FS_L$  mínimo de 2.25 m para cimentaciones, en donde, se evidencia licuación hasta el estrado 4.95 m y, a su vez, evaluado por la Ecuación 22. Por último, la normativa española (NCSE-02) indica la condición del  $F_s$  mínimo, en donde, la relación de resistencia cíclica (CRR) a la licuación dividido por el valor de 1.5 (CRR/1.5), debe ser mayor o igual a la relación de esfuerzo cíclico (CSR) para que no se inicie la licuación, asimismo, en donde, se evidencia licuación hasta el estrato de 1.8 m y, a su vez, evaluado por la Ecuación 28.

### 3.1.4. Resumen del Análisis del Potencial de Licuación

Tabla 101

Resumen del Potencial de Licuación

	Profundidad (m)		SPT 01		Profundidad (m)		SPT 02	
	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02		
<b>CSR</b>	0.45	0.480	0.002	0.019	0.45	0.480	0.002	0.019
	0.90	0.478	0.004	0.038	0.90	0.478	0.004	0.038
	1.35	0.485	0.006	0.056	1.35	0.476	0.006	0.057
	1.80	0.483	0.007	0.075	1.80	0.461	0.008	0.078
	2.25	0.482	0.009	-	2.25	0.460	0.01	-
	2.70	0.480	0.011	-	2.70	-	-	-
	3.15	0.478	0.013	-	3.15	-	-	-
	3.60	0.477	0.015	-	3.60	-	-	-
	4.05	0.494	0.016	-	4.05	-	-	-
	4.50	0.493	0.018	-	4.50	-	-	-
	4.95	-	0.019	-	4.95	-	-	-
	Profundidad (m)		SPT 01		Profundidad (m)		SPT 02	
	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02	RNE E.050	NCSP-07	NCSE-02		
<b>CRR</b>	0.45	0.058	0.001	0.015	0.45	0.067	0.001	0.023
	0.90	0.067	0.001	0.03	0.90	0.078	0.002	0.046
	1.35	0.078	0.002	0.046	1.35	0.090	0.003	0.069
	1.80	0.128	0.005	0.106	1.80	0.142	0.006	0.115
	2.25	0.203	0.008	-	2.25	0.287	0.014	-
	2.70	0.287	0.016	-	2.70	-	-	-
	3.15	0.417	0.018	-	3.15	-	-	-
	3.60	0.319	0.021	-	3.60	-	-	-
	4.05	0.259	0.022	-	4.05	-	-	-
	4.50	0.230	0.024	-	4.50	-	-	-
	4.95	-	0.027	-	4.95	-	-	-
	Profundidad (m)	RNE E.050 (Fs≥1.25)	NCSP-07 (Fs≥1.5)	NCSE-02 (CSR ≤ $\frac{CRR}{1.5}$ )	Profundidad (m)	RNE E.050 (Fs≥1.25)	NCSP-07 (Fs≥1.5)	NCSE-02 (CSR ≤ $\frac{CRR}{1.5}$ )
<b>FS</b>	0.45	0.121	0.282	0.010	0.45	0.141	0.282	0.015
	0.90	0.141	0.314	0.020	0.90	0.164	0.409	0.031
	1.35	0.162	0.403	0.031	1.35	0.189	0.473	0.046
	1.80	0.265	0.622	0.070	1.80	0.307	0.717	0.077
	2.25	0.421	0.905	-	2.25	0.625	1.471	-
	2.70	0.599	1.409	-	2.70	-	-	-
	3.15	0.872	1.414	-	3.15	-	-	-
	3.60	0.668	1.419	-	3.60	-	-	-
	4.05	0.524	1.37	-	4.05	-	-	-
	4.50	0.467	1.375	-	4.50	-	-	-
	4.95	-	1.38	-	4.95	-	-	-

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.050, 2020; NCSP-07, 2008; & NCSE-02, 2009.

Según la Tabla 101, el análisis del potencial de licuación mediante el estudio de la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022, muestran los resultados del ensayo SPT 01 muestran los valores de CSR, CRR y  $FS_L$ , por este motivo, al emplear la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 y NCSE-02), se evidencia hasta una profundidad de 4.50 m, 4.95 m y 1.80 m respectivamente, debido a que, los resultados normalizados del  $(N_1)_{60} \geq 30$ , indican que las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables, así como, se evidencia en la Tabla 63, 71 y 77 respectivamente. De manera similar, los resultados del ensayo SPT 02 muestran los valores de CSR, CRR y  $FS_L$ , por este motivo, al emplear la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 y NCSE-02), se evidencia hasta una profundidad de 2.25 m, 2.25 m y 1.80 m respectivamente, debido a que, los resultados normalizados del  $(N_1)_{60} \geq 30$ , indican que las arenas limpias son muy densas y por lo tanto se clasifican como no licuables, así como, se evidencia en la Tabla 63, 71 y 77 respectivamente.

Por consiguiente, al considerar un sismo de 7.5 (Mw) por su zonificación sísmica 3, para el SPT 01 la normativa española (NCSP-07) evidencia 11 estratos licuables, que corresponde a la profundidad (0.45 m - 4.95 m), en donde, se localiza un perfil de suelo S2 y S3, con un promedio de número de golpes ( $N_{SPT} = 13$ ) y con un peso específico ( $1.77 \text{ gr/cm}^3 - 1.90 \text{ gr/cm}^3$ ) respectivamente, de manera similar, para el SPT 02 la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07) evidencia 5 estratos licuables a la profundidad (0.45 m - 2.25 m), en donde, se localiza un perfil de suelo S3, con un promedio de número de golpes ( $N_{SPT} = 8$ ) y con un peso específico ( $1.96 \text{ gr/cm}^3$ ).

### 3.2. Resultado del Objetivo Específico N° 2

En el presente apartado, se presenta el resultado del análisis de la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022. Por este motivo, para realizar la representación de los resultados de la respuesta estructural (fuerza cortante basal, torsión, momento de volteo y distorsiones de entrepiso), se promedió los resultados de las respuestas estructurales de las doce edificaciones de los Sectores que conforman el Hospital MINSA II-2, basándose en, los edificios que tienen los niveles de pisos similares.

A continuación, se detalla las ediciones que presentaron similitud en los niveles de pisos:

**Tabla 102**

*Edificaciones Promedio por Nivel de Piso*

Descripción	Edificaciones Promedio
Sector 4	Edificio Promedio de un piso
Sector 5	
Sector 6-A	
Sector 8	
Sector 8-A	
Sector 8-B	
Sector 9	
Sector 1	Edificio Promedio de dos pisos
Sector 2	
Sector 6	
Sector 7	
Sector 3	Edificio Promedio de seis Pisos

**Elaboración:** Propia de los Autores.

En referencia a la Tabla 102, para determinar el promedio de resultados de las respuestas estructurales de un piso; se consideró siete edificaciones, asimismo, para determinar el promedio de resultados de las respuestas estructurales de dos pisos; se consideró cuatro edificaciones.

### 3.2.1. Respuesta Estructural: Fuerza Cortante Basal Estático

Tabla 103

Fuerza Cortante Basal Estático (Tonf) en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	61.22	53.03	33.84	63.88	59.76	33.39
Edificio Promedio de dos pisos	195.54	155.97	115.48	204.04	178.09	119.93
Edificio Promedio de seis pisos	2085.71	1504.79	901.33	2176.39	1698.81	952.35

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 103, los edificios promedios de 1, 2 y 6 niveles sobre un perfil de suelo S3 se observa que la fuerza cortante basal estático es mayor respecto al perfil de suelo S2, porque, al emplear la Ecuación 34 el factor de suelo S3 se amplifica un 5% respecto al factor de suelo S2. Por otro lado, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10076.23 Tonf/m) y rotacional (270426.48 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (180.16 Tonf-s/m) y rotacional (1850.07 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes.



De igual manera, Villareal & Aguila, (2021); Corratgé, et al., (2021); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) por el método de Pais & Kausel, influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, la fuerza cortante basal se reduce, porque, la pérdida de rigidez está sujeta por la fluencia de las columnas en la planta baja.

**Tabla 104**

*Fuerza Cortante Basal Estático (Tonf) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	61.56	53.21	37.63	64.23	60.86	33.47
Edificio Promedio de dos pisos	188.36	161.45	128.94	196.55	178.86	122.15
Edificio Promedio de seis pisos	2085.71	1550.66	887.84	2176.39	1690.25	977.12

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

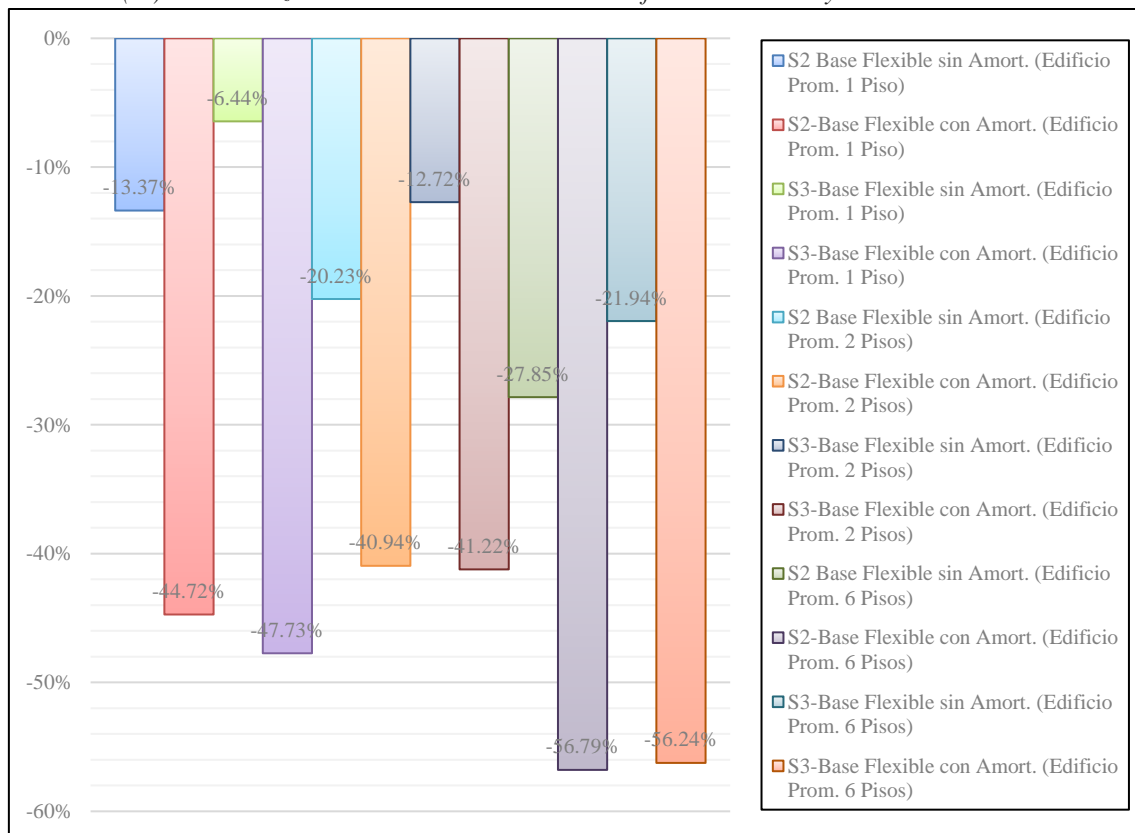
De acuerdo con la Tabla 104, los edificios promedios de 1, 2 y 6 niveles sobre un perfil de suelo S3 se observa que la fuerza cortante basal estático es mayor respecto al perfil de suelo S2, porque, al emplear la Ecuación 34 el factor de suelo S3 se amplifica un 5% respecto al factor de suelo S2. Por otro lado, la fuerza cortante en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento y base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S2 en el edificio promedio de seis pisos es de 2085.71 Tonf., 1550.66 Tonf. y 887.94 Tonf. respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (97111.33 Tonf/m) y rotacional (50879123.35 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes. Además, al considerar una base flexible

con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S2, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (25261.24 Tonf-s/m) y rotacional (7823601.13 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes.

De igual manera, Villareal & Aguila, (2021); Corratgé, et al., (2021); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) por el método de Pais & Kausel, influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, la fuerza cortante basal se reduce, porque, la pérdida de rigidez está sujeta por la fluencia de las columnas en la planta baja.

**Figura 55**

*Variación (%) de la Fuerza Cortante Basal Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X*



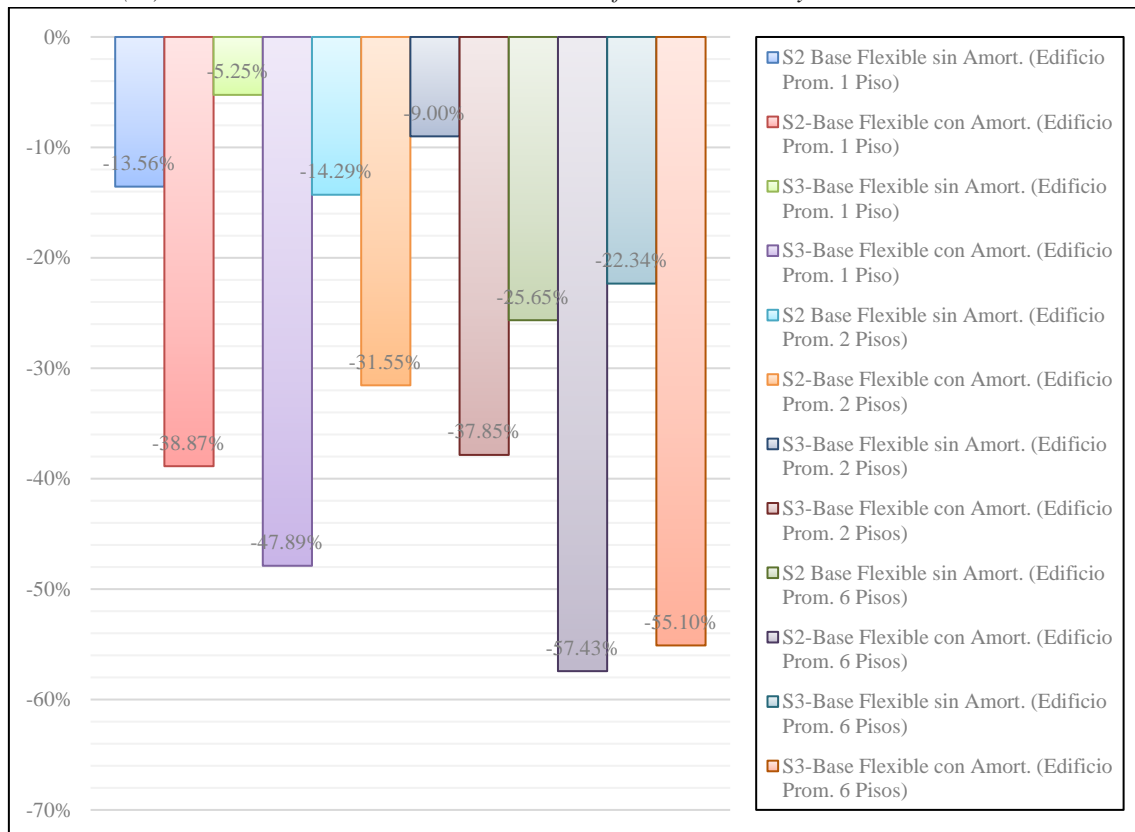
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 55, indica las variaciones porcentuales de la fuerza cortante basal estático en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección X. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de un piso en el perfil de suelo S2 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 13.37%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 44.72%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

**Figura 56**

*Variación (%) de Fuerza Cortante Basal Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 56, indica las variaciones porcentuales de la fuerza cortante basal estático en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección Y. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de seis pisos en el perfil de suelo S2 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 25.65%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 57.43%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

### 3.2.2. Respuesta Estructural: Efecto por Torsión Estático

**Tabla 105**

*Efecto por Torsión Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X*

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	739.70	681.32	403.46	771.86	716.77	401.68
Edificio Promedio de dos pisos	3440.35	3074.47	2072.68	3589.93	3149.07	2150.63
Edificio Promedio de seis pisos	39876.66	32268.25	18396.47	41610.42	40095.64	19496.53

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 105, se observa que el efecto por torsión estático incrementa a razón del número de pisos, porque, al emplear la Ecuación 39 se consideró las excentricidades propias de las edificaciones y los efectos de excentricidades accidentales (5% de las dimensiones del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al 1.2 (art. 46 del

RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el efecto por torsión.

Por otro lado, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, el efecto por torsión disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1240.76 Tonf/m) y rotacional (31535.03 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los efectos por torsión. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, el efecto por torsión disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (52.51 Tonf-s/m) y rotacional (1240.25 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el efecto de torsión.

De igual manera, López, et al., (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE), influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, el efecto por torsión se reduce, porque, radica en la rigidez lineal de estructura.

**Tabla 106**

*Efecto por Torsión Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	821.23	709.23	499.56	856.93	806.16	448.91
Edificio Promedio de dos pisos	2981.71	2623.73	2137.80	3111.35	2801.04	1980.20
Edificio Promedio de seis pisos	61935.31	42947.99	25784.36	64628.15	45484.49	28275.64

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

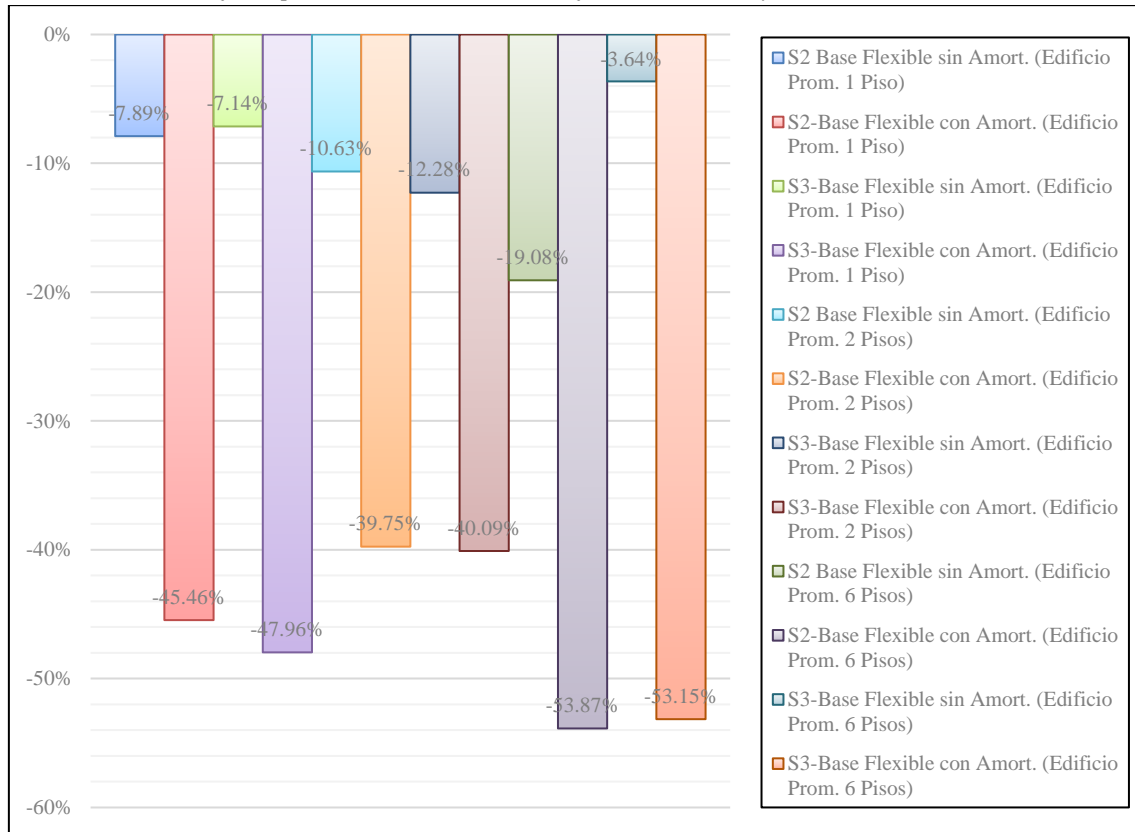
De acuerdo con la Tabla 106, se observa que el efecto por torsión estático incrementa a razón del número de pisos, porque, al emplear la Ecuación 39 se consideró las excentricidades propias de las edificaciones y los efectos de excentricidades accidentales (5% de las dimensiones del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al 1.2 (art. 46 del RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el efecto por torsión. Por otro lado, el efecto por torsión en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento y base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S3 en el edificio promedio de seis pisos es de 64628.15 Tonf-m, 45484.49 Tonf-m y 28275.64 Tonf-m respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, el efecto por torsión disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los efectos por torsión. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, el efecto por torsión disminuye

respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el efecto de torsión.

De igual manera, López, et al., (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE), influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, el efecto por torsión se reduce, porque, radica en la rigidez lineal de estructura.

**Figura 57**

*Variación (%) del Efecto por Torsión Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

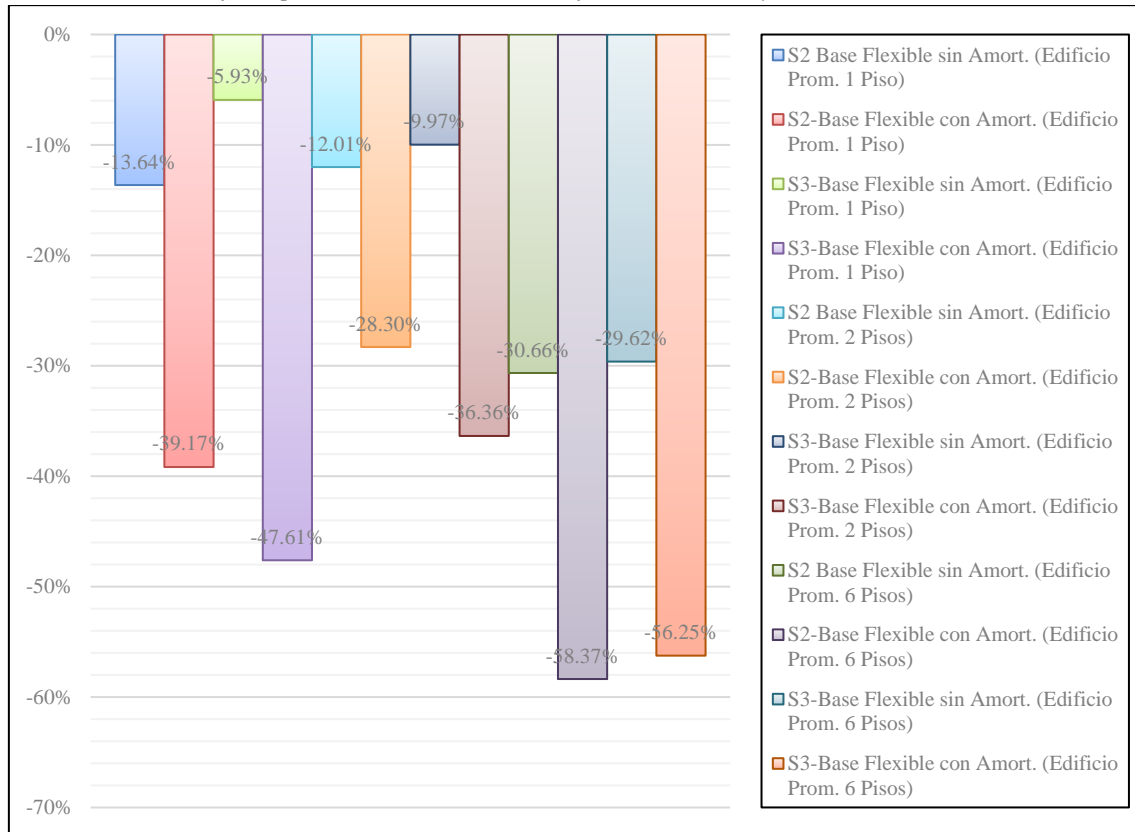
**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 57, indica las variaciones porcentuales del efecto por torsión estático en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección X. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de dos pisos en el perfil de suelo

S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 12.28%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 40.09%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

**Figura 58**

*Variación (%) del Efecto por Torsión Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 58, indica las variaciones porcentuales del efecto por torsión estático en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección Y. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de seis pisos en el perfil de suelo



S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 29.62%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 56.25%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

### 3.2.3. Respuesta Estructural: Momento de Volteo Estático

Tabla 107

Momento de Volteo Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	223.88	199.97	128.13	233.61	220.30	123.25
Edificio Promedio de dos pisos	1279.56	1047.00	776.08	1335.19	1171.37	771.04
Edificio Promedio de seis pisos	43768.55	31145.72	17765.31	45671.53	34634.97	17933.90

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 107, se observa que el momento de volteo estático incrementa a razón del número de pisos, porque, presentan diferencias en su configuración estructural (sistema estructural y rigidez lateral) y la forma de la cimentación (cuadradas y rectangulares). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al 1.2 (art. 46 del RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el momento de volteo.

Por otro lado, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S3, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte

efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1370.74 Tonf/m) y rotacional (15255.99 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los momentos de volteo. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (270.73 Tonf-s/m) y rotacional (553.52 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el momento de volteo.

De igual manera, Villareal, & Aguila, (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones apoyadas en perfil de suelo S3, se registran mayores porcentajes de reducción al emplear el método de Pais y Kausel.

**Tabla 108**

*Momento de Volteo Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	225.19	201.61	143.89	234.98	228.25	124.48
Edificio Promedio de dos pisos	1228.46	1084.34	867.26	1281.88	1167.66	787.83
Edificio Promedio de seis pisos	43768.55	32421.34	16891.80	45671.53	34579.39	18085.55

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

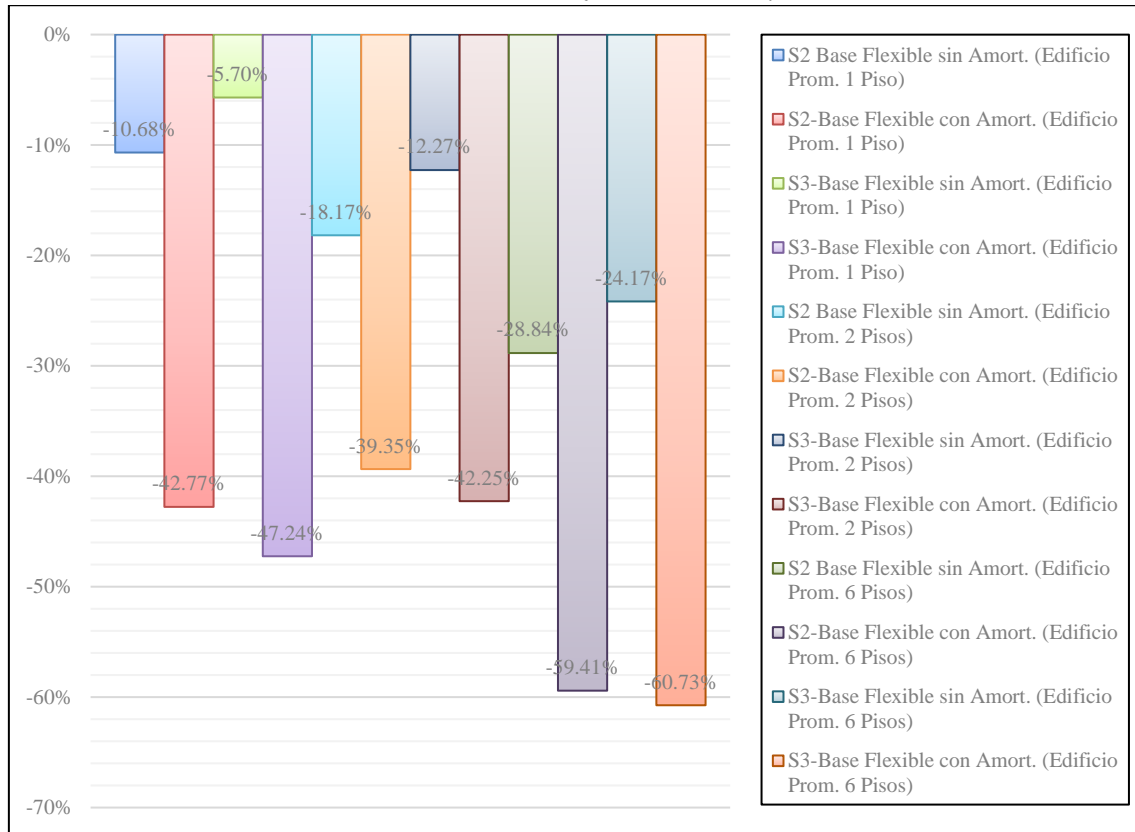
De acuerdo con la Tabla 108, se observa que el momento de volteo estático incrementa a razón del número de pisos, porque, presentan diferencias en su configuración estructural (sistema estructural y rigidez lateral) y la forma de la cimentación (cuadradas y rectangulares). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al

1.2 (art. 46 del RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el momento de volteo. Por otro lado, el momento de volteo en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento, base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S3 en el edificio promedio de seis pisos es de 45671.53 Tonf-m, 34579.39 Tonf-m y 18085.55 Tonf-m respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el momento de volteo. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el momento de volteo.

De igual manera, Villareal, & Aguila, (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones apoyadas en perfil de suelo S3, se registran mayores porcentajes de reducción al emplear el método de Pais y Kausel.

**Figura 59**

Variación (%) del Momento de Volteo Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X



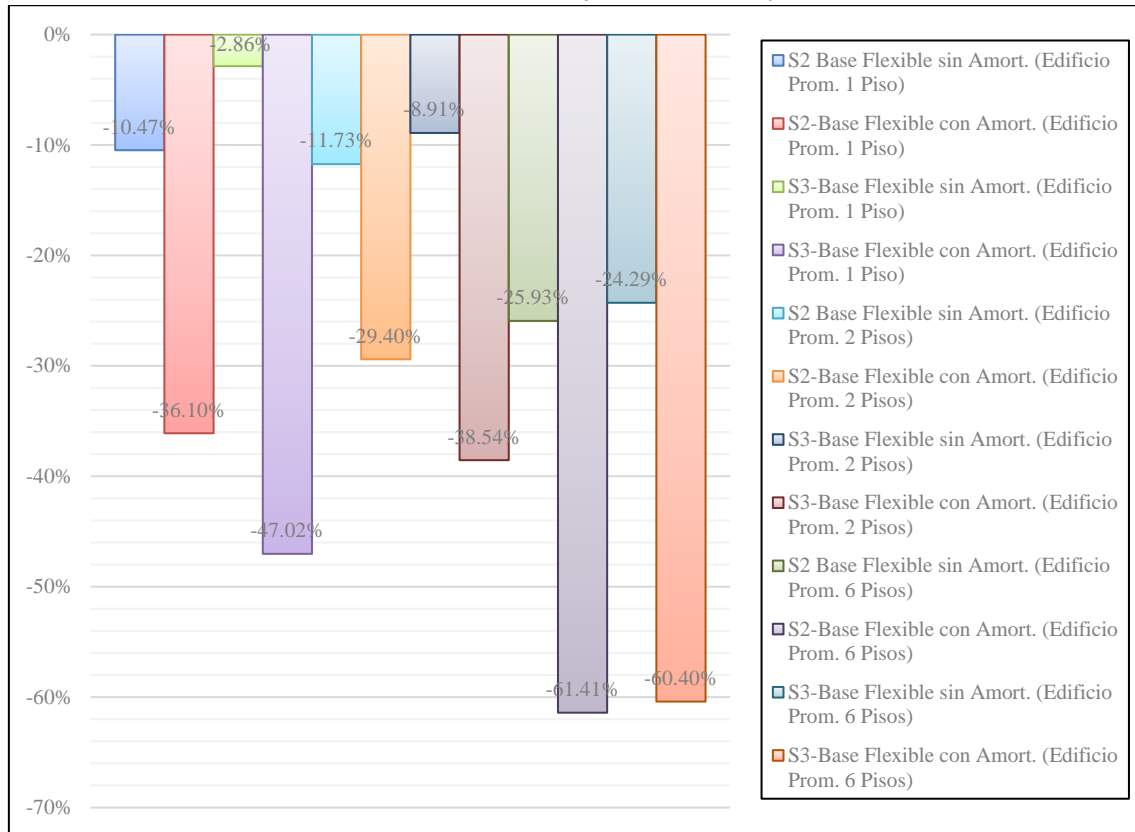
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 59, indica las variaciones porcentuales del momento de volteo estático en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección X. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de un piso en el perfil de suelo S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 5.70%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 47.24%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

**Figura 60**

*Variación (%) del Momento de Volteo Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 60, indica las variaciones porcentuales del momento de volteo estático en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección Y. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de seis pisos en el perfil de suelo S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 24.29%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 60.40%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

### 3.2.4. Respuesta Estructural: Distorsión de Entrepiso Estático

Tabla 109

*Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección X-X*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S2			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0003	0.0014	0.0013	316.19%	285.59%
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0018	0.0047	0.0044	155.75%	138.01%
Edificio Promedio de seis pisos	1	0.0012	0.0055	0.0052	349.26%	318.40%
	6	0.0063	0.0097	0.0096	53.57%	52.43%
	5	0.0067	0.0101	0.0101	52.59%	51.46%
	4	0.0067	0.0104	0.0103	55.84%	54.65%
	3	0.0060	0.0095	0.0094	58.46%	57.22%
	2	0.0040	0.0088	0.0086	116.68%	114.16%
	1	0.0021	0.0071	0.0070	244.38%	239.27%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 109, las distorsiones de entrepiso estático se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica (R), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S2, se observa que en el nivel de piso 4 y 5 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el RNC E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño sismorresistente (factores de zona y de suelo) son diferentes a la última versión que es el RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementan y en algunos pisos superan el límite permisible (0.007) respecto a una base empotrada, debido a que, la restricción del empotramiento en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2, la distorsión

de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10971.52 Tonf/m) y rotacional (131612.20 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (270.73 Tonf-s/m) y rotacional (553.52 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2 en la dirección X incrementa un 316.19% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 285.59% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2 en la dirección X incrementa un 349.26% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 318.40% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S2 en la dirección X incrementa un 244.38% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 239.27% respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S2, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.

**Tabla 110**

*Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección X-X*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S3			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0003	0.0039	0.0034	1012.42%	861.72%
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0019	0.0089	0.0083	366.88%	335.59%
Edificio Promedio de seis pisos	1	0.0013	0.0135	0.0126	951.28%	884.19%
	6	0.0066	0.0165	0.0154	152.07%	135.31%
	5	0.0069	0.0172	0.0161	148.09%	131.92%
Edificio Promedio de seis pisos	4	0.0069	0.0178	0.0166	155.63%	138.88%
	3	0.0062	0.0163	0.0153	161.48%	145.17%
	2	0.0042	0.0178	0.0164	323.44%	289.57%
	1	0.0021	0.0177	0.0161	727.55%	653.31%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 110, las distorsiones de entrepiso estático se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica (R), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S3, se observa que en el nivel de piso 4 y 5 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el RNC E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño sismorresistente son diferentes a la última versión que es el RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementan y en algunos pisos superan el límite permisible (0.007) respecto a una base empotrada, debido a que, la



restricción del empotramiento en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

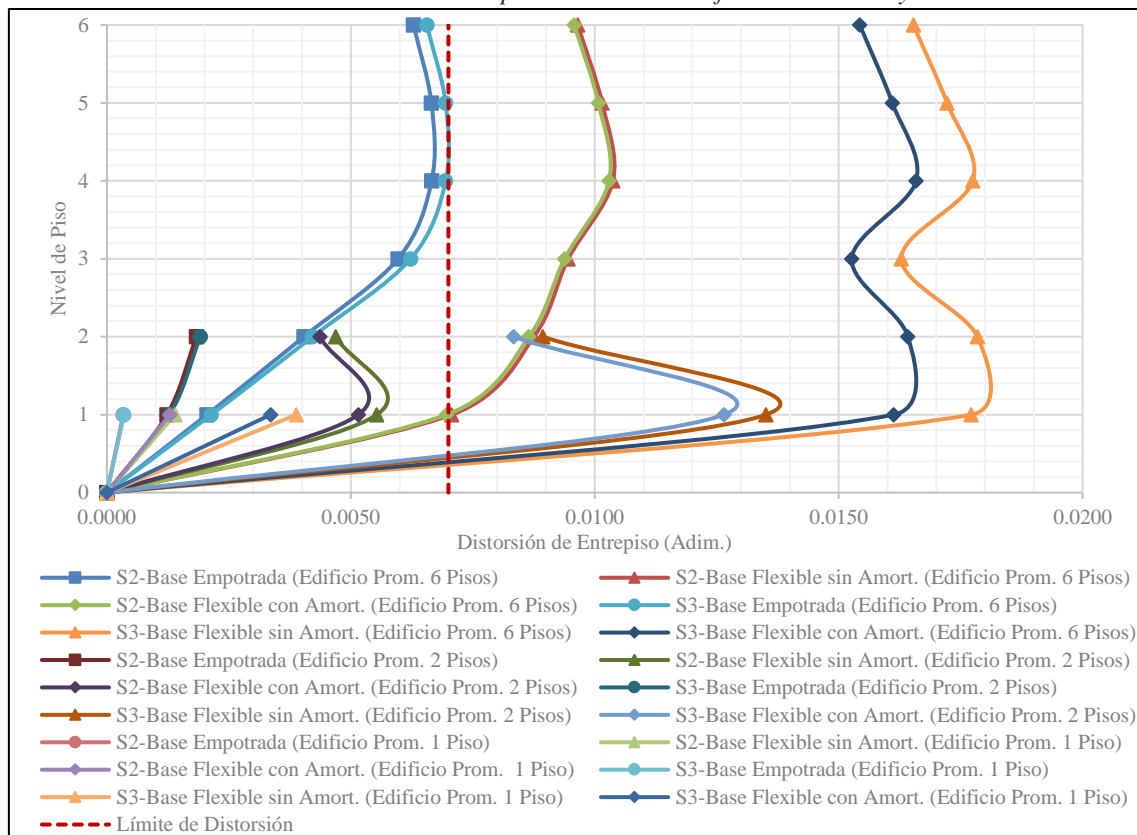
Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3 en la dirección X incrementa un 1012.42% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 861.72% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S3 en la dirección X incrementa un 951.28% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 884.19% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de

entrepiso estático del edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3 en la dirección X incrementa un 727.55% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 653.31% respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S3, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.

**Figura 61**

*Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 61, se aprecia que las curvas de distorsión de entrepiso estático de los edificios promedios de un piso sobre perfiles de suelo S2 y S3 en la dirección X incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, sin embargo, no superan el límite permisible. En cambio, las curvas de distorsión de entrepiso estático de los edificios promedios de dos pisos sobre un perfil de suelo S3 en la dirección X incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, superan el límite permisible. Por lo contrario, las curvas de distorsión de entrepiso estático de los edificios promedios de seis pisos sobre perfiles de suelo S2 y S3 en la dirección X incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, superan el límite permisible.

**Tabla 111**

*Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S2			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0004	0.0017	0.0015	378.95%	326.48%
	2	0.0038	0.0061	0.0057	60.39%	48.88%
Edificio Promedio de dos pisos	1	0.0024	0.0066	0.0060	170.07%	144.64%
	6	0.0040	0.0060	0.0060	50.72%	49.47%
	5	0.0044	0.0063	0.0063	42.32%	41.15%
	4	0.0046	0.0065	0.0064	41.72%	40.54%
	3	0.0037	0.0064	0.0064	72.37%	70.82%
Edificio Promedio de seis pisos	2	0.0030	0.0064	0.0063	112.61%	110.52%
	1	0.0017	0.0060	0.0059	260.56%	257.63%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 111, las distorsiones de entrepiso estático se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica (R), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S2, se observa que en el nivel de piso 4 y 5 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el RNC E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño

sismorresistente (factores de zona y de suelo) son diferentes a la última versión que es el RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementan y en algunos pisos superan el límite permisible (0.007) respecto a una base empotrada, debido a que, la restricción del empotramiento en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10076.23 Tonf/m) y rotacional (270426.48 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (180.16 Tonf-s/m) y rotacional (1850.07 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2 en la dirección Y incrementa un 378.95% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no

obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 326.48% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2 en la dirección Y incrementa un 170.07% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 144.64% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S2 en la dirección Y incrementa un 260.56% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 257.63% respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S2, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.

**Tabla 112**

*Distorsión de Entrepiso Estático (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S3			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0004	0.0045	0.0037	1120.57%	911.79%
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0040	0.0097	0.0088	143.95%	122.59%
Edificio Promedio de seis pisos	1	0.0026	0.0135	0.0123	429.31%	383.10%
	6	0.0042	0.0117	0.0108	182.33%	159.98%
	5	0.0046	0.0122	0.0112	162.77%	142.44%
Edificio Promedio de seis pisos	4	0.0048	0.0125	0.0115	161.88%	141.77%
	3	0.0039	0.0127	0.0117	225.45%	200.22%
	2	0.0031	0.0129	0.0119	314.32%	282.15%
	1	0.0017	0.0150	0.0147	766.36%	751.80%

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 112, las distorsiones de entrepiso estático se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica ( $R$ ), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S2, se observa que en el nivel de piso 4 y 5 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el RNC E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño sismorresistente (factores de zona y de suelo) son diferentes a la última versión que es el RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementan y en algunos pisos superan el límite permisible (0.007) respecto a una base empotrada, debido a que, la restricción del empotramiento en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1240.76 Tonf/m) y rotacional (31535.03 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de

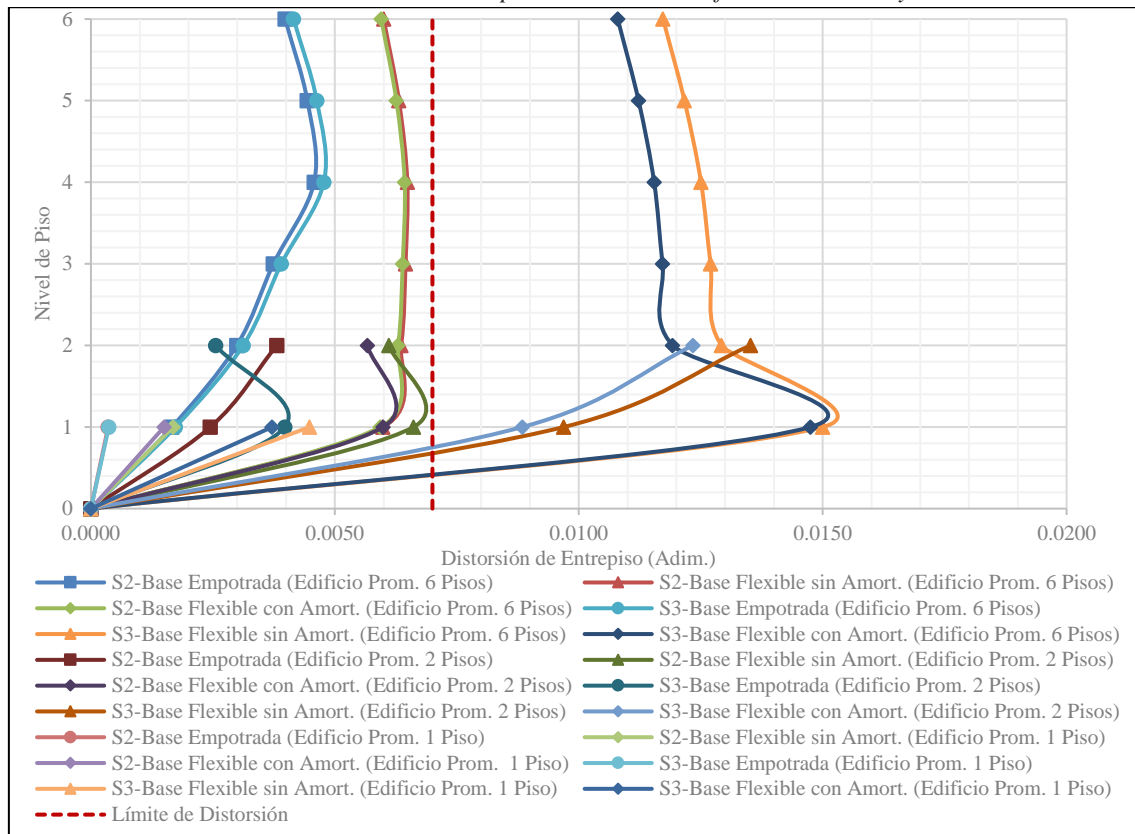
impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementa un 1120.57% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 911.79% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementa un 429.31% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 383.10% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de entrepiso estático del edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementa un 766.36% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 751.80% respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S3, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.

**Figura 62**

*Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Estático en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 62, se aprecia que las curvas de distorsión de entrepiso estático de los edificios promedios de un piso sobre perfiles de suelo S2 y S3 en la dirección Y incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, sin embargo, no superan el límite permisible. En cambio, las curvas de distorsión de entrepiso estático de los edificios promedios de dos pisos sobre un perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, superan el límite permisible. De manera similar, las curvas de distorsión de entrepiso estático de los edificios promedios de seis pisos sobre un perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, superan el límite permisible.



### 3.2.5. Resumen de Variaciones (%) en las Respuestas Estructurales

Tabla 113

Máxima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada

Descripción	Fuerza Cortante Basal		Efecto por Torsión		Momento de Volteo		Distorsión de Entrepiso	
	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3
Edificio Promedio 1 Piso	-13.37%	-5.25%	-7.89%	-5.93%	-10.47%	-2.86%	378.95%	1120.57%
Edificio Promedio 2 Pisos	-14.29%	-9.00%	-10.63%	-9.97%	-11.73%	-8.91%	349.26%	951.28%
Edificio Promedio 6 Pisos	-25.65%	-21.94%	-19.08%	-3.64%	-25.93%	-24.17%	260.56%	766.36%

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 113, se evidencia la variación porcentual máxima de las respuestas estructurales sobre perfiles de suelo S2 y S3 al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel, respecto a una base empotrada. Por consiguiente, la máxima variación porcentual del análisis de la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022, son los resultados de una base flexible sin amortiguamiento.

La fuerza cortante basal en el edificio promedio de un piso para un perfil de suelo S2 y S3 disminuye 13.37% y 5.25% respectivamente, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo S2 (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10076.23 Tonf/m) y rotacional (270426.48 Ton-m/rad), sin embargo, al considerar el módulo de corte efectivo del suelo S3 (0.809 MPa) y las características propias de la cimentación, se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1240.76 Tonf/m) y rotacional (31535.03 Ton-m/rad), por lo tanto, la redistribución de la respuesta estructural se evidencia con mayor énfasis, cuando los edificios promedios 1, 2 y 6 pisos se encuentran sobre un perfil de suelo S3.

**Tabla 114**

*Mínima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada*

Descripción	Fuerza Cortante Basal		Efecto por Torsión		Momento de Volteo		Distorsiones de Entrepiso	
	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3
Edificio Promedio 1 Piso	-44.72%	-47.89%	-45.46%	-47.96%	-42.77%	-47.24%	285.59%	861.72%
Edificio Promedio 2 Pisos	-40.94%	-41.22%	-39.75%	-40.09%	-39.35%	-42.25%	48.88%	122.59%
Edificio Promedio 6 Pisos	-57.43%	-55.10%	-58.37%	-56.25%	-61.41%	-60.73%	40.54%	131.92%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 114, se evidencia la variación porcentual máxima de las respuestas estructurales sobre perfiles de suelo S2 y S3 al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel, respecto a una base empotrada. Por consiguiente, la mínima variación porcentual del análisis de la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022, son los resultados de una base flexible con amortiguamiento.

La distorsión en el edificio promedio de un piso para un perfil de suelo S2 y S3 incrementa 285.59% y 861.72% respectivamente, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo S2 (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10971.52 Tonf/m) y rotacional (131612.20 Ton-m/rad), a su vez, se consigue un amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional (270.73 Tonf-s/m) y rotacional (553.52 Tonf-s/rad), sin embargo, al considerar el módulo de corte efectivo del suelo S3 (0.809 MPa) y las características propias de la cimentación, se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1370.74 Tonf/m) y rotacional (15255.99 Ton-m/rad), a su vez, se consigue un amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional (78.88 Tonf-s/m) y

rotacional (425.52 Tonf-s/rad) por lo tanto, la redistribución de la respuesta estructural se evidencia con mayor énfasis, cuando los edificios promedios 1, 2 y 6 pisos se encuentran sobre un perfil de suelo S3.

### 3.3. Resultado del Objetivo Específico N° 3

En el presente apartado, se presenta el resultado del análisis de la respuesta estructural mediante la metodología dinámico moda espectral, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022. Por este motivo, para realizar la representación de los resultados de la respuesta estructural (periodos y modos de vibrar, fuerza cortante basal, torsión, momento de volteo y distorsiones de entrepiso), se promedió los resultados de las respuestas estructurales de las doce edificaciones de los Sectores que conforman el Hospital MINSA II-2, basándose en, los edificios que tienen los niveles de pisos similares.

#### 3.3.1. Respuesta Estructural: Periodos & Modos de Vibrar

Tabla 115

*Periodos y Modos de Vibrar en Perfil de Suelo S2*

Edificaciones Promedio	Modos de Vibrar	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Periodos (s)		Variación (%)	
				Base Flexible con Amort.	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0803	0.1443	0.1366	79.72%	70.11%	
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0609	0.1216	0.1154	99.77%	89.67%	
Edificio Promedio de seis pisos	3	0.0444	0.0933	0.0897	109.97%	101.93%	
Edificio Promedio de un Piso	1	0.2228	0.3580	0.3508	60.72%	57.46%	
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.1670	0.2915	0.2868	74.55%	71.71%	
Edificio Promedio de seis pisos	3	0.1323	0.2473	0.2443	86.96%	84.69%	
Edificio Promedio de un Piso	1	0.4720	0.6290	0.6260	33.26%	32.63%	
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.3970	0.5380	0.5350	35.52%	34.76%	
Edificio Promedio de seis pisos	3	0.3070	0.4270	0.4250	39.09%	38.44%	

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 115, se consideró los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis de las edificaciones promedio de 1, 2 y 6 pisos, según el art. 29.1.2. del RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, los periodos incrementan respecto a una base empotrada, debido a que, debido a que, la restricción del empotramiento

en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S2, los periodos incrementan respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (97111.33 Tonf/m) y rotacional (50879123.35 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los periodos. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S2, los periodos incrementan respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (252261.24 Tonf-s/m) y rotacional (7823601.13 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los periodos.

Por consiguiente, la variación porcentual de los periodos del edificio promedio de un piso en perfil de suelo S2 incrementa del 79.72% hasta un 109.97% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa del 70.11% hasta un 101.93% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de los periodos del edificio promedio de dos pisos en perfil de suelo S2 incrementa del 60.72% hasta un 86.96% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa del 57.46% hasta un 84.69% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de los periodos del edificio promedio de seis pisos

en perfil de suelo S2 incrementa del 33.26% hasta un 39.09% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa del 32.63% hasta un 38.44% respecto a una base empotrada.

De igual manera, Villareal, & Aguila, (2021); & Marín, & Evangelista, (2021), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S3, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y cuando el suelo posee mayor susceptibilidad a degradarse ante el paso de una onda sísmica.

**Tabla 116**

*Periodos y Modos de Vibrar en Perfil de Suelo S3*

Edificaciones Promedio	Modos de Vibrar	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Periodos (s)		
				Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio	1	0.0803	0.2356	0.2136	193.42%	166.01%
Promedio de un Piso	2	0.0609	0.2044	0.1884	235.92%	209.62%
Edificio	3	0.0444	0.1629	0.1543	266.56%	247.27%
Promedio de Edificio	1	0.2228	0.4928	0.4715	121.21%	111.67%
Promedio de dos pisos	2	0.1670	0.4303	0.4130	157.63%	147.31%
Edificio	3	0.1323	0.3730	0.3598	182.04%	172.02%
Promedio de Edificio	1	0.4720	0.8550	0.8220	81.14%	74.15%
Promedio de seis pisos	2	0.3970	0.7530	0.7290	89.67%	83.63%
	3	0.3070	0.5950	0.5760	93.81%	87.62%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 116, se consideró los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis de las edificaciones promedio de 1, 2 y 6 pisos, según el art. 29.1.2. del RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, los periodos incrementan respecto a una base empotrada, debido a que, debido a que, la restricción del empotramiento en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

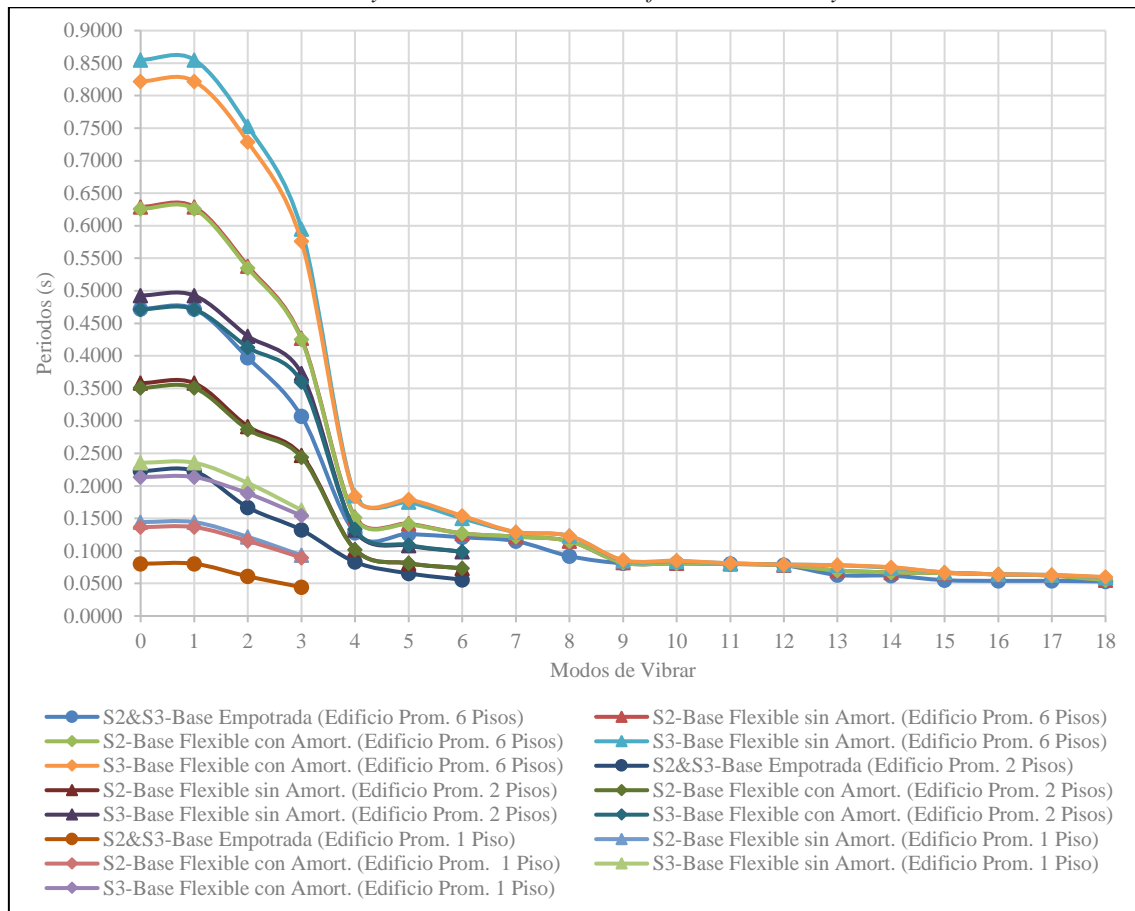
Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, los periodos incrementan respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los periodos. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, los periodos incrementan respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los periodos.

Por consiguiente, se evidencia que la variación porcentual de los periodos del edificio promedio de un piso en perfil de suelo S3 incrementa del 193.42% hasta un 266.56% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa del 166.01% hasta un 247.27% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de los periodos del edificio promedio de dos pisos en perfil de suelo S3 incrementa del 121.21% hasta un 182.04% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa del 111.67% hasta un 172.02% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de los periodos del edificio promedio de seis pisos en perfil de suelo S3 incrementa del 81.14% hasta un 93.81% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa del 74.15% hasta un 87.62% respecto a una base empotrada.

De igual manera, Villareal, & Aguila, (2021); & Marín, & Evangelista, (2021), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S3, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y cuando el suelo posee mayor susceptibilidad a degradarse ante el paso de una onda sísmica.

**Figura 63**

*Variación de Curvas de Periodos y Modos de Vibrar en Perfiles de Suelo S2 y S3*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

Según la Figura 63, se aprecia que las curvas de los periodos y modos de vibrar de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en perfiles de suelo S2 y S3 incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada. Por consiguiente, el periodo fundamental del edificio promedio de un piso para un perfil de suelo S2 al considerar una base empotrada es 0.0803 segundos, en cambio, al

considerar una base flexible sin amortiguamiento es 0.1443 segundos, por el contrario, al considerar una base flexible con amortiguamiento es 0.1366 segundos.

### 3.3.2. Respuesta Estructural: Fuerza Cortante Basal Dinámico

Tabla 117

Fuerza Cortante Basal Dinámico (Tonf) en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	53.00	53.03	33.84	55.30	59.76	33.39
Edificio Promedio de dos pisos	157.11	155.97	115.48	163.94	178.09	119.93
Edificio Promedio de seis pisos	1671.61	1504.79	901.33	1744.29	1698.81	952.35

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 117, los edificios promedios de 1, 2 y 6 niveles sobre un perfil de suelo S3 se observa que la fuerza cortante basal dinámico es mayor respecto al perfil de suelo S2, porque, al emplear la Ecuación 40 el factor de suelo S3 se amplifica un 5% respecto al factor de suelo S2. Además, se consideró la fuerza cortante mínima para cada una de las direcciones según el art. 29.4.1 del RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la fuerza cortante basal disminuye y, a su vez, incrementa en algunos casos respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10076.23 Tonf/m) y rotacional (270426.48 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento



se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (180.16 Tonf-s/m) y rotacional (1850.07 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes.

De la misma manera, la fuerza cortante en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento y base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S3 en el edificio promedio de dos pisos es de 55.30 Tonf., 59.76 Tonf. y 33.39 Tonf. respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, la fuerza cortante basal incrementa respecto a una base empotrada, no obstante, al considerarse la flexibilidad con amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada.

Sin embargo, Villareal & Aguila, (2021); Corratgé, et al., (2021); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) por el método de Pais & Kausel, influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, la fuerza cortante basal se reduce, porque, la pérdida de rigidez está sujeta por la fluencia de las columnas en la planta baja.

**Tabla 118**

*Fuerza Cortante Basal Dinámico (Tonf) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	51.62	53.21	37.63	53.81	60.86	33.47
Edificio Promedio de dos pisos	153.37	161.45	128.94	160.04	178.86	122.15
Edificio Promedio de seis pisos	1673.77	1550.66	887.84	1753.47	1690.25	977.12

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

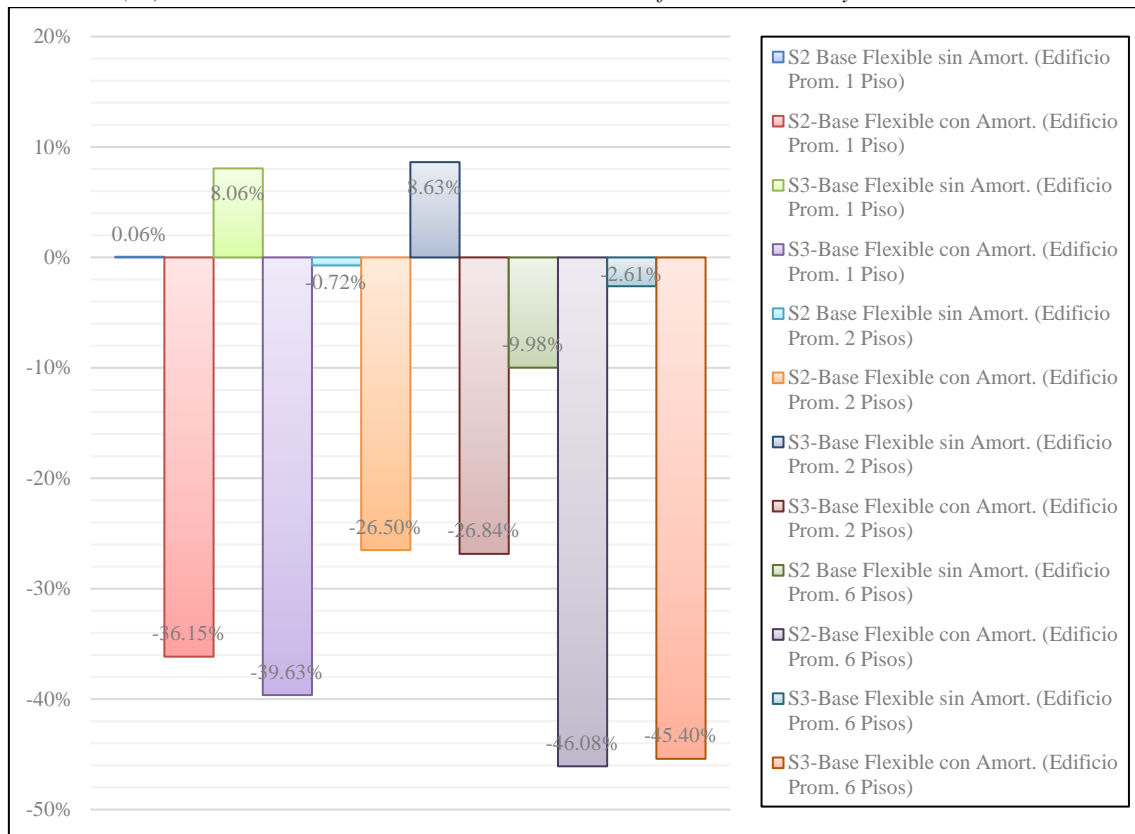
De acuerdo con la Tabla 118, los edificios promedios de 1, 2 y 6 niveles sobre un perfil de suelo S3 se observa que la fuerza cortante basal dinámico es mayor respecto al perfil de suelo S2, porque, al emplear la Ecuación 40 el factor de suelo S3 se amplifica un 5% respecto

al factor de suelo S2. Además, se consideró la fuerza cortante mínima para cada una de las direcciones según el art. 29.4.1 del RNE E.030, (2019). Por otro lado, la fuerza cortante en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento y base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S2 en el edificio promedio de seis pisos es de 1673.77 Tonf., 1550.66 Tonf. y 887.94 Tonf. respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (97111.33 Tonf/m) y rotacional (50879123.35 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S2, la fuerza cortante basal disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (25261.24 Tonf-s/m) y rotacional (7823601.13 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos cortantes.

Sin embargo, Villareal & Aguila, (2021); Corratgé, et al., (2021); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) por el método de Pais & Kausel, influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, la fuerza cortante basal se reduce, porque, la pérdida de rigidez está sujeta por la fluencia de las columnas en la planta baja.

**Figura 64**

*Variación (%) de la Fuerza Cortante Basal Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X*



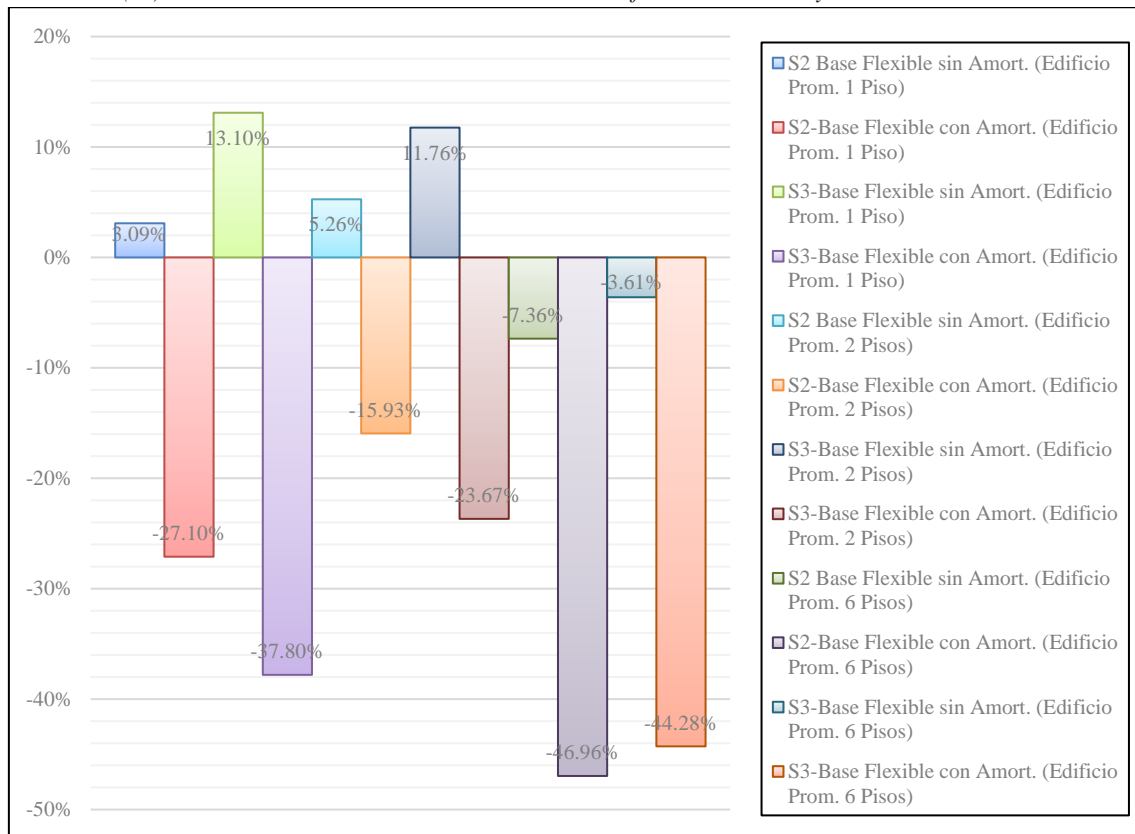
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 64, indica las variaciones porcentuales de la fuerza cortante basal dinámico en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección X. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de un piso en el perfil de suelo S2 la base flexible sin amortiguamiento muestra un incremento del 0.06%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo, redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 36.15%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

**Figura 65**

*Variación (%) de Fuerza Cortante Basal Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 65, indica las variaciones porcentuales de la fuerza cortante basal dinámico en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección Y. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de seis pisos en el perfil de suelo S2 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 7.36%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo, redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 46.96%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

### 3.3.3. Respuesta Estructural: Efecto por Torsión Dinámico

Tabla 119

Efecto por Torsión Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	684.99	681.32	403.46	714.76	716.77	401.68
Edificio Promedio de dos pisos	3232.39	3074.47	2072.68	3372.93	3149.07	2150.63
Edificio Promedio de seis pisos	34507.73	32268.25	18396.47	36008.07	40095.64	19496.53

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 119, se observa que el efecto por torsión dinámico incrementa a razón del número de pisos, porque, al emplear la Ecuación 39 se consideró las excentricidades propias de las edificaciones y los efectos de excentricidades accidentales (5% de las dimensiones del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al 1.2 (art. 46 del RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el efecto por torsión.

Por otro lado, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, el efecto por torsión incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1240.76 Tonf/m) y rotacional (31535.03 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los efectos por torsión. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, el efecto por torsión disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora

por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (52.51 Tonf-s/m) y rotacional (1240.25 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el efecto de torsión.

Sin embargo, López, et al., (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE), influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, el efecto por torsión se reduce, porque, radica en la rigidez lineal de estructura.

**Tabla 120**

*Efecto por Torsión (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	703.53	709.23	499.56	733.14	806.16	448.91
Edificio Promedio de dos pisos	3127.66	2623.73	2137.80	3263.64	2801.04	1980.20
Edificio Promedio de seis pisos	43725.01	42947.99	25784.36	45807.16	45484.49	28275.64

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 120, se observa que el efecto por torsión dinámico incrementa a razón del número de pisos, porque, al emplear la Ecuación 39 se consideró las excentricidades propias de las edificaciones y los efectos de excentricidades accidentales (5% de las dimensiones del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al 1.2 (art. 46 del RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el efecto por torsión. Por otro lado, el efecto por torsión en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S3 en el edificio promedio de dos pisos es de 3263.64 Tonf-m, 2801.04 Tonf-m y 1980.20 Tonf-m respectivamente, de acuerdo con esto, al considerar la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel, el efecto por torsión disminuye respecto a una base

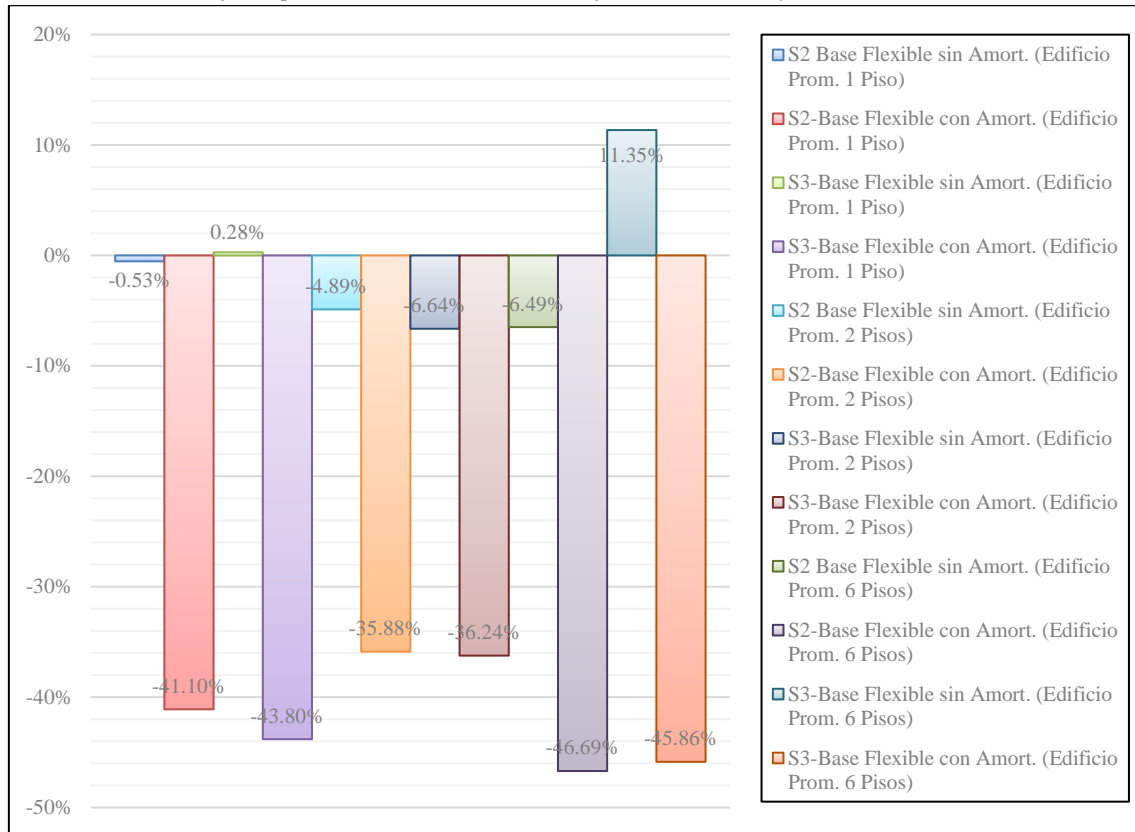
empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1370.74 Tonf/m) y rotacional (15255.99 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los efectos por torsión. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S3, el efecto por torsión disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (78.88 Tonf-s/m) y rotacional (425.52 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el efecto de torsión.

Sin embargo, el efecto por torsión en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento y base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S2 en el edificio promedio de un piso es de 703.53 Tonf., 709.23 Tonf. y 499.56 Tonf. respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, el efecto por torsión incrementa respecto a una base empotrada, no obstante, al considerarse la flexibilidad con amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, el efecto por torsión disminuye respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE), influye en la respuesta estructural de edificaciones sometidas a cargas sísmicas, de manera que, el efecto por torsión se reduce, porque, radica en la rigidez lineal de estructura.

**Figura 66**

*Variación (%) del Efecto por Torsión Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

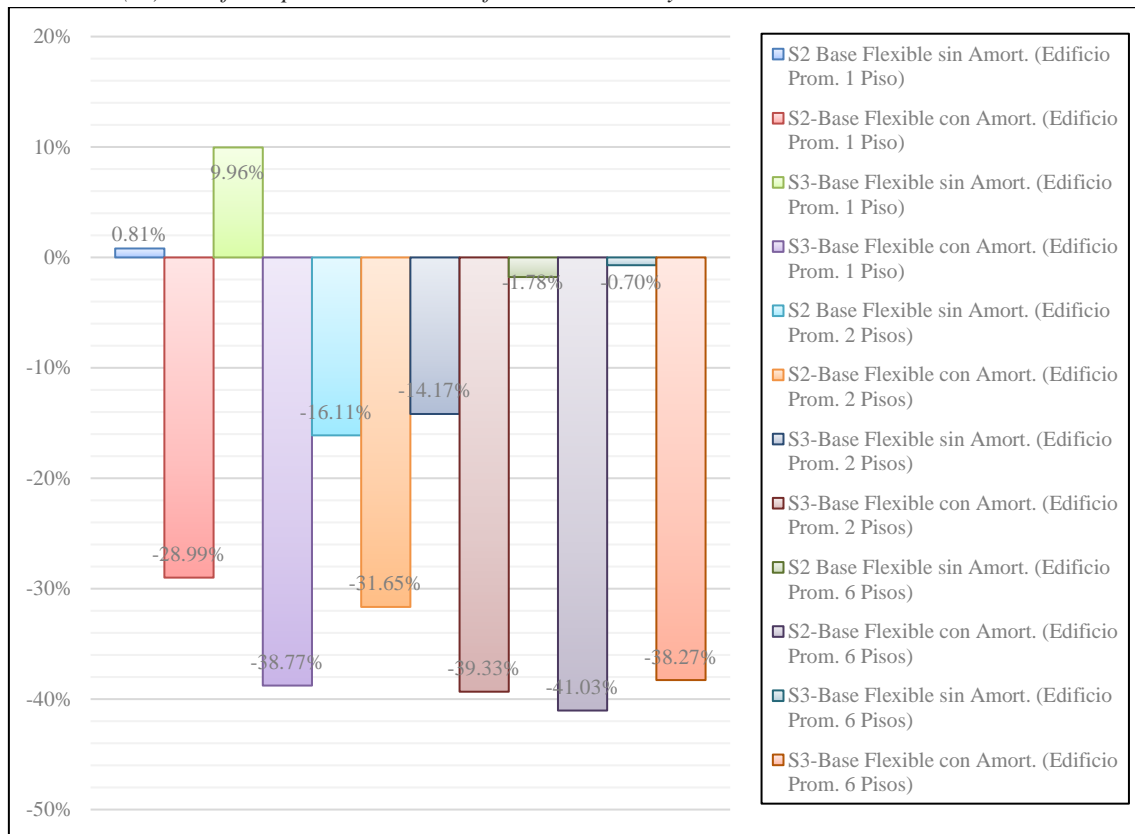
**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 66, indica las variaciones porcentuales del efecto por torsión dinámico en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección X. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de dos pisos en el perfil de suelo S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 6.64%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 36.24%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.



**Figura 67**

*Variación (%) del Efecto por Torsión en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 67, indica las variaciones porcentuales del efecto por torsión dinámico en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección Y. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de seis pisos en el perfil de suelo S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 0.70%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 38.27%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

### 3.3.4. Respuesta Estructural: Momento de Volteo Dinámico

Tabla 121

Momento de Volteo Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	204.14	199.97	128.13	213.01	220.30	123.25
Edificio Promedio de dos pisos	1088.86	1047.00	776.08	1136.20	1171.37	771.04
Edificio Promedio de seis pisos	35634.84	31145.72	17765.31	37184.18	34634.97	17933.90

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 121, se observa que el momento de volteo dinámico incrementa a razón del número de pisos, porque, presentan diferencias en su configuración estructural (sistema estructural y rigidez lateral) y la forma de la cimentación (cuadradas y rectangulares). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al 1.2 (art. 46 del RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el momento de volteo. Por otro lado, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S3, el momento de volteo incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1370.74 Tonf/m) y rotacional (15255.99 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los momentos de volteo. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S3, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del

suelo en su componente traslacional (78.88 Tonf-s/m) y rotacional (425.52 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el momento de volteo.

De igual manera, Villareal, & Aguila, (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones apoyadas en perfil de suelo S3, se registran mayores porcentajes de reducción al emplear el método de Pais y Kausel.

**Tabla 122**

*Momento de Volteo Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Perfil de Suelo S2			Perfil de Suelo S3		
	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Base Empotrada	Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	198.52	201.61	143.89	206.95	228.25	124.48
Edificio Promedio de dos pisos	1078.18	1084.34	867.26	1125.06	1167.66	787.83
Edificio Promedio de seis pisos	35983.65	32421.34	16891.80	37697.15	34579.39	18085.55

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 122, se observa que el momento de volteo dinámico incrementa a razón del número de pisos, porque, presentan diferencias en su configuración estructural (sistema estructural y rigidez lateral) y la forma de la cimentación (cuadradas y rectangulares). Además, se cumple con el requerimiento del factor de seguridad mayor al 1.2 (art. 46 del RNE E.030), en donde, los edificios analizados soportaran los sismos horizontales en ambas direcciones sin que ocurra el momento de volteo. Por otro lado, el momento de volteo en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento, base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S3 en el edificio promedio de seis pisos es de 37697.15 Tonf-m, 34579.39 Tonf-m y 18085.55 Tonf-m respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez

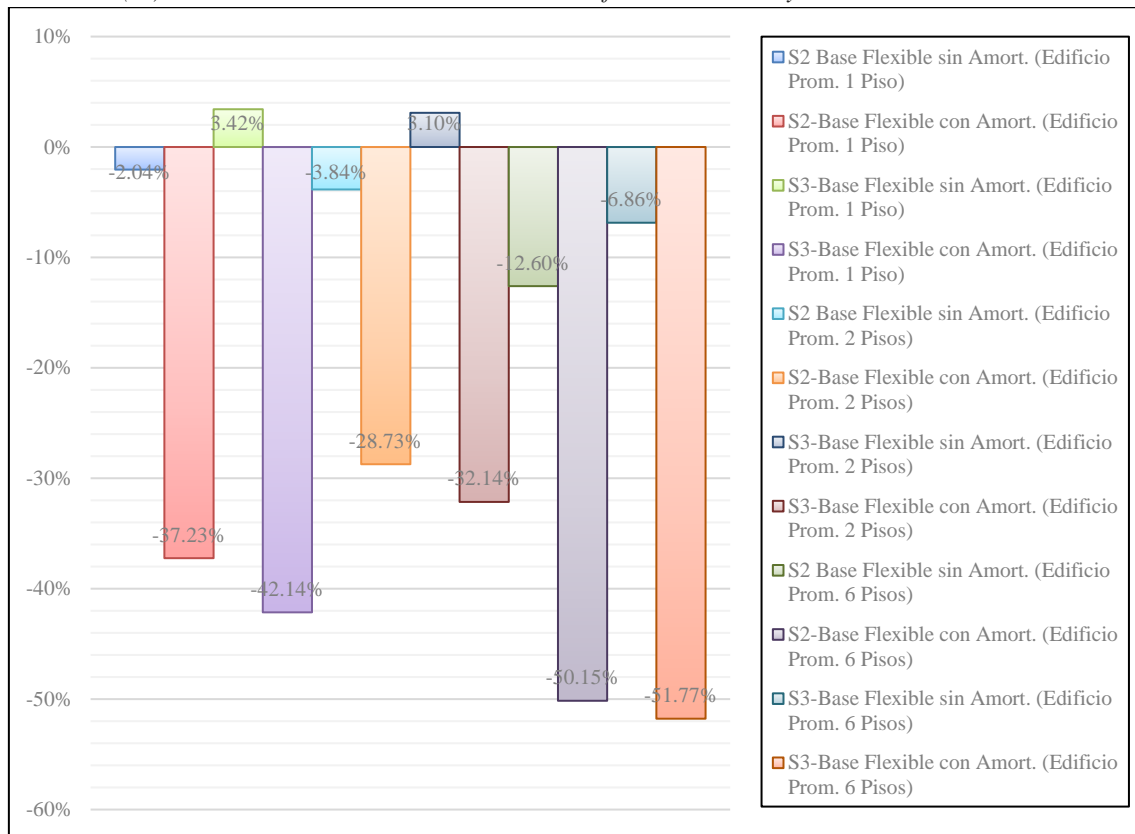
dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el momento de volteo. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen los esfuerzos generados por el momento de volteo.

Sin embargo, el momento de volteo en la base empotrada, base flexible sin amortiguamiento y base flexible con amortiguamiento, sobre un perfil de suelo S2 en el edificio promedio de un piso es de 198.52 Tonf., 201.61 Tonf. y 143.89 Tonf. respectivamente, de acuerdo con esto, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, el momento de volteo incrementa respecto a una base empotrada, no obstante, al considerarse la flexibilidad con amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel, el momento de volteo disminuye respecto a una base empotrada.

De igual manera, Villareal, & Aguila, (2022); & Araca, et al., (2020), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones apoyadas en perfil de suelo S3, se registran mayores porcentajes de reducción al emplear el método de Pais y Kausel.

**Figura 68**

Variación (%) del Momento de Volteo Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección X-X



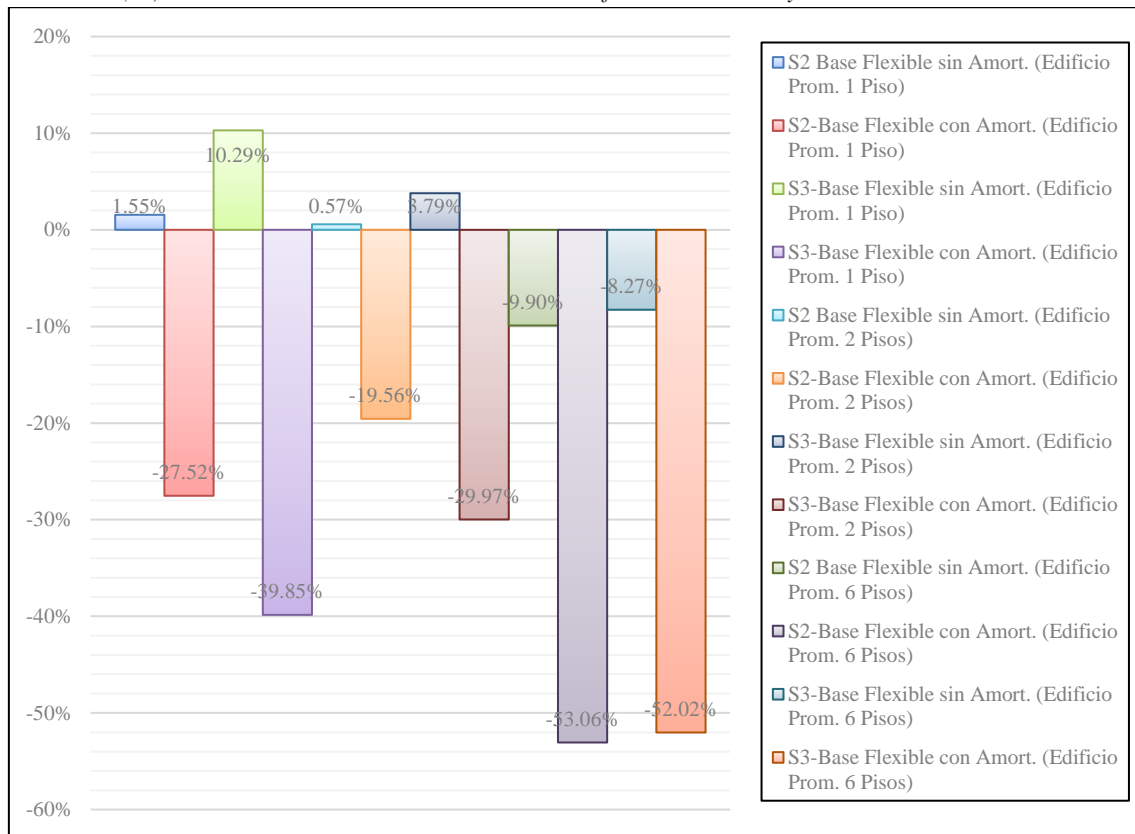
**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 68, indica las variaciones porcentuales del momento de volteo dinámico en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección X. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de un piso en el perfil de suelo S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un incremento del 3.42%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 42.14%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su cimentación de zapatas aisladas, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

**Figura 69**

Variación (%) del Momento de Volteo Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en la Dirección Y-Y



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 69, indica las variaciones porcentuales del momento de volteo dinámico en perfiles de suelo S2 y S3, para una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada de los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos en la dirección Y. Por consiguiente, se aprecia que los edificios promedios de seis pisos en el perfil de suelo S3 la base flexible sin amortiguamiento muestra un decremento del 8.27%, porque, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación y los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo redistribuyen en la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo, no obstante, la base flexible con amortiguamiento muestra un decremento del 52.02%, debido a que, la rigidez lateral de la estructura, su losa de cimentación, los coeficientes de rigideces (resortes dinámicos) del suelo y el amortiguamiento, redistribuyen a la función de la transferencia de la energía liberada por un sismo.

### 3.3.5. Respuesta Estructural: Distorsión de Entrepiso Dinámico

Tabla 123

*Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección X-X*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S2			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0004	0.0015	0.0009	323.90%	142.76%
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0021	0.0045	0.0032	113.00%	52.23%
Edificio Promedio de seis pisos	1	0.0013	0.0052	0.0036	299.94%	175.40%
	6	0.0050	0.0071	0.0039	42.81%	-22.57%
	5	0.0054	0.0075	0.0041	38.41%	-24.76%
	4	0.0055	0.0076	0.0042	37.89%	-24.53%
	3	0.0051	0.0067	0.0037	31.24%	-27.59%
	2	0.0036	0.0065	0.0036	77.39%	-0.61%
	1	0.0019	0.0052	0.0030	183.41%	60.70%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 123, las distorsiones de entrepiso dinámico se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica (R), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S2, se observa que en el nivel de piso 4, 5 y 6 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el RNC E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño sismorresistente (factores de zona y de suelo) son diferentes a la última versión que es el RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementan y en algunos pisos superan el límite permisible (0.007) respecto a una base empotrada, debido a que, la restricción del empotramiento en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2, la distorsión

de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10971.52 Tonf/m) y rotacional (131612.20 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de dos pisos sobre un perfil de suelo S2, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (270.73 Tonf-s/m) y rotacional (553.52 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de un piso en perfil de suelo S2 en la dirección X incrementa un 323.90% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 142.76% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de dos pisos en perfil de suelo S2 en la dirección X incrementa un 299.94% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 175.40% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de seis pisos en perfil de suelo S2 en la dirección X incrementa un 183.41% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 60.70% respecto a una base empotrada.



De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S2, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.

**Tabla 124**

*Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección X-X*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S3			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0004	0.0044	0.0020	1110.32%	435.29%
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0022	0.0093	0.0053	321.36%	138.89%
Edificio Promedio de seis pisos	1	0.0014	0.0132	0.0078	872.24%	470.82%
	6	0.0052	0.0130	0.0059	148.32%	13.35%
	5	0.0056	0.0135	0.0062	138.69%	9.34%
Edificio Promedio de seis pisos	4	0.0058	0.0139	0.0064	140.59%	10.93%
	3	0.0053	0.0120	0.0056	125.44%	5.70%
	2	0.0038	0.0142	0.0066	274.43%	74.46%
	1	0.0019	0.0143	0.0068	641.78%	253.34%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 124, las distorsiones de entrepiso dinámico se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica (R), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S3, se observa que en el nivel de piso 4, 5 y 6 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el RNC E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño sismorresistente (factores de zona y de suelo) son diferentes a la última versión que es el RNE E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementan y en algunos pisos superan el límite permisible (0.007) respecto a una

base empotrada, debido a que, la restricción del empotramiento en la base y el suelo infinitamente rígido (base indeformable) es reemplazado por la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica y el amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional y rotacional.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de seis pisos sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

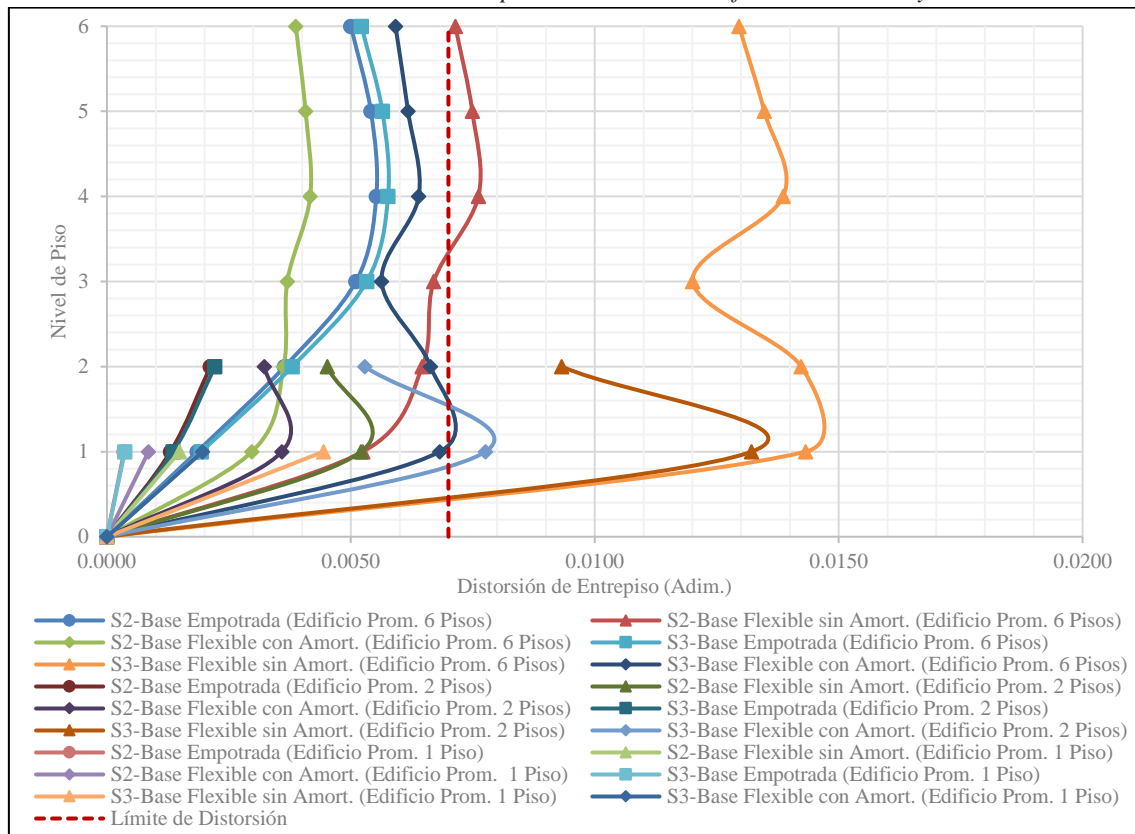
Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de un piso en perfil de suelo S3 en la dirección X incrementa un 1110.32% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 435.29% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de dos pisos en perfil de suelo S3 en la dirección X incrementa un 872.24% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento

incrementa un 470.82% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de seis pisos en perfil de suelo S3 en la dirección X incrementa un 641.78% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 253.34% respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S2, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.

**Figura 70**

*Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en Dirección X-X*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 70, se aprecia que las curvas de distorsión de entrepiso dinámico de los edificios promedios de un piso en perfiles de suelo S2 y S3 en la dirección X incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, sin embargo, no superan el límite permisible. En cambio, las curvas de distorsión de entrepiso dinámico de los edificios promedios de dos pisos en el perfil de suelo S3 en la dirección X incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, superan el límite permisible. Por lo contrario, las curvas de distorsión de entrepiso dinámico de los edificios promedios de seis pisos en perfiles de suelo S2 y S3 en la dirección X incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, superan el límite permisible.

**Tabla 125**

*Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S2 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S2			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0005	0.0019	0.0011	264.23%	109.21%
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0039	0.0059	0.0045	51.72%	14.47%
Edificio Promedio de seis pisos	1	0.0023	0.0063	0.0048	172.32%	107.66%
	6	0.0052	0.0060	0.0027	16.30%	-48.35%
	5	0.0057	0.0065	0.0029	13.96%	-49.20%
	4	0.0058	0.0067	0.0030	15.52%	-47.70%
	3	0.0048	0.0060	0.0029	24.80%	-40.38%
	2	0.0034	0.0053	0.0024	55.44%	-28.41%
	1	0.0018	0.0045	0.0023	148.38%	28.02%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 125, las distorsiones de entrepiso dinámico se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica (R), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S2, se observa que en el nivel de piso 4, 5 y 6 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño

sismorresistente son diferentes a la última versión que es E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementa y a su vez supera el límite permisible (0.007) respecto a una base empotrada, debido a que, la geometría de la cimentación, su rigidez lateral, número de pisos, efecto de resonancia y la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo de soporte (coeficientes de rigidez dinámica y amortiguamiento) redistribuyen los desplazamientos.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (10076.23 Tonf/m) y rotacional (270426.48 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S2, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (180.16 Tonf-s/m) y rotacional (1850.07 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de un piso en perfil de suelo S2 en la dirección Y incrementa un 264.23% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 109.21%

respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de dos pisos en perfil de suelo S2 en la dirección Y incrementa un 172.32% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 107.66% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de seis pisos en perfil de suelo S2 en la dirección Y incrementa un 148.38% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 28.02% respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S2, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.

**Tabla 126**

*Distorsión de Entrepiso Dinámico (Tonf-m) en Perfil de Suelo S3 en la Dirección Y-Y*

Edificaciones Promedio	Nivel de Piso	Base Empotrada	Perfil de Suelo S3			
			Base Flexible sin Amort.	Base Flexible con Amort.	Variación (%) Base Flexible sin Amort.	Variación (%) Base Flexible con Amort.
Edificio Promedio de un Piso	1	0.0006	0.0052	0.0021	840.78%	283.53%
Edificio Promedio de dos pisos	2	0.0041	0.0101	0.0058	147.89%	42.04%
Edificio Promedio de seis pisos	1	0.0024	0.0139	0.0081	479.77%	236.31%
	6	0.0054	0.0109	0.0047	101.21%	-13.36%
	5	0.0060	0.0116	0.0050	92.44%	-16.74%
	4	0.0061	0.0119	0.0052	95.66%	-14.45%
	3	0.0051	0.0108	0.0050	113.42%	-2.15%
	2	0.0036	0.0114	0.0050	220.39%	39.95%
	1	0.0019	0.0120	0.0060	538.54%	217.13%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 126, las distorsiones de entrepiso dinámico se calcularon multiplicando 0.75 al coeficiente de reducción sísmica ( $R$ ), porque, las estructuras son regulares indicado en la Tabla 20. Por otra parte, los resultados del edificio promedio de 6 pisos con base empotrada sobre un perfil de suelo S3, se observa que en el nivel de piso 4, 5 y 6 está obteniendo distorsiones próximas al límite permisible (0.007), porque, el diseño de la superestructura se realizó con el E.030, (2003), en el cual los parámetros de diseño sismorresistente son diferentes a la última versión que es E.030, (2019). Por otro lado, al considerarse la flexibilidad de la base por el método de Pais & Kausel en los edificios promedios de 1, 2 y 6 pisos, las distorsiones de entrepiso estático incrementa y a su vez supera el límite permisible (0.007) respecto a una base empotrada, debido a que, la geometría de la cimentación, su rigidez lateral, número de pisos, efecto de resonancia y la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo de soporte (coeficientes de rigidez dinámica y amortiguamiento) redistribuyen los desplazamientos.

Por otra parte, al considerar una base flexible sin amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (0.809 MPa), el desplante del cimiento (1.5 m) y la geometría de la cimentación por zapatas aisladas cuadradas y rectangulares, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (1240.76 Tonf/m) y rotacional (31535.03 Ton-m/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso. Además, al considerar una base flexible con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel en el edificio promedio de un piso sobre un perfil de suelo S3, la distorsión de entrepiso incrementa respecto a una base empotrada, debido a que, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (7392.07

Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, redistribuyen las distorsiones de entrepiso.

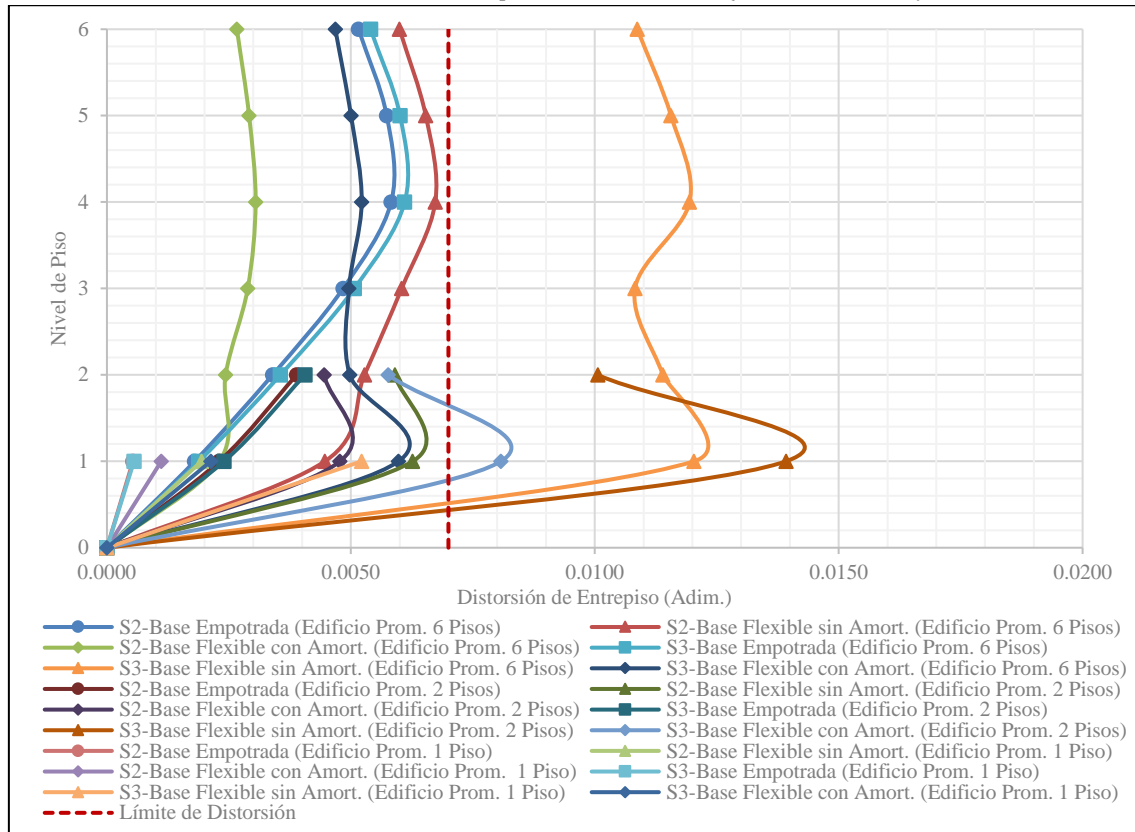
Por consiguiente, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de un piso en perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementa un 840.78% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 283.53% respecto a una base empotrada. En cambio, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de dos pisos en perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementa un 479.77% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 236.31% respecto a una base empotrada. Por el contrario, la variación de la distorsión de entrepiso dinámico del edificio promedio de seis pisos en perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementa un 538.54% al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, no obstante, al considerar una base flexible con amortiguamiento incrementa un 217.13% respecto a una base empotrada.

De igual manera, López, et al., (2022); Marín, & Evangelista, (2021); Villareal, & Aguila, (2021); & Tena, (2019), indican que al considerar la flexibilidad en la base (IDSE) en las edificaciones sobre un perfil de suelo S2, se registran porcentajes de incremento por el método de Pais y Kausel, debido a que, las estructuras presentan diferentes configuraciones estructurales en planta o altura y radica en la rigidez lineal de estructura, haciendo que los límites máximos de control para concreto armado sean superados en la mayoría de los niveles de piso.



**Figura 71**

*Variación de Curvas de Distorsiones de Entrepiso Dinámico en Perfiles de Suelo S2 y S3 en Dirección Y-Y*



**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

En la Figura 71, se aprecia que las curvas de distorsión de entrepiso dinámico de los edificios promedios de un piso en perfiles de suelo S2 y S3 en la dirección Y incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, sin embargo, no superan el límite permisible. En cambio, las curvas de distorsión de entrepiso dinámico de los edificios promedios de dos pisos en el perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, superan el límite permisible. Por lo contrario, las curvas de distorsión de entrepiso dinámico de los edificios promedios de seis pisos en perfil de suelo S3 en la dirección Y incrementan al considerar una base flexible sin amortiguamiento respecto a una base empotrada, además, supera el límite permisible.

### 3.3.6. Resumen de Variaciones (%) en las Respuestas Estructurales

Tabla 127

Máxima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada

Descripción	Periodos		Fuerza Cortante Basal		Efecto por Torsión		Momento de Volteo		Distorsión de Entrepiso	
	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3
Edificio Promedio 1 Piso	109.97%	266.56%	3.09%	13.10%	0.81%	9.96%	1.55%	10.29%	323.90%	1110.32%
Edificio Promedio 2 Pisos	86.96%	182.04%	5.26%	11.76%	-4.89%	-6.64%	0.57%	3.79%	299.94%	872.24%
Edificio Promedio 6 Pisos	39.09%	93.81%	-7.36%	-2.61%	-1.78%	11.35%	-9.90%	-6.86%	183.41%	641.78%

Elaboración: Propia de los Autores.

Fuente: RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 127, se evidencia la variación porcentual máxima de las respuestas estructurales sobre perfiles de suelo S2 y S3 al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel, respecto a una base empotrada. Por consiguiente, la máxima variación porcentual del análisis de la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022, son los resultados de una base flexible sin amortiguamiento.

El periodo en el edificio promedio de un piso para un perfil de suelo S2 y S3 incrementa 39.09% y 93.81% respectivamente, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo S2 (6.405 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (97111.33 Tonf/m) y rotacional (50879123.35 Ton-m/rad), sin embargo, al considerar el módulo de corte efectivo del suelo S3 (0.809 MPa) y las características propias de la cimentación, se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), por lo tanto, la redistribución de la respuesta estructural se evidencia con mayor énfasis, cuando los edificios promedios 1, 2 y 6 pisos se encuentran sobre un perfil de suelo S3.

**Tabla 128**

*Mínima Variación (%) Respecto a una Base Empotrada*

Descripción	Periodos		Fuerza Cortante Basal		Efecto por Torsión		Momento de Volteo		Distorsión de Entrepiso	
	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3	Perfil de Suelo S2	Perfil de Suelo S3
Edificio Promedio 1 Piso	70.11%	166.01%	-36.15%	-39.63%	-41.10%	-43.80%	-37.23%	-42.14%	109.21%	283.53%
Edificio Promedio 2 Pisos	57.46%	111.67%	-26.50%	-26.84%	-35.88%	-39.33%	-28.73%	-32.14%	14.47%	42.04%
Edificio Promedio 6 Pisos	32.63%	74.15%	-46.96%	-45.40%	-46.69%	-45.86%	-53.06%	-52.02%	-49.20%	-16.74%

**Elaboración:** Propia de los Autores.

**Fuente:** RNE E.030, 2019; & NIST GCR 12-917-21, 2012.

De acuerdo con la Tabla 128, se evidencia la variación porcentual máxima de las respuestas estructurales sobre perfiles de suelo S2 y S3 al considerar una base flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel, respecto a una base empotrada. Por consiguiente, la mínima variación porcentual del análisis de la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022, son los resultados de una base flexible con amortiguamiento.

La distorsión en el edificio promedio de un piso para un perfil de suelo S2 y S3 disminuye 49.20% y 16.74% respectivamente, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo S2 (6.405 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (97111.33 Tonf/m) y rotacional (50879123.35 Ton-m/rad), a su vez, se consigue un amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional (25261.24 Tonf-s/m) y rotacional (7823601.13 Tonf-s/rad), sin embargo, al considerar el módulo de corte efectivo del suelo S3 (0.809 MPa), se consigue una rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (11342.82 Tonf/m) y rotacional (5553862.01 Ton-m/rad), a su vez, se consigue un amortiguamiento del suelo de soporte en su componente traslacional (7392.07 Tonf-s/m) y rotacional (5343079.60 Tonf-s/rad), por lo tanto, la redistribución de la respuesta estructural se evidencia con mayor se encuentran sobre un perfil de suelo S3.

## CAPÍTULO 4. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### 4.1. Discusiones

Una vez evidenciado los resultados en la presente investigación, es relevante enfatizar una discusión con los hallazgos y observaciones de diferentes investigadores.

#### 4.1.1. Discusión del Objetivo Específico N° 1

Se consideró analizar el potencial de licuación mediante el estudio de la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02), donde señalan tres expresiones de forma explícita, disertando en todos los casos del valor de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), relación de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad ante la ocurrencia de la licuación (FSL), por este motivo, se analizó con un sismo de 7.5 (Mw) y una aceleración de diseño (0.35g). El promedio de resultados encontrados en la presente investigación con respecto al CSR, empleando la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se obtuvo 0.477, 0.008 y 0.048 respectivamente, debido a que, las normativas estudiadas consideran diferentes criterios para el cálculo de la variable  $r_d$ , en donde, se evidencia una variación porcentual del - 0.14% y -3.78% al emplear la normativa española (NCSP-07 & NCSE-02) respecto a la normativa peruana (RNE E.050) basándose en una profundidad de 9 m, además, se observó que la normativa española **se limita** al no considerar la variable de la tensión efectiva ( $\sigma'$ ), mientras que, en la normativa peruana forma parte de la expresión. Por lo tanto, se presenta una discordancia con los resultados obtenidos de **Orozco, & Seminario, (2020)**, debido a que, analizan un sismo de 7.5 (Mw) y una aceleración de diseño (0.45g), en donde, al emplear la metodología de Seed y otros (1983, 1985) obtuvieron un resultado promedio 2.260, de manera que, se evidencia un incremento del 373.72% respecto a la normativa peruana (RNE E.050), algo similar ocurre con la investigación de **Falla, (2021)**, porque, analizan un sismo de 8.2 (Mw) y una aceleración de diseño (0.52g), en donde, al emplear la metodología de Seed e Idriss (1971, 1982) consiguieron un resultado promedio 0.531, de manera que, se observa un incremento del

11.29% respecto a la normativa peruana (RNE E.050), también, se muestra una contradicción con los resultados del artículo de **Pastor, et al.,(2018)**, en donde, concluyen que la diferencia en la expresión del factor de reducción de esfuerzos ( $r_d$ ) en la normativa española (NCSE-07, NCSP-02 y ROM 0.5-05), así como la no evaluación de este factor por el EC-8, generan que los valores del CSR sean diferentes entre las cuatro normativas, especialmente conforme se incrementa la profundidad, incluso con diferencias de hasta el 60% en alguno de los casos estudiados.

El promedio de resultados encontrados en la presente investigación con respecto al **CRR**, empleando la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se obtuvo 0.169, 0.009 y 0.056 respectivamente, porque, la normativa peruana **se limita** en considerar una variable para evaluar el CRR que se denomina  $(N_1)_{60}$ , en donde, se analiza por factores de corrección de longitud ( $CR=0.5, 0.85$  y  $0.95$ ), diámetro de la perforación ( $CB=1$ ), muestreador estándar ( $CS=1$ ), energía ( $CE=1.143$ ) y presión de sobrecarga ( $CN \leq 1.7$ ), especificado en la Tabla 2 y la Ecuación 6, en cambio, la normativa española consideran tres variables, la primera se denomina el coeficiente de contribución en función a la peligrosidad sísmica ( $K_M=1.5$ ) que se muestra en la Ecuación 21, la segunda se denomina  $R_{L,1}$  y/o  $R_1$ , por el cual, se determina empleando la Figura 20 que considera los valores del  $(N_1)_{60}$  por corrección por longitud ( $CL=0.75, 0.85$  y  $0.95$ ), diámetro de sondeo ( $CS=1$ ), presión de sobrecarga ( $CN \leq 1.7$ ) y del contenido de finos ( $\geq 35\%$ ), por último, la tercera variable incluye los resultados de la tensión efectiva ( $\sigma'$ ) que se muestra en la Tabla 68. Por lo tanto, se presenta una discordancia con los resultados obtenidos de **Orozco, & Seminario, (2020)**, porque, utilizaron factores de correcciones por longitud ( $CR=1$ ), diámetro de la perforación ( $CB=1$ ), muestreador estándar ( $CS=1$ ), energía ( $CE=1$ ) y presión de sobrecarga ( $CN \geq 1.7$ ), en donde, al emplear la metodología de Seed y otros (1983, 1985) obtuvieron un

resultado promedio de 1.487, de manera que, se evidencia un incremento del 781.38% respecto a la normativa peruana (RNE E.050).

El promedio de resultados encontrados en la presente investigación con respecto al  $FS_L$  empleando la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se obtuvo 0.354, 1.125 y 0.037 respectivamente, porque, la normativa peruana indica la condición del  $FS_L$  mínimo para edificaciones de categoría A el valor de 1.25, en cambio, la normativa española (NCSP-07) indica la condición del  $FS_L$  mínimo de 1.50 para cimentaciones, no obstante, la normativa española (NCSE-02) indica la condición del  $FS_L$  mínimo, por lo cual, la relación de resistencia cíclica (CRR) dividido por el valor de 1.5 ( $CRR/1.5$ ), debe ser mayor o igual a la relación de esfuerzo cíclico (CSR) para que no se inicie la licuación. Por lo tanto, se presenta una discordancia con los resultados obtenidos de **Orozco, & Seminario, (2020)**, debido a que, consideran un  $FS_L = 1$  y al emplear la metodología de Seed y otros (1983, 1985) obtuvieron un resultado promedio de 0.66, de manera que, se evidencia un incremento del 86.44% respecto a la normativa peruana (RNE E.050), del mismo modo, los resultados de la investigación de **Falla, (2021)**, consideran un  $FS_L = 1$  y al emplear la metodología de Seed e Idriss (1971, 1982) obtuvieron un resultado promedio de 0.274, de manera que, disminuye un 22.60% respecto a la normativa peruana (RNE E.050), también, los investigadores **Pastor, et al., (2018)**, concluyen que los mayores factores de seguridad se han obtenido para la NCSE-02 y NCSP-07 y las que hacen referencia a obra civil (NCSP-07 y ROM 0.5-05) son más conservadoras que la norma aplicable a edificación (NCSE-02).

Como **implicancia práctica**, la normativa peruana (RNE E.050) podría incorporar o adoptar la expresión del CRR justificado por la normativa española (NCSE-02 y NCSP-07), sin embargo, para la expresión del CSR y  $FS_L$  puede ser atribuible a la clasificación por uso y vida útil de diferentes estructuras (edificaciones y puentes).

#### 4.1.2. Discusión del Objetivo Específico N° 2

Se consideró analizar la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3, en base a ello se estudió el método de Pais & Kausel adoptado por la normativa norteamericana (NIST GCR 12- 917-21), quienes establecieron expresiones para representar la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) considerando la flexibilidad en cimentaciones superficiales cilíndricas y rectangulares, por este motivo, se analizó 12 estructuras de categoría esencial (A1) considerando la flexibilidad de la base sin amortiguamiento y con amortiguamiento. Los resultados al considerar la flexibilidad de la base sin amortiguamiento respecto a una base empotrada en referencia a la fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo y distorsión de entrepiso del edificio promedio de 6 pisos para un perfil de suelo S2 se obtuvieron máximas variaciones del -25.65%, -19.08%, -25.93% y 260.56% respectivamente, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (97111.33 Tonf/m) y rotacional (50879123.35 Ton-m/rad), en cambio, al considerar la flexibilidad de la base con amortiguamiento respecto a una base empotrada se obtuvieron mínimas variaciones del -57.43, % -58.37%, -61.41% y 40.54% respectivamente, porque, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (25261.24 Tonf-s/m) y rotacional (7823601.13 Tonf-s/rad). En cambio, los resultados obtenidos no guardan relación con la investigación de **Curioso, & Torres, (2020)**, debido a que, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel respecto a una base empotrada, la fuerza cortante basal y el momento de volteo de un edificio de 8 pisos destinado al uso de oficinas, para un perfil de

suelo S2 consiguieron una variación porcentual del -2.31% y -2.76% respectivamente, porque, el módulo de corte efectivo del suelo (39.24 MPa), el desplante del cimiento (0.7 m) y la geometría rectangular por zapatas aisladas, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (46653.09 Tonf/m) y rotacional (1666656.94 Ton-m/rad), en cambio, al considerarse la flexibilidad con amortiguamiento para un perfil de suelo S2 consiguieron una variación porcentual del -3.31% y -3.65% respectivamente, porque, incluyen el amortiguamiento, en donde, se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (561.83 Tonf-s/m) y rotacional (724.10 Tonf-s/rad), también, los resultados obtenidos por **Hinostroza, (2021)**, debido a que, al considerarse la flexibilidad con amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel respecto a una base empotrada, los desplazamientos de un edificio de 7 pisos destinado al uso común, para un perfil de suelo S3 consiguieron una variación porcentual del 161%, porque, el módulo de corte efectivo del suelo (43.02 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular por zapatas aisladas, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (235172.82 Tonf/m) y rotacional (111153.26 Ton-m/rad).

Como **implicancia práctica**, la normativa peruana (RNE E.030) podría incorporar o adoptar las expresiones del método de Pais & Kausel adoptado por la normativa norteamericana (NIST GCR 12- 917-21), para considerar la flexibilidad de la base sin y con amortiguamiento en cimentaciones superficiales al realizar el análisis sismorresistente mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes en diferentes categorías de edificaciones sobre perfiles de suelo S2 y S3, debido a que, las expresiones proporcionan una buena aproximación de las rigideces de la cimentación y su aplicación es inmediata.



#### 4.1.3. Discusión del Objetivo Específico N° 3

Se consideró analizar la respuesta estructural mediante la metodología dinámico modal espectral, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3, en base a ello se estudió el método de Pais & Kausel adoptado por la normativa norteamericana (NIST GCR 12- 917-21), quienes establecieron expresiones para representar la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) considerando la flexibilidad en cimentaciones superficiales cilíndricas y rectangulares, por este motivo, se analizó 12 estructuras de categoría esencial (A1) considerando la flexibilidad de la base sin amortiguamiento y con amortiguamiento. Los resultados al considerar la flexibilidad de la base sin amortiguamiento respecto a una base empotrada en referencia a los periodos, fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo y distorsión de entrepiso del edificio promedio de 6 pisos para un perfil de suelo S2 se obtuvieron máximas variaciones del 39.09%, -7.36%, -25.93%, -1.78%, -9.90% y 183.41% respectivamente, debido a que, el módulo de corte efectivo del suelo (6.405 MPa), el desplante del cimiento (2 m) y la geometría rectangular de la losa de cimentación, se incorporan en la función de impedancia que refleja la rigidez dinámica del suelo de soporte en su componente traslacional (97111.33 Tonf/m) y rotacional (50879123.35 Ton-m/rad), en cambio, al considerar la flexibilidad de la base con amortiguamiento respecto a una base empotrada se obtuvieron mínimas variaciones del 32.63%, -46.96%, -46.69%, -53.02% y -49.20% respectivamente, porque, el amortiguamiento se incorpora por el principio de correspondencia en la función de impedancia que refleja la rigidez e inercia del suelo en su componente traslacional (25261.24 Tonf-s/m) y rotacional (7823601.13 Tonf-s/rad). Sin embargo, los resultados obtenidos guardan relación con la investigación de **Morales, & Espinoza, (2020)**, debido a que, al considerarse la flexibilidad sin amortiguamiento en la base por el método de Pais & Kausel y el modelo de Hardening Soil with small-strain stiffness (HSSMALL) respecto a una base

empotrada, los periodos de un edificio de 8 pisos para un perfil de suelo S2 consiguieron una variación porcentual del 46% y 45% respectivamente, porque, el módulo de corte efectivo del suelo (55.38 MPa), la geometría rectangular por zapatas aisladas, el factor de zona (0.40g) y la norma Ecuatoriana en el capítulo de Peligro Sísmico y Diseño sismorresistente, menciona que, los espectros de respuesta deben tener al menos un 85% de fuerza basal al comparar con el sismo estático, no obstante, los resultados obtenidos por **Calderín, et al., (2020)** no guardan relación, debido a que, la fuerza cortante basal en un edificio prefabricado de 18 pisos al considerar la flexibilidad de la base por la normativa mexicana (No 103-BIS) y americana (ASCE), respecto a una base empotrada disminuyen 53.29% y 30% respectivamente, porque, el método Pais & Kausel se analiza a través de constantes elásticas que emulan las propiedades del suelo en la base de cada edificación, mientras que, la normativa mexicana (No 103-BIS) y americana (ASCE) se analiza por medio de un espectro de diseño modificado, también, los resultados obtenidos por los investigadores **Villareal, & Aguila, (2021)**, en donde, evidencian el momento de volteo y las derivas de piso en un edificio de 8 pisos para un perfil de suelo S3 al considerar la flexibilidad de la base con amortiguamiento por el método de Pais & Kausel respecto a una base empotrada consiguieron una variación porcentual del -65.346% y 63.97%, porque, discretizaron la rigidez y amortiguamiento total del sistema (losa de cimentación), por medio, del área tributaria en función a las dimensiones en planta.

Como **implicancia práctica**, la normativa peruana (RNE E.030) podría incorporar o adoptar las expresiones del método de Pais & Kausel adoptado por la normativa norteamericana (NIST GCR 12- 917-21), para considerar la flexibilidad de la base sin y con amortiguamiento en cimentaciones superficiales al realizar el análisis sismorresistente mediante la metodología dinámico modal espectral, sin embargo, es pertinente discretizar la rigidez y amortiguamiento total en una losa de cimentación.

Figura 72

Compendio de Discusiones de Investigaciones respecto a la Presente Investigación

Autor (es)	Modelo Empleado	Ensayos	Tipo de Análisis Sismorresistente	Normativas	Muestra	Aceleración Sísmica	Magnitud del Sismo	Resultados
Chávez, & Jiménez, (2022) El Presente Trabajo	*Seed & Idriss (1971 y 1982) *Pais & Kausel, (1998)	*2 Sondeos SPT *Análisis Granulométrico *Límites de Consistencia *Contenido de Humedad *Peso Volumétrico	*Análisis por Fuerzas Estáticas Equivalentes *Análisis Dinámico Modal Espectral	*NIST GCR 12-917-21 *RNE E.030 *RNE E.050 *NCSP-07 *NCSE-02	12 Edificios de Categoría Esencial A1	0.35 g	7.5 (Mw)	El promedio de Resultados Encontrados con Respecto al CSR, Empleado la Normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se Obtuvo 0.477, 0.008 y 0.048 Respectivamente, en cambio, los Resultados del CRR se Consiguieron 0.169, 0.009 y 0.056, no obstante, los Resultados del FSL se Determinó 0.354, 1.125 y 0.037. Por otra parte, se Obtuvo que la Máxima Variación de los Periodos en el Edificio Promedio de 6 pisos para un Perfil de suelo S2 y S3 Resultó un 39.09% y 93.81% Respectivamente, además, la Mínima Variación Resultó un 32.63% y 74.15%.
Villareal, & Aguila, (2021)	*Pais & Kausel, (1998) *Gazetas, (1991) *Mylonakis et al., (2006) *D.D. Barkan, O.A. Savinov, (1948) *FEMA 440	-	Análisis Dinámico Modal Espectral	*Norma Rusa SNIP 2.02.05, (1987)	3 Edificios Comunes	0.25 g	-	El Momento de Volteo por el Método de Pais & Kausel Disminuye 65.346%.
Hinostraza, (2021)	-	*2 Sondeos SPT	Análisis Dinámico Modal Espectral	*RNE E.030 *NIST GCR 12-917-21	2 Edificios Comunes	0.45 g	-	Los desplazamientos incrementan 161%.
Falla, (2021)	Método Seed e Idriss (1997)	3 sondeos de SPT	-	*RNE E.030 *RNE E.050	Áreas Portuarias- Puerto del Callao	0.5 g	8.5 (Mw)	Solo Aplican el Método y Consiguieron lo Siguiente: SPT 01 Licuan 6 estratos (Prof. 6 m - 10 m), SPT 02 Licuan 7 estratos (Prof. 6m - 20m)
Guzmán, et al., (2020)	Seed e Idriss (1971) y Modificado por Youd, et al., (2001)	5 sondeos de SPT	-	-	Ciudad de Coatzacoalcos, Veracruz, México	0.338 g	8.2 (Mw)	Solo Aplican el Método y Consiguieron lo Siguiente: SPT 01 Licuan un Espesor de 1.30m (Prof. 2.7 m - 4 m), SPT 02 Licuan un Espesor de 1.80m (Prof. 3m - 4.8m) y SPT 03 Licuan un Espesor de 0.4m (Prof. 2.60m - 3m)
Orozco, & Seminario, (2020)	Método Seed y otros (1983 y 1985)	3 sondeos de SPT	-	*RNE E.030 *RNE E.050	Zona Estudiada en la Universidad de Piura	0.35 g	7.5 (Mw)	Solo Aplican el Método y Consiguieron lo Siguiente: SPT 01 Licuan 5 estratos (Prof. 1 m - 6 m), SPT 02 Licuan 3 estratos (Prof. 4m - 5m - 7m) y SPT 03 Licuan 7 estratos (Prof. 2m - 7m)
Morales, & Espinoza, (2020)	*Pais & Kausel, (1998) * Modelo HSSMALL	-	Análisis Dinámico Modal Espectral	NEC-15	1 Edificio Común	0.4 g	-	Los Periodos Incrementan 46% y 45%
Calderín, et al., (2020)	-	-	Análisis Dinámico Modal Espectral	*cubana NC 46:2017 *mexicana (No 103-BIS) *americana (ASCE)	1 Edificio Prefabricado	-	-	La Fuerza Cortante Basal Disminuye 53.29% y 30% Respectivamente.
Curioso, & Torres, (2020)	-	-	Análisis Dinámico Modal Espectral	*RNE E.030 *NIST GCR 12-917-21	3 Edificios (Oficinas)	0.45g	-	La Fuerza Cortante Basal Disminuye 4.24% y 1.78%
Pastor, et al., (2018)	-	3 Sondeos SPT	-	*NCSP-07 *NCSE-02 *ROM 0.5-05 * EC-8	Benijófar, Alicante y Santa Pola	0.15g, y 0.14g	7.0 (Mw)	Los Mayores Factores de Seguridad se han Obtenido para la NCSE-02 y NCSP-07, Porque, estas Normas Exigen un Factor de Seguridad Superior al Requerido por las Otras dos.

Elaboración: Propia de los Autores.

## 4.2. Conclusiones

### 4.2.1. Conclusión del Objetivo Específico N° 1

En esta tesis se analizó el potencial de licuación mediante el estudio de la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022. Por consiguiente, se estandarizó la nomenclatura con la finalidad de realizar la comparación entre las tres normativas de forma explícita, disertando en todos los casos del valor de la relación de esfuerzo cíclico (CSR), relación de resistencia cíclica (CRR) y el factor de seguridad ante la ocurrencia de la licuación ( $FS_L$ ).

En ese análisis, el promedio de resultados encontrados en la presente investigación con respecto al CSR, empleando la normativa peruana (RNE E.050) y española (NCSP-07 & NCSE-02) se obtuvo 0.477, 0.008 y 0.048 respectivamente, asimismo, respecto al CRR, se obtuvo 0.169, 0.009 y 0.056 respectivamente y respecto al  $FS_L$ , se obtuvo 0.354, 1.125 y 0.037 respectivamente.

### 4.2.2. Conclusión del Objetivo Específico N° 2

En esta tesis se analizó la respuesta estructural mediante la metodología de fuerzas estáticas equivalentes, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022. Por consiguiente, se estudió 12 estructuras de categoría esencial (A1) considerando el empotramiento en la base, la flexibilidad de la base sin amortiguamiento y con amortiguamiento.

En ese análisis, los resultados al considerar la flexibilidad de la base sin amortiguamiento respecto a una base empotrada en referencia a la fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo y distorsión de entrepiso del edificio promedio de 6 pisos para un perfil de suelo S2 se obtuvieron máximas variaciones del -25.65%, -19.08%, -25.93% y 260.56% respectivamente, en cambio, al considerar la flexibilidad de la base con amortiguamiento respecto a una base empotrada se obtuvieron mínimas variaciones del -57.43% -58.37%, -61.41% y 40.54% respectivamente. Además para un perfil de suelo S3 se

obtuvieron máximas variaciones del -21.94%, -3.64%, -24.17% y 766.36% respectivamente, en cambio, al considerar la flexibilidad de la base con amortiguamiento respecto a una base empotrada se obtuvieron mínimas variaciones del -55.10% -56.25%, -60.73% y 131.92% respectivamente.

#### **4.2.3. Conclusión del Objetivo Específico N°3**

En esta tesis se analizó la respuesta estructural mediante la metodología dinámico modal espectral, para diferentes bases de cimentación en perfiles de suelo S2 y S3 del Hospital MINSA II-2 de Moyobamba-San Martín, 2022. Por consiguiente, se estudió 12 estructuras de categoría esencial (A1) considerando el empotramiento en la base, la flexibilidad de la base sin amortiguamiento y con amortiguamiento.

En ese análisis, los resultados al considerar la flexibilidad de la base sin amortiguamiento respecto a una base empotrada en referencia a los periodos, fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo y distorsión de entrepiso del edificio promedio de 6 pisos para un perfil de suelo S2 se obtuvieron máximas variaciones del 39.09%, -7.36%, -1.78%, -9.90% y 183.41% respectivamente, en cambio, al considerar la flexibilidad de la base con amortiguamiento respecto a una base empotrada se obtuvieron mínimas variaciones del 32.63%, -46.96%, -46.69%, -53.06% y -49.20% respectivamente. Además para un perfil de suelo S3 se obtuvieron máximas variaciones del 93.81%, -2.61%, 11.35%, -6.89% y 641.78% respectivamente, en cambio, al considerar la flexibilidad de la base con amortiguamiento respecto a una base empotrada se obtuvieron mínimas variaciones del 74.15% -45.40%, -45.86%, -52.02 y -16.74% respectivamente.

## REFERENCIAS

- Abascal Carranza, C., Gurza Jaidar, L., Guevara Ortíz, E., Quaas Weppen, R., & Fernández Villagómez, G. (2006). *Guía Básica para la Elaboración de Atlas Estatales y Municipales de Peligros y Riesgos*. Centro Nacional de Prevención de Desastres. Obtenido de <http://www.repositoriodigital.ipn.mx/handle/123456789/4049>
- Alva Hurtado, J., Meneses Loja, J., Chang Chang, L., Lara Montani, J., & Nishimura, T. (1992). Efectos en el Terreno Ocasionados por los Sismos del Alto Mayo. *Ponencia presentada en el IX Congreso Nacional de Ingeniería Civi*.
- Alva Hurtado, J., & Ortiz Salas, C. (Noviembre de 2020). Update on the Occurrence of the Soil Liquefaction Phenomenon in Perú. *TECNIA*, 30(2), 6-17. doi:<https://doi.org/10.21754/tecnia.v30i2.756>
- Araca Llanos, Gomez Catacora, Cahui Galarza, & Marin Mamani. (2020). Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en el Comportamiento de las Viviendas Aporticadas con Zapatas Aisladas en la Ciudad de Juliaca. *Revista Científica de la UCSA*, 7(2), 70-81. doi:<https://doi.org/10.18004/ucsa/2409-8752/2020.007.02.070>
- Arias Gonzáles, J. L. (2021). *Diseño y Metodología de la Investigación*.
- Arias Marín, P. (2016). Interacción Dinámica Suelo-Estructura Aplicada a Distintas Geometrías de Cimentación (Vibración Transmitida del Suelo a la Estructura). *Tesis para Optar el Título de Ingeniero Civil*. Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Avilés, J., & Pérez Rocha, L. E. (2004). Bases Para las Nuevas Disposiciones Reglamentarias Sobre Interacción Dinámica Suelo-Estructura. *Revista de Ingeniería Sismica*(71), 1-36.
- Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño Sísmico de Edificios*. Limusa Noriega Editores.
- Beatríz Palacios, S., Perucca, L. P., Pantano, A., & Gabriela Laura. (2017). Propuesta Metodológica para el Análisis de la Licuefacción de Suelos Asociada a Sismos Destructivos. Pre-Andes Centrales, Argentina (31o 30' S y 68o 25' O). *Anuario Do Instituto de Geociências*, 40(1), 55-59. doi:[http://dx.doi.org/10.11137/2017\\_1\\_55\\_69](http://dx.doi.org/10.11137/2017_1_55_69)
- Bernal Torres, C. A. (2010). *Metodología de la Investigación*. Colombia.
- Bishop, A. W., & Bligh, G. E. (September de 1963). Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils. *Géotechnique*, 13(3), 177-197. doi:<https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.3.177>
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*.
- Boroscheck Krauskopf, R., Astroza Inostroza, M., & Osorio Urzúa, C. (1996). Capacidad de Respuesta de Hospitales Ante Desastres Sísmicos. Aspectos no Estructurales. *International Conference on Disaster Mitigation in Health Facilities*.
- Braja M, D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*.
- Calderín Mestre, F., Almenarez Labañino, D., & Boada Fernández, D. (2020). Consideración del Fenómeno de Interacción Suelo-Estructura en Edificio Prefabricado. *Centro de Información y Gestión Tecnológica de Santiago de Cuba*, 1(4), 79-94.
- Campos Muñoz, D. D., Ramos Cañón, A. M., & Prada Sarmiento, L. F. (2017). Evaluación Probabilística de Licuación en Arenas de la Ciudad de Piura en Perú. *Obras y proyectos*, (22), 61-74. *Obras y Proyectos*(22), 61-74. doi:<https://dx.doi.org/10.4067/S0718-28132017000200061>

- Centeno Reyes, I., & Pérez Alvarado, C. (2017). Análisis Comparativo entre el Método Estático Equivalente y el Método por Desempeño Sísmico en el Diseño de Edificios de Estructuras de Acero. *Tesis Para Optar el Título de Ingeniero Civil*. Universidad de El Salvador.
- Civil, I. N. (2009). *Lecciones Aprendidas del Sismo de Pisco 15 de Agosto 2007*. Lima, Perú. Obtenido de <http://bvpad.indeci.gob.pe/doc/pdf/esp/doc1259/doc1259-contenido.pdf>
- Coronado, C. A., Villafañe, G., & Ríos, L. C. (s.f.). Resistencia de los Suelos a la Licuación: Comentarios de la Norma NSR-98. *X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana*.
- Corratgé Yzaguirre, Z., Martínez Cid, J. O., & Cobelo Cristiá, W. (2021). Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en el Mecanismo de Colapso y Nivel de Desempeño de Edificaciones de Hormigón Armado. *Hormigón y Acero*, 73(296), 41-53. doi:<https://doi.org/10.33586/hya.2021.3027>
- Curioso Ccanto, R. C., & Torres Castillo, A. J. (2020). Influencia de la Interacción Suelo-Estructura en Edificaciones Aporticadas (Oficinas) de 4, 8 y 12 Pisos en Perfiles de Suelo S1, S2 y S3 de Lima-Perú Bajo la Normativa Americana NIST GCR 12-917-21. *Tesis para Optar el Título Profesional de Ingeniería Civil*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima, Lima, Perú.
- Díaz Rodríguez, A. (2005). *Dinámica de Suelos*. México: Limusa: Universidad Nacional Autónoma de México .
- Fauzan, Hanifah, N., Peratundhika, W., Mutia Putri, M., & Al jauhari, Z. (13 de Marzo de 2020). Structural Evaluation of 3-Story Dormitory Reinforced Concrete Building Considering Soil Liquefaction Potential. *E3S Web of Conferences* , 156(05015), 8. doi:<https://doi.org/10.1051/e3sconf/202015605015>
- Fernández Sola, L. R. (2013). Influencia de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura en la Respuesta Dinámica de las Estructuras. *Ingeniería*.
- Fernández Sola, L. R., & Avilés López , J. (2008). Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios con Planta Baja Blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica*(78), 71-90.
- Flames González, A. V. (2012). *Trabajo de Grado Cuantitativo y Cualitativo*.
- Fomento, G. d. (2008). Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes (NCSP-07). *Serie Normativas*. España.
- Fomento, G. d. (2009). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación (NCSE-02)*. España.
- Garcéz Paz, H. (2000). *Investigación Científica*.
- García Núñez , J. R. (2007). Análisis Comparativo del Fenómeno de Licuación en Arenas. Aplicación Tumaco (Colombia). *Tesis Doctoral*. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona. Obtenido de <https://www.tdx.cat/handle/10803/6249#page=5>
- Gastón Ríos , H. (s.f.). *Perfil Bio-Sísmico de Edificios Representativos de la Construcción en Altura de la Ciudad de Antofagasta*.
- Guzmán Ventura , J., Williams Linera, F., Riquer Trujillo, G., Vargas Colorado, A., & Leyva Soberanis, R. (3 de Julio de 2020). Fallas de Licuación de Suelos Inducidas por el Sismo de TEHUANTEPEC del 7 de Setiembre de 2017 (Mw 8.2) en la Ciudad de Coatzacoalcos, Veracruz, México. *Revista de Ingeniería Sísmica*(102), 82-106. doi:10.18867/ris.102.526

- Henríquez Pantaleon , C. I. (2007). Mejora de Terrenos Potencialmente Licuables con Inyecciones de Compactación. *Tesis Doctoral*. Universidad Politécnica de Madrid, Madrid. Obtenido de <https://oa.upm.es/379/>
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Bautista Lucio, P. (2014). *Metodología de la Investigación*.
- Herraíz Sarachaga, M. (1997). *Conceptos Básicos de Sismología Para Ingenieros*. Lima, Perú. Obtenido de [http://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2019/12/publi\\_3\\_.pdf](http://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2019/12/publi_3_.pdf)
- Hossne García, A. (Junio de 2014). Elastoplasticidad de un Suelo Franco Arenoso de Sabana. *Saber*, 26(2), 153-167. Obtenido de [http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1315-01622014000200008&lng=es&tlng=es](http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1315-01622014000200008&lng=es&tlng=es).
- Idriss, & Boulanger. (2008). *Soil Liquefaction During Earthquakes*.
- Idriss, I., & Boulanger, R. (2004). Semi-Empirical Procedures for Evaluating. *Department of Civil & Environmental Engineering University of California*, 32-56.
- IGP. (2020). Alerta que Protege a las Familias Peruanas.
- Imán, R., & Mohsen Olapour, M. (2013). Empirical Correlation between shear wave velocity and SPT test in Soils of.
- INDECI. (2005). *Mapa de Peligros de la Ciudad de Moyobamba*. Perú.
- Infraestructura, M. d. (2005). *Revisión y Actualización del Reglamento Nacional de Construcción*. Nicaragua.
- Kavazanjian , J., Matasović , N., Hadj-Hamou, T., & Sabatini, P. (1997). *Geotechnical Engineering Circular No. 3 Design Guidance: Geotechnical Earthquake Engineering for Highways*.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*.
- López Machado, N. A., Perez, G., Castro Pilco, C. F., Vielma Pérez, J. C., López Machado, L. J., Alviar Malabet, J. D., . . . Montesinos , V. (2021). Comparación de Diseño Estructural Entre Dos Edificaciones de Concreto Armado de Seis Niveles Utilizando Interacción Suelo-Estructura en el Rango Lineal. *Ingeniería e Investigación*, 42(1). doi:<https://doi.org/10.15446/ing.investig.v42n1.86819>
- M. J., & K. B. (2016). *Soil Liquefaction A Critical State Approach*. Londres. doi:<https://doi.org/10.1201/b19114>
- Maletta, H. (2009). *Epistemología Aplicada: Metodología y Técnica de la Producción Científica* .
- Marín Bardalez, N. H., & Evangelista Benites , G. D. (Agosto-Diciembre de 2021). Influencia de la Resistencia del Suelo Mejorado en el Diseño de Losa de Cimentación Mediante un Modelo de Interacción Suelo-Estructura. 8(2), 159-172. doi:<https://doi.org/10.26495/icti.v8i2.1916>
- McCormac, J. (2010). *Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial*. Alfaomega.
- Meli Piralla, R. (2010). *Diseño Estructural*. México: Limusa Noriega Editores.
- MIL-HDBK. (1997). *SOIL DYNAMICS AND SPECIAL DESIGN ASPECTS*.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2019). *E.030 Diseño Sismorresistente*.
- Morales, L., & Espinosa , A. (30 de Junio de 2020). Influencia de la Interacción Suelo Estructura (ISE) de Cimentaciones Superficiales en Suelos no cohesivos en el Comportamiento Estructural de una Edificación de 8 Pisos y un Subsuelo. *Revista Ingenio*, 3(1), 5-26. doi:<https://doi.org/10.29166/ingenio.v3i1.2391>



- Muñoz, A. (2002). *Ingeniería Sismorresistente*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Mussio Arias, V. (2012). Potencial de Licuación Mediante el Método de Microtremores en la Colonia Solidaridad Social, Mexicali. *Maestro en Ingeniería*. Universidad Autónoma de México, México. Obtenido de <https://repositorio.unam.mx/contenidos/92682>
- Obando Rivera, T. E. (2009). *Estado actual del Conocimiento del Proceso Cíclico de Licuefacción en Suelos Sujetos a Solicitaciones Sísmicas. Ejemplos de Casos*. Obtenido de <https://www.monografias.com/trabajos-pdf2/proceso-ciclico-licuefaccion-suelos-sismicas/proceso-ciclico-licuefaccion-suelos-sismicas.pdf>
- OPS. (2020). Terremotos.
- Parra, D., Ayquipa, C., Aguilar, Z., & Alva Hurtado, J. E. (1992). Evaluación del Potencial de Licuación de Suelos en la Ciudad de Moyobamba. *Ponencia presentada en el IX Congreso Nacional de Ingeniería Civil*.
- Parra Murrugarra, D. (s.f.). *Licuación de Suelos y Resistencia Cíclica*. Obtenido de <https://fddocuments.ec/reader/full/licuacion-de-suelos-y-resistencia-ciclica-ing>
- Pastor, J. L., R. T., Cano, M., & Riquelme, A. (Octubre de 2018). Estudio Comparativo del Potencial de Licuación de Suelos Usando las Normas Españolas y el Eurocódigo. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 70(3), 761-778. doi:<http://dx.doi.org/10.18268/BSGM2018v70n3a9>
- Pinto Vega, F., & Ledezma, C. (22 de Marzo de 2019). Interacción Suelo-Estructura en Edificios de Gran Altura con Subterráneos en Santiago, Chile. *Obras y Proyectos*, 25, 66-75. doi:[doi.org/10.4067/S0718-28132019000100066](https://doi.org/10.4067/S0718-28132019000100066)
- Rafferty, J. (2021). *Enciclopedia Británica*. Obtenido de <https://www.britannica.com/science/soil-liquefaction>
- Rahhal, M., & Zakhem, D. (2017). New Insights in the Liquefaction Potential Evaluation Methods for Soils. *ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 1082-1094. doi:DOI: 10.7712/120117.5478.18171
- Ramos Galarza, C. (2020). Los Alcances de una Investigación. *CienciAmericana*, 9(3). doi:<http://dx.doi.org/10.33210/ca.v9i3.336>
- Ringegni, P., & Martínez del Pezzo, A. (2018). *Vibraciones de un Grado de Libertad*. Universidad Nacional de la Plata.
- Rodríguez, A., Bojórquez Mora, E., Reyes Salazar, A., Avilés, J., & Ruiz Gómez, S. (2017). Determinación de Espectros de Respuesta Considerando Daño Acumulado e Interacción Suelo-Estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*(96), 18-38. Obtenido de <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61851598002>
- Rodríguez Rodríguez, P. C. (2007). Diseño de un Edificio de Cinco Pisos Para Oficinas en Concreto Armado. *Tesis Para Optar el Título de Ingeniero Civil*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú. Obtenido de [https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/165/RODRIGUEZ\\_PATRICIA\\_DISE%  
c3%91O\\_EDIFICIO\\_CINCO\\_PISOS\\_OFICINAS\\_CONCRETO\\_ARMADO.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/165/RODRIGUEZ_PATRICIA_DISE%c3%91O_EDIFICIO_CINCO_PISOS_OFICINAS_CONCRETO_ARMADO.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Rodríguez, M. E. (2016). Una Revisión Crítica de la Práctica de Diseño por Sismo de Estructuras en México. *Revista de Ingeniería Sísmica*(94), 27-48. Obtenido de [http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n94/0185-092X-  
ris-94-00027.pdf](http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n94/0185-092X-ris-94-00027.pdf)

- Rouholamin, M., Bhattacharya, S., & Orense, R. (2017). Effect of Initial Relative Density on the Post-Liquefaction Behaviour of Sand. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 25-36. doi:<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.02.007>
- Ruiz García , J., & González Cuevas, E. J. (2015). Observaciones Sobre los Criterios Normativos Para Estimar Desplazamientos Inelásticos en Edificios a Base de Marcos Ubicados en Terreno Blando. *Revista de Ingeniería Sísmica*(93), 20-40. Obtenido de <http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n93/0185-092X-ris-93-00020.pdf>
- Sadud, F. (2020). Mapas de Susceptibilidad de Licuefacción Potencial Ciudad de Santa Cruz de la Sierra - Bolivia. *Revista de Geología Aplicada a la Ingeniería y el Ambiente*(44), 1-14.
- Salazar Arbelaez , G. (2018). Terremotos y Salud: Lecciones y Recomendaciones. *Salud Pública de México*, 60, S6-S15. doi:<https://doi.org/10.21149/9445>
- Salud, O. P. (2020). Terremotos.
- Seed, H. (1979). Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes. *Revista División de Ingeniería Geotécnica, ASCE*, 105, 210-255.
- Seed, Mori, & Chan. (1975). "Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands. *University of California*.
- SENCICO. (2020). *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú.
- SENCICO. (2020). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú.
- SENCICO. (2020). *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú.
- Shannon, & Wilson. (1972). *Soil Behavior Under Earthquake Loading Conditions*.
- Solis Peralta, F. (2016). Evaluación de los Desplazamientos Laterales Ante Eventos Sísmicos en las Edificaciones de la Ciudad de Juliaca. *Tesis Para Optar el Grado de Ingeniero Civil*. Universidad Andina Nestor Cáceres Velásquez, Juliaca, Perú.
- Soriano, A. (1989). *Interacción Suelo Estructura. Modificación del Movimiento*. Madrid.
- Sucasaca Collanqui, H., & Mamani Vargas, J. H. (2017). Evaluación de los Efectos de Interacción Suelo-Estructura en el Estadio Universitario UNA-PUNO. *Tesis para Optar el Título Profesional de: Ingeniero Civil*. Universidad Nacional del Altiplano, Puno, Perú. Obtenido de <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/4975>
- Tamayo y Tamayo, M. (2003). *El Proceso de la Investigación Científica*. México: Editorial Limusa, S.A.
- Tavera, H. (2014). *Evaluación del Peligro Asociado a los Sismos y Efectos Secundarios en Perú*. Lima, Perú: Instituto Geofísico del Perú (IGP). Obtenido de <https://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/20.500.12816/777/peligrosismos-Per%c3%ba.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Tena Colunga, A. (2019). Soil-Structure Interaction. Reflections About Its Importance In The Dynamic Response Of Structures During Earthquakes. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 24(2), 141-165.
- Terzaghi, K., Peck, R., & Gholamreza , M. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Third Edition ed.).
- Torroja Miret, E. (2010). *Razón y Ser de los Tipos Estructurales*. Madrid.
- Vargas Cordero, Z. R. (2009). La investigación Aplicada: Una Forma de Conocer las Realidades con Evidencia Científica. *Revista Educación*, 33(1), 155-165. Obtenido de <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=44015082010>




- Villareal Castro, G. A., & Aguila Gomez, C. T. (Agosto de 2021). Interacción Suelo-Estructura y su Influencia en la Respuesta Sísmica de Edificios de Concreto Armado. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 26(3), 426-471. doi:<https://doi.org/10.24133/riie.v26i3.2336>
- Villareal Catro, G. (2017). *Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones con Plateas de Cimentación*.
- Yarlequé Chocas, L. A. (2011). *Instrumentos de Investigación Científica. Diseño y Construcción*.
- Yauri, S. (2017). *Escenario Sísmico Para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw*. Lima, Perú: Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI). Obtenido de <https://www.indeci.gob.pe/wp-content/uploads/2019/01/201711231521471-1.pdf>
- Youd, Idriss, Andrus, R., Arango, I., Gonzalo Castro, Jhon Christian , . . . Stokoe II, K. (Octubre de 2001). Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(10). doi:DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:10(817)
- Zeevaert, L. (1980). *Interacción Suelo-Estructura de Ciamentación*. Limusa, S.A.

## **ANEXOS**





## **ANEXO N° . 01. MATRIZ DE CONSISTENCIA**




MATRIZ DE CONSISTENCIA								
"RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACION EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2- MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022."								
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍNDICE	INSTRUMENTOS	NORMATIVAS
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	INDEPENDIENTE					
¿CUÁL ES LA RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022?	DETERMINAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	LA RESPUESTA ESTRUCTURAL PRESENTA INFLUENCIA SIGNIFICATIVA FRENTE AL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELOS S2 Y S3, ANALIZANDO DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	POTENCIAL DE LICUACIÓN	CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A LA OCURRENCIA DE LA LICUACIÓN, SEGÚN EL RNE E-050	RELACIÓN DE ESFUERZO CÍCLICO (CSR)	ADIMENSIONAL	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) & FICHAS TÉCNICAS	*RNE E.050-2020 *RNE E.030-2019
					RELACIÓN DE RESISTENCIA CÍCLICA (CRR)			
					FACTOR DE SEGURIDAD DE LICUACIÓN (CRR/CSR)			
					VERIFICACIÓN DE $F_s$ MÍNIMO			
				CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A LA OCURRENCIA DE LA LICUACIÓN, SEGÚN EL NCSP-07	TENSIÓN TANGENCIAL PROVOCADA POR EL TERREMOTO ( $\tau_e$ )			
					TENSIÓN TANGENCIAL CRÍTICA ( $\tau_c$ )			
					FACTOR DE SEGURIDAD DE LICUACIÓN ( $\tau_c/\tau_e$ )			
					VERIFICACIÓN DE $F_t$ MÍNIMO			
				CÁLCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD FRENTE A LA OCURRENCIA DE LA LICUACIÓN, SEGÚN EL NCSE-02	TENSIÓN TANGENCIAL EQUIVALENTE AL TERREMOTO ( $\tau_e$ )			
					RESISTENCIA DEL TERRENO A LA LICUACIÓN ( $R_t$ )			
					FACTOR DE SEGURIDAD DE LICUACIÓN ( $\tau_e \leq R_t/1.5$ )			
<b>PROBLEMA ESPECÍFICO</b>	<b>OBJETIVO ESPECÍFICO</b>	<b>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS</b>	<b>DEPENDIENTE</b>	<b>DIMENSIONES</b>	<b>INDICADORES</b>	<b>ÍNDICE</b>	<b>INSTRUMENTOS</b>	<b>NORMATIVAS</b>
¿CUÁL SERÁ EL POTENCIAL DE LICUACIÓN MEDIANTE EL ESTUDIO DE LA NORMATIVA PERUANA (RNE E.050) Y ESPAÑOLA (NCSP-07 & NCSE-02) DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022?	ANALIZAR EL POTENCIAL DE LICUACIÓN MEDIANTE EL ESTUDIO DE LA NORMATIVA PERUANA (RNE E.050) Y ESPAÑOLA (NCSP-07 & NCSE-02) DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	EL POTENCIAL DE LICUACIÓN MEDIANTE EL ESTUDIO DE LA NORMATIVA PERUANA (RNE E.050) PRESENTA DISIMILITUD RESPECTO A LA NORMATIVA ESPAÑOLA (NCSP-07 & NCSE-02) DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	RESPUESTA ESTRUCTURAL	ANÁLISIS DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES	BASE EMPOTRADA	*FUERZA CORTANTE BASAL (Tonf) *EFECTO POR TORSIÓN (Tonf-m) *MOMENTO DE VOLTEO (Tonf-m) *DISTORSIÓN DE ENTREPISO (ADIMENSIONAL)	*ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) *PLANOS ESTRUCTURALES, *PLANOS ARQUITECTÓNICOS *FICHAS TÉCNICAS	*RNE E.030-2019 *RNE E.060-2020 *RNE E.050-2020 *RNE E.020-2020
					BASE FLEXIBLE SIN AMORTIGUAMIENTO			
BASE FLEXIBLE CON AMORTIGUAMIENTO								
¿CUÁL SERÁ LA RESPUESTA ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN EN PERFILES DE SUELOS S2 Y S3 DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022?	ANALIZAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN EN PERFILES DE SUELOS S2 Y S3 DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	LA RESPUESTA ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES PRESENTA DISIMILITUD PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN EN PERFILES DE SUELOS S2 Y S3 DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	RESPUESTA ESTRUCTURAL	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	BASE EMPOTRADA	PERIODO FUNDAMENTAL (SEGUNDOS) *FUERZA CORTANTE BASAL (Tonf) *EFECTO POR TORSIÓN (Tonf-m) *MOMENTO DE VOLTEO (Tonf-m) *DISTORSIÓN DE ENTREPISO (ADIMENSIONAL)	*RNE E.030-2019 *RNE E.060-2020 *RNE E.050-2020 *RNE E.020-2020	
					BASE FLEXIBLE SIN AMORTIGUAMIENTO			
¿CUÁL SERÁ LA RESPUESTA ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA DINÁMICO MODAL ESPECTRAL, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN EN PERFILES DE SUELOS S2 Y S3 DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022?	ANALIZAR LA RESPUESTA ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA DINÁMICO MODAL ESPECTRAL, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN EN PERFILES DE SUELOS S2 Y S3 DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	LA RESPUESTA ESTRUCTURAL MEDIANTE LA METODOLOGÍA DINÁMICO MODAL ESPECTRAL PRESENTA DISIMILITUD PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN EN PERFILES DE SUELOS S2 Y S3 DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN, 2022.	RESPUESTA ESTRUCTURAL	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL	BASE FLEXIBLE CON AMORTIGUAMIENTO	*NIST GCR 12-917-21-2012		
					BASE FLEXIBLE SIN AMORTIGUAMIENTO			

## **ANEXO N° . 02. FICHA N° . 01 ANÁLISIS DOCUMENTAL**

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL FICHA DE ANÁLISIS DOCUMENTAL			
<b>TESIS:</b>	Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSa II-2 Moyobamba-San Martín, 2022		
<b>TESISTAS:</b>	Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta		
<b>ASESOR:</b>	Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera		
I. PRESENTACIÓN			
<b>PROYECTO:</b>	Elaboración de los Estudios Preliminares, Anteproyecto, Estudio Definitivo y Expediente Técnico del Proyecto de Inversión Pública: “Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital de Moyobamba, Segundo Nivel de Atención, San Martín – Perú”.		
<b>DOCUMENTO:</b>	Memoria de Cálculo de Estructural		
<b>PÁGINAS:</b>	123		
<b>AUTOR:</b>	Ing. Julio Antonio Higashi Luy		
<b>CIP:</b>	42080		
<b>CÓDIGO:</b>	Hospital II-2		
<b>TIPO DE PROYECTO:</b>	Obra Nueva		
<b>REGIÓN:</b>	Moyobamba		
<b>DEPARTAMENTO:</b>	San Martín		
II. INSPECCIÓN DE CONTENIDO			
<b>RESUMEN</b>	El proyecto desarrollado consiste en el diseño de 12 estructuras independientes de concreto armado que conforman 9 sectores destinados al uso de un Hospital ubicado en la ciudad de Moyobamba, departamento de San Martín. El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030 del 2003. Siguiendo estas indicaciones y con el fin de determinar un procedimiento adecuado de análisis, se clasificó el edificio como estructura regular.		
<b>NORMAS</b>	<b>GENERAL</b>	Reglamento Nacional de Construcciones de Perú (RNC)	
	<b>SUELOS Y CIMENTACIONES</b>	Norma Técnica de Edificación NTE-E.050	
	<b>MATERIALES</b>	American Society for Testing and Materials (ASTM)	
	<b>CONCRETO ESTRUCTURAL</b>	American Concrete Institute - Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI350-01)	
<b>MATERIALES</b>	<b>CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO ESTRUCTURAL</b>	<b>TIPO DE CEMENTO</b>	Portland I y V
		<b>RESISTENCIA CARACTERÍSTICA</b>	$f_c = 27.5 \text{ MPa} = 280 \text{ Kg/cm}^2$ (Estructuras en Contacto con el Suelo)
			$f_c = 24.00 \text{ MPa} = 245 \text{ kg/cm}^2$ (Resto de las Edificaciones)
			$f_c = 27.5 \text{ MPa} = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Sector 3)
			$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (Losa Aligerada)
		<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD</b>	$E_c = 24 \text{ 623 Mpa} = 250 \text{ 998 kg/cm}^2$ para $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
		<b>COEFICIENTE DE POISSON</b>	$\nu = 0.15$
	<b>COEFICIENTE DE EXPANSIÓN TÉRMICA</b>	$\alpha = 1.0\text{E-}05 \text{ 1/C}^\circ$	
	<b>RETRACCIÓN</b>	$\rho = 2.0\text{E-}04$	
	<b>ACERO DE REFUERZO</b>	<b>RESISTENCIA CARACTERÍSTICA</b>	$f_y = 412 \text{ MPa} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
		<b>MÓDULO DE ELASTICIDAD</b>	$E_s = 205940 \text{ MPa} = 2059400 \text{ Kg/cm}^2$
	<b>SUELO DE CIMENTACIÓN</b>	<b>ESTRATO DE APOYO</b>	Arcilla Inorgánica de Media Plasticidad (CH)
		<b>ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA</b>	$\Phi = 5^\circ$
<b>COHESIÓN</b>		$C = 0.56 \text{ kg/cm}^3$	
<b>PRESIÓN ADMISIBLE</b>		Variable de 0.45 a 1.00 $\text{Kg/cm}^2$	
<b>CARGAS</b>	<b>PESO DE MATERIALES</b>	<b>CONCRETO</b>	$\gamma_c = 2.40 \text{ Ton/m}^3 = 23.54 \text{ KN/m}^3$
		<b>ACERO</b>	$\gamma_s = 7.85 \text{ Ton/m}^3 = 76.98 \text{ KN/m}^3$
		<b>SUELO SECO PROMEDIO</b>	$\gamma_r = 1.77 \text{ Ton/m}^3 = 17.3 \text{ KN/m}^3$
		<b>SUELO SATURADO:</b>	$\gamma_{rs} = 2.10 \text{ Ton/m}^3 = 20.59 \text{ KN/m}^3$
		<b>SOBRECARGA EN LOS TECHOS DEL SÓTANO AL SEXTO PISO</b>	$S/C = 0.30 \text{ Ton/m}^2 = 2.94 \text{ KN/m}^2$ y $0.40 \text{ Ton/m}^2 = 3.92 \text{ KN/m}^2$
	<b>SOBRECARGA EN EL SEGUNDO PISO</b>	$S/C = 0.20 \text{ Ton/m}^2 = 1.96 \text{ KN/m}^2$	
	<b>ACCIÓN SÍSMICA</b>	<b>FACTOR DE ZONA</b>	$Z = 0.3g$
		<b>PERFIL DEL SUELO</b>	$S = 1.4$
		<b>PERIODO DE VIBRACIÓN DEL SUELO</b>	$T_p = 0.9s$
		<b>FACTOR DE CATEGORÍA</b>	$U = 1.5$
<b>FACTOR DE REDUCCIÓN</b>		$R = 6$	
<b>FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA</b>	$C = 2.5$		
<b>OBSERVACIÓN</b>			
			
<b>TESISTA</b>	<b>TESISTA</b>	<b>ASESOR</b>	
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes	Bach. Fernando Jiménez Tuesta	Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera	


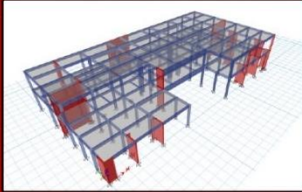
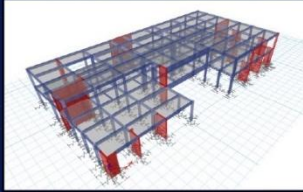
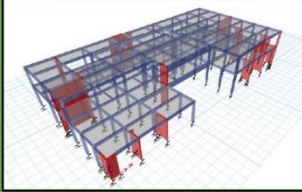
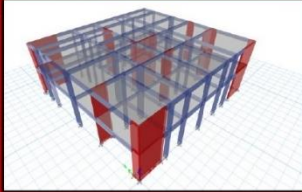
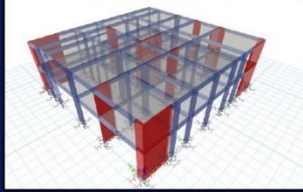
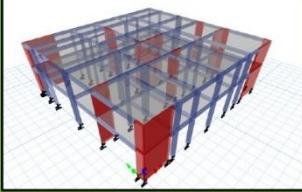
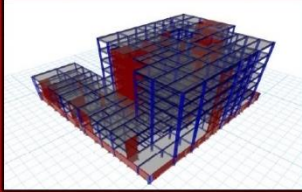
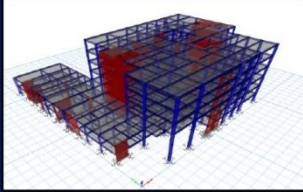
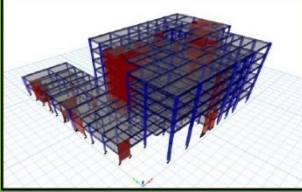
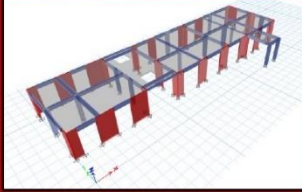
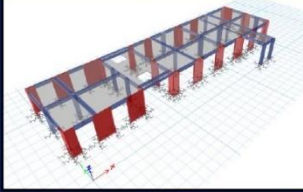
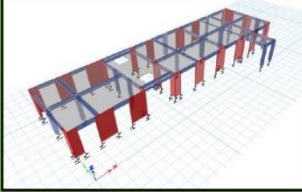
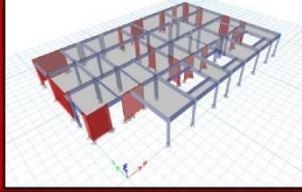
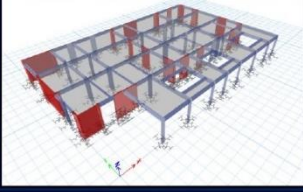
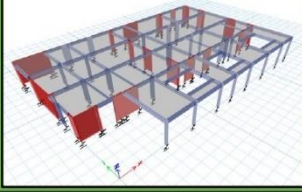
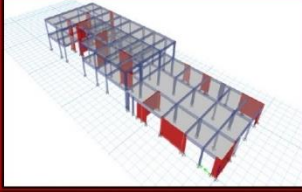
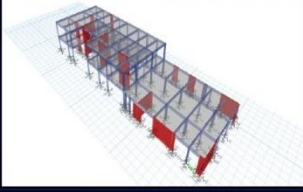
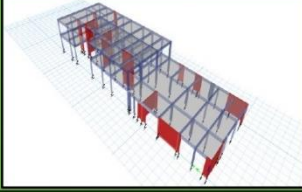
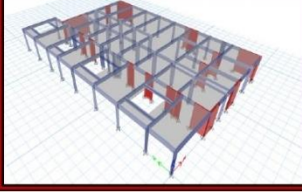
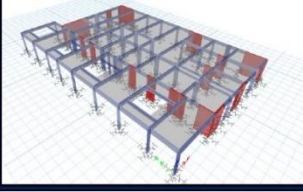
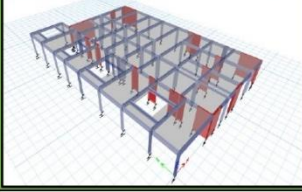






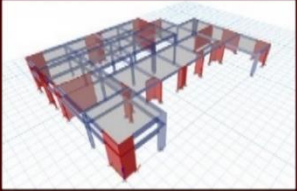
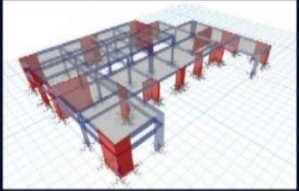
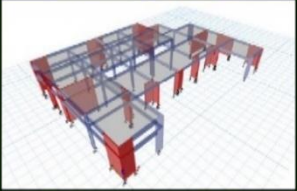
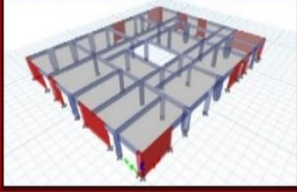
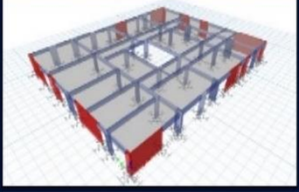
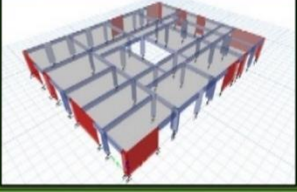
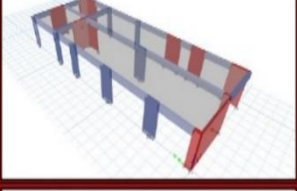
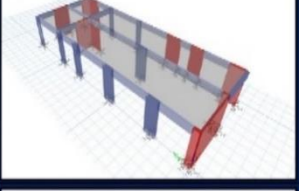
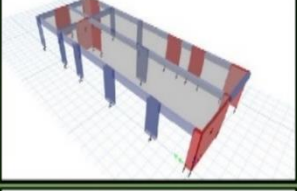
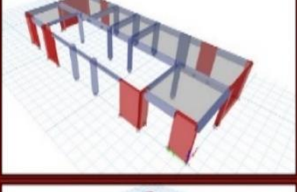
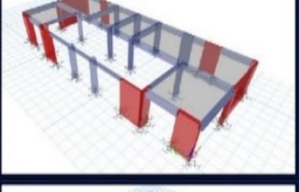
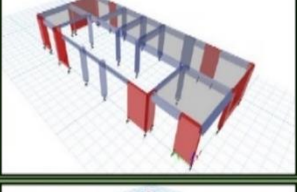
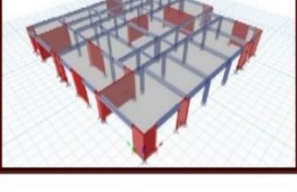
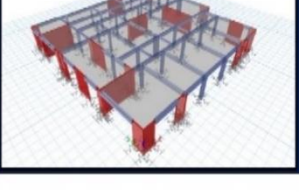
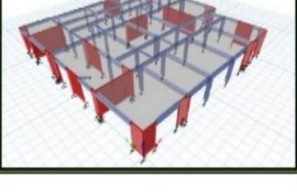



UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL FICHA DE ANÁLISIS DOCUMENTAL					
<b>TESIS:</b>	Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022				
<b>TESISTAS:</b>	Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta	<b>ASESOR:</b>	Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera		
I. PRESENTACIÓN					
<b>PROYECTO:</b>	Elaboración de los Estudios Preliminares, Anteproyecto, Estudio Definitivo y Expediente Técnico del Proyecto de Inversión Pública: “Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital de Moyobamba, Segundo Nivel de Atención, San Martín – Perú”.				
<b>DOCUMENTO:</b>	Estudio Geotécnico con Fines de Cimentación	<b>PÁGINAS:</b>	25		
<b>AUTOR:</b>	Ing. Anderson Vidal Herrera	<b>CIP:</b>	24167		
<b>CÓDIGO:</b>	Hospital II-2	<b>TIPO DE PROYECTO:</b>	Obra Nueva		
<b>REGIÓN:</b>	Moyobamba	<b>DEPARTAMENTO:</b>	San Martín		
II. INSPECCION DE CONTENIDO					
<b>RESUMEN</b>	<p>Con el objeto de determinar las características físicas y de resistencia del subsuelo hasta la profundidad activa de la cimentación, se realizaron 02 sondeos a percusión por medio de ensayo de Penetración Estándar (SPT), para determinar las condiciones de resistencia a la penetración del suelo de cimentación con la profundidad y la capacidad portante del terreno, las cuales fueron realizadas en concordancia con las normas ASDTM D1586, bajo la supervisión de personal capacitado.</p> <p>Llegándose a investigar la resistencia del suelo hasta una profundidad máxima igual a 9.0 m., donde se verifico que las condiciones del subsuelo se presentaban con buena resistencia a medida que se profundiza el ensayo, llegándose a sobrepasar los suelos finos arcillosos del tipo CL que se encontraron hasta los 5.5m de profundidad en promedio, para alcanzar las arenas limosas del tipo SM donde su resistencia se incrementada con la profundidad, debiéndose de paralizar el ensayo, con resultados técnicamente suficientes para poder tener datos que puedan definir de forma muy aproximada los parámetros de resistencia del suelo que nos puedan llevar a un buen diseño geotécnico.</p>				
<b>PANEL FOTOGRÁFICO</b>					
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b>	<b>SPT 01</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>CLASIF. SUCS</b>	<b>% FINO</b>	
	MUESTRA 01	0.20m – 0.65m.	CL	63.80	
	MUESTRA 02	0.65m – 1.35m.	CL	84.84	
	MUESTRA 03	1.35m – 3.60m	CL	84.65	
	MUESTRA 04	3.60m – 5.10m	CL	64.09	
	MUESTRA 05	5.10m – 9.00m	SM	19.60	
	<b>SPT 02</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>CLASIF. SUCS</b>	<b>% FINO</b>	
	MUESTRA 01	0.20m – 1.50m.	CL	70.14	
	MUESTRA 02	1.50m – 4.20m.	CL	86.63	
	MUESTRA 03	4.20m – 5.85m	CL	63.43	
MUESTRA 04	5.85m – 9.00m	SM	19.49		
<b>LÍMITES DE CONSISTENCIA</b>	<b>SPT 01</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>L.L. (%)</b>	<b>L.P. (%)</b>	<b>I.P. (%)</b>
	MUESTRA 01	0.20m – 0.65m.	29.07	20.05	9.02
	MUESTRA 02	0.65m – 1.35m.	35.47	23.34	12.13
	MUESTRA 03	1.35m – 3.60m	35.54	23.39	12.15
	MUESTRA 04	3.60m – 5.10m	29.97	20.48	9.49
	MUESTRA 05	5.10m – 9.00m	N.P.	N.P.	N.P.
	<b>SPT 02</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>L.L. (%)</b>	<b>L.P. (%)</b>	<b>I.P. (%)</b>
	MUESTRA 01	0.20m – 1.50m.	31.25	20.13	11.12
	MUESTRA 02	1.50m – 4.20m.	36.39	23.14	13.25
	MUESTRA 03	4.20m – 5.85m	29.15	19.46	9.69
MUESTRA 04	5.85m – 9.00m	N.P.	N.P.	N.P.	
<b>HUMEDAD NATURAL</b>	<b>SPT 01</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>HUMEDAD NATURAL (%)</b>		
	MUESTRA 01	0.20m – 0.65m.	20.29		
	MUESTRA 02	0.65m – 1.35m.	30.51		
	MUESTRA 03	1.35m – 3.60m	29.41		
	MUESTRA 04	3.60m – 5.10m	25.19		
	MUESTRA 05	5.10m – 9.00m	12.53		
	<b>SPT 02</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>HUMEDAD NATURAL (%)</b>		
	MUESTRA 01	0.20m – 1.50m.	16.52		
	MUESTRA 02	1.50m – 4.20m.	26.6		
	MUESTRA 03	4.20m – 5.85m	31.37		
MUESTRA 04	5.85m – 9.00m	10.27			
<b>PESO VOLUMÉTRICO</b>	<b>SPT 01</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>PESO VOLUMÉTRICO (gr/cm<sup>3</sup>)</b>		
	MUESTRA 03	1.35m – 3.60m	1.87		
	MUESTRA 04	3.60m – 5.10m	1.81		
	MUESTRA 05	5.10m – 9.00m	1.77		
	<b>SPT 02</b>	<b>PROFUNDIDAD</b>	<b>PESO VOLUMÉTRICO (gr/cm<sup>3</sup>)</b>		
	MUESTRA 02	1.50m – 4.20m.	1.95		
	MUESTRA 03	4.20m – 5.85m	1.96		
	MUESTRA 04	5.85m – 9.00m	1.78		
<b>OBSERVACIÓN</b>					
					
<b>TESISTA</b>	<b>TESISTA</b>	<b>ASESOR</b>			
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes	Bach. Fernando Jiménez Tuesta	Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera			

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL FICHA DE ANÁLISIS DOCUMENTAL																																																																																									
<b>TESIS:</b>	Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSa II-2 Moyobamba-San Martín, 2022																																																																																								
<b>TESISTAS:</b>	Bach. Diana Thalía Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta																																																																																								
<b>ASESOR:</b>	Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera																																																																																								
I. PRESENTACIÓN																																																																																									
<b>PROYECTO:</b>	Elaboración de los Estudios Preliminares, Anteproyecto, Estudio Definitivo y Expediente Técnico del Proyecto de Inversión Pública: “Fortalecimiento de la Capacidad Resolutiva del Hospital de Moyobamba, Segundo Nivel de Atención, San Martín – Perú”.																																																																																								
<b>DOCUMENTO:</b>	Estudio Geotécnico con Fines de Cimentación																																																																																								
<b>PÁGINAS:</b>	25																																																																																								
<b>AUTOR:</b>	Ing. Anderson Vidal Herrera																																																																																								
<b>CIP:</b>	24167																																																																																								
<b>CÓDIGO:</b>	Hospital II-2																																																																																								
<b>TIPO DE PROYECTO:</b>	Obra Nueva																																																																																								
<b>REGIÓN:</b>	Moyobamba																																																																																								
<b>DEPARTAMENTO:</b>	San Martín																																																																																								
II. INSPECCIÓN DE CONTENIDO																																																																																									
<b>RESUMEN</b>	Los ensayos de penetración estándar fueron desarrollados utilizando tuberías de perforación AQ con un muestreador de caña partida de diámetro de 60 mm estandarizado para el ensayo SPT, las mismas que son hincadas mediante golpes con un martillo que cae de una altura de 76 cm. con peso de 140 Lb. Que es impulsado por un motor ó Malacate sujeto a una soga que corre a través de una polea. Se contabilizo el número de golpes por cada 15 cm de penetración para una penetración total de 45 cm, ensayos realizados dentro del área donde se hará la construcción del nuevo Hospital de Moyobamba, donde se cimentarán las estructuras para el proyecto de 6 pisos más azotea, ensayo realizado hasta una profundidad que involucre la zona de influencia de los esfuerzos transmitidos o hasta encontrar el rechazo a la penetración por haberse encontrado suelos resistentes, llegándose a evaluar el suelo hasta los 9.0m.																																																																																								
<b>PANEL FOTOGRÁFICO</b>																																																																																									
<b>EQUIPOS UTILIZADOS</b>	01 Martillo de acero de 140 Lb de peso según norma ASTM 01 Trípodes desmoldable de acero telescópico de 5m de altura. 01 Polea para guiar los golpes del martillo 02 Sogas para sujetar el martillo que gira a través de la polea Barras de Perforación guías Línea AQ de hasta 25 ml. Herramientas para las operaciones de izamiento del varillado, acople y desacople de las tuberías AQ y caña partida. Herramientas para las operaciones de izamiento del varillado, acople y desacople de las tuberías AQ y caña partida. Accesorios para desmontaje de muestras y colocación de tuberías Muestreadores de caña Partida del tipo SPT con puntas cónicas Cajas Porta testigos de madera para colocación de muestras recuperadas. Cajas de madera y cartón para obtención de muestras alteradas e inalteradas para ensayos de laboratorio de mecánica de suelos.																																																																																								
<b>ENSAYO SPT</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">SPT 01</th> <th colspan="2">SPT 02</th> </tr> <tr> <th>Profundidad (m)</th> <th>N<sub>m</sub></th> <th>Profundidad (m)</th> <th>N<sub>m</sub></th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.45</td><td>2</td><td>0.45</td><td>3</td></tr> <tr><td>0.90</td><td>3</td><td>0.90</td><td>4</td></tr> <tr><td>1.35</td><td>4</td><td>1.35</td><td>5</td></tr> <tr><td>1.80</td><td>8</td><td>1.80</td><td>9</td></tr> <tr><td>2.25</td><td>13</td><td>2.25</td><td>17</td></tr> <tr><td>2.70</td><td>17</td><td>2.70</td><td>28</td></tr> <tr><td>3.15</td><td>20</td><td>3.15</td><td>32</td></tr> <tr><td>3.60</td><td>18</td><td>3.60</td><td>47</td></tr> <tr><td>4.05</td><td>14</td><td>4.05</td><td>63</td></tr> <tr><td>4.50</td><td>13</td><td>4.50</td><td>50</td></tr> <tr><td>4.95</td><td>20</td><td>4.95</td><td>54</td></tr> <tr><td>5.40</td><td>66</td><td>5.40</td><td>49</td></tr> <tr><td>5.85</td><td>49</td><td>5.85</td><td>61</td></tr> <tr><td>6.30</td><td>70</td><td>6.30</td><td>44</td></tr> <tr><td>6.75</td><td>63</td><td>6.75</td><td>31</td></tr> <tr><td>7.20</td><td>61</td><td>7.20</td><td>30</td></tr> <tr><td>7.65</td><td>59</td><td>7.65</td><td>39</td></tr> <tr><td>8.10</td><td>55</td><td>8.10</td><td>35</td></tr> <tr><td>8.55</td><td>50</td><td>8.55</td><td>33</td></tr> <tr><td>9.00</td><td>55</td><td>9.00</td><td>36</td></tr> </tbody> </table>	SPT 01		SPT 02		Profundidad (m)	N <sub>m</sub>	Profundidad (m)	N <sub>m</sub>	0.45	2	0.45	3	0.90	3	0.90	4	1.35	4	1.35	5	1.80	8	1.80	9	2.25	13	2.25	17	2.70	17	2.70	28	3.15	20	3.15	32	3.60	18	3.60	47	4.05	14	4.05	63	4.50	13	4.50	50	4.95	20	4.95	54	5.40	66	5.40	49	5.85	49	5.85	61	6.30	70	6.30	44	6.75	63	6.75	31	7.20	61	7.20	30	7.65	59	7.65	39	8.10	55	8.10	35	8.55	50	8.55	33	9.00	55	9.00	36
SPT 01		SPT 02																																																																																							
Profundidad (m)	N <sub>m</sub>	Profundidad (m)	N <sub>m</sub>																																																																																						
0.45	2	0.45	3																																																																																						
0.90	3	0.90	4																																																																																						
1.35	4	1.35	5																																																																																						
1.80	8	1.80	9																																																																																						
2.25	13	2.25	17																																																																																						
2.70	17	2.70	28																																																																																						
3.15	20	3.15	32																																																																																						
3.60	18	3.60	47																																																																																						
4.05	14	4.05	63																																																																																						
4.50	13	4.50	50																																																																																						
4.95	20	4.95	54																																																																																						
5.40	66	5.40	49																																																																																						
5.85	49	5.85	61																																																																																						
6.30	70	6.30	44																																																																																						
6.75	63	6.75	31																																																																																						
7.20	61	7.20	30																																																																																						
7.65	59	7.65	39																																																																																						
8.10	55	8.10	35																																																																																						
8.55	50	8.55	33																																																																																						
9.00	55	9.00	36																																																																																						
<b>OBSERVACIÓN</b>																																																																																									
	  																																																																																								
<b>TESISTA</b>	<b>TESISTA</b>	<b>ASESOR</b>																																																																																							
Bach. Diana Thalía Chávez Céspedes	Bach. Fernando Jiménez Tuesta	Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera																																																																																							

## **ANEXO N°. 03. FICHA N°. 02 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL**









		UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL		
		FICHA DE MODELAMIENTO ESTRUCTURAL		
TESIS:	Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022			
TESISTAS:	Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta		ASESOR:	Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera
SECTOR	EDIFICIO	BASES EMPOTRADA	BASE FLEXIBLE SIN AMORTIGUAMIENTO	BASE FLEXIBLE CON AMORTIGUAMIENTO
S1	E. S1			
S2	E. S2			
S3	E. S3			
S4	E. S4			
S5	E. S5			
S6	E. S6			
	E. S6-A			
OBSERVACIÓN				
				
TESISTA	TESISTA	ASESOR		
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes	Bach. Fernando Jiménez Tuesta	Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera		

 <b>UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE</b> <b>FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</b> <b>CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL</b>				
<b>FICHA DE MODELAMIENTO ESTRUCTURAL</b>				
<b>TESIS:</b> Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022				
<b>TESISTAS:</b> Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta				
<b>ASESOR:</b> Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				
<b>SECTOR</b>	<b>EDIFICIO</b>	<b>BASES EMPOTRADA</b>	<b>BASE FLEXIBLE SIN AMORTIGUAMIENTO</b>	<b>BASE FLEXIBLE CON AMORTIGUAMIENTO</b>
S7	E. S7			
S8	E. S8			
	E. S8-A			
	E. S8-B			
S9	E. S9			
<b>OBSERVACIÓN</b>				
				
<b>TESISTA</b>		<b>TESISTA</b>		<b>ASESOR</b>
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes		Bach. Fernando Jiménez Tuesta		Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera




**ANEXO N°. 04. FICHA N°. 03 RESULTADOS - MODELO DE PAIS & KAUSEL**









UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
TESIS: Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESISTAS: Bach. Diana Thalía Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
ASESOR: Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera												
E.S1-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )												
Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )												
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_z$ amort	$C_y$ amort	$C_x$ amort	$C_{zz}$ amort	$C_{yy}$ amort	$C_{xx}$ amort
ZA-1	6554.65	8123.72	7764.53	18884.85	14527.40	11685.07	90.82	95.50	87.37	1.01	38.07	52.69
ZA-2	9281.54	10311.63	10217.82	56910.66	35936.99	33813.89	197.40	178.78	176.07	9.89	69.47	88.95
ZA-3	7388.14	8956.86	8516.04	28979.11	21498.16	15132.64	117.71	120.19	109.35	2.58	46.01	63.52
ZA-4	6554.65	8123.72	7764.53	18884.85	14527.40	11685.07	90.82	95.50	87.37	1.01	38.07	52.69
ZA-5	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-6	7280.16	8362.49	8362.49	25793.01	18875.95	18875.95	115.02	110.71	110.71	1.07	47.06	60.61
ZA-7	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-8	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-9	5786.23	6975.63	6975.63	11522.72	10776.04	10776.04	68.48	70.44	70.44	0.17	32.55	42.03
ZA-10	5786.23	6975.63	6975.63	11522.72	10776.04	10776.04	68.48	70.44	70.44	0.17	32.55	42.03
ZA-11	6291.12	7448.85	7448.85	15555.05	13187.27	13187.27	82.88	83.23	83.23	0.34	37.31	48.15
ZA-12	6788.65	7910.39	7910.39	20300.22	15880.27	15880.27	98.40	96.65	96.65	0.62	42.14	54.33
ZA-13	6788.65	7910.39	7910.39	20300.22	15880.27	15880.27	98.40	96.65	96.65	0.62	42.14	54.33
ZA-14	6788.65	7910.39	7910.39	20300.22	15880.27	15880.27	98.40	96.65	96.65	0.62	42.14	54.33
ZC-1	9800.22	11293.71	10642.33	75896.79	55128.98	29070.01	214.91	203.59	184.63	20.87	76.74	97.78
ZC-2	17633.94	18471.76	17569.59	445862.89	314573.29	156091.98	767.31	606.44	572.12	1082.34	664.83	343.47
ZC-3	11845.96	12924.44	12536.14	124824.11	80261.62	58076.00	333.64	288.14	275.49	71.05	118.18	134.46
ZC-4	10411.99	11771.55	11235.55	87416.06	60664.11	37212.79	249.42	228.01	211.75	31.41	87.65	107.46
ZC-5	17241.31	17674.24	17294.39	383784.39	231031.84	175503.16	746.94	578.36	563.91	791.99	460.70	365.88
ZC-6	10158.94	11591.40	10985.50	83088.76	59152.56	33249.49	234.34	217.84	199.77	26.81	83.08	103.36
ZC-7	9500.06	11148.29	10132.27	81549.46	65171.05	19962.69	184.47	186.78	158.78	15.20	69.89	93.30
ZC-8	9500.06	11148.29	10132.27	81549.46	65171.05	19962.69	184.47	186.78	158.78	15.20	69.89	93.30
ZC-9	13535.03	15013.49	13340.96	284134.86	237508.44	41352.57	367.23	345.26	291.07	168.17	212.53	160.62
ZC-10	26420.08	26555.54	25509.42	1437727.60	992034.89	558628.84	1865.30	1326.94	1281.78	13709.15	6660.97	2414.88
ZC-11	20136.39	21303.00	18147.66	1209567.53	1065079.72	81247.57	728.12	652.87	538.17	1924.04	1778.65	309.33
ZC-12	28234.31	28951.61	26726.09	2161104.27	1746637.67	502510.56	2023.34	1467.12	1370.48	23112.13	14312.90	2053.95
PROMEDIO	10714.63	11892.45	11321.36	259697.11	199989.35	74077.04	356.73	294.33	274.67	1576.44	968.29	270.61
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalía Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				


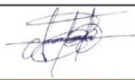

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
TESIS: Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martin, 2022												
TESISTAS: Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
ASESOR: Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera												
E.S1-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )												
Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )												
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z \text{ amort}}$	$C_{y \text{ amort}}$	$C_{x \text{ amort}}$	$C_{zz \text{ amort}}$	$C_{yy \text{ amort}}$	$C_{xx \text{ amort}}$
ZA-1	825.22	1025.22	979.89	2366.95	1816.59	1469.33	27.43	27.85	24.27	1.08	11.93	18.16
ZA-2	1165.49	1301.34	1289.50	7010.34	4440.25	4197.28	61.40	50.23	49.04	10.18	25.31	33.25
ZA-3	929.15	1130.37	1074.74	3623.50	2678.44	1900.63	35.87	34.94	30.16	2.74	15.01	22.14
ZA-4	825.22	1025.22	979.89	2366.95	1816.59	1469.33	27.43	27.85	24.27	1.08	11.93	18.16
ZA-5	792.86	940.06	940.06	1945.25	1653.91	1653.91	25.03	23.73	23.73	0.36	11.79	16.57
ZA-6	916.80	1055.36	1055.36	3210.06	2359.25	2359.25	35.15	31.35	31.35	1.14	15.25	21.23
ZA-7	792.86	940.06	940.06	1945.25	1653.91	1653.91	25.03	23.73	23.73	0.36	11.79	16.57
ZA-8	792.86	940.06	940.06	1945.25	1653.91	1653.91	25.03	23.73	23.73	0.36	11.79	16.57
ZA-9	729.46	880.33	880.33	1443.97	1353.45	1353.45	20.53	20.16	20.16	0.18	10.20	14.38
ZA-10	729.46	880.33	880.33	1443.97	1353.45	1353.45	20.53	20.16	20.16	0.18	10.20	14.38
ZA-11	792.86	940.06	940.06	1945.25	1653.91	1653.91	25.03	23.73	23.73	0.36	11.79	16.57
ZA-12	855.25	998.30	998.30	2532.82	1988.41	1988.41	29.90	27.46	27.46	0.66	13.47	18.84
ZA-13	855.25	998.30	998.30	2532.82	1988.41	1988.41	29.90	27.46	27.46	0.66	13.47	18.84
ZA-14	855.25	998.30	998.30	2532.82	1988.41	1988.41	29.90	27.46	27.46	0.66	13.47	18.84
ZC-1	1227.23	1425.28	1343.08	9406.98	6775.68	3634.89	66.76	58.54	50.18	21.37	32.21	36.02
ZC-2	2153.51	2331.16	2217.31	52661.95	35806.55	18836.25	246.81	167.72	152.58	952.90	570.61	211.81
ZC-3	1477.59	1631.08	1582.08	15196.04	9686.69	7163.56	105.30	80.73	75.16	69.35	61.05	57.19
ZC-4	1302.29	1485.59	1417.94	10775.73	7409.48	4635.09	77.95	64.87	57.71	31.59	39.10	41.02
ZC-5	2117.23	2230.51	2182.57	44877.31	26482.75	20834.67	240.49	158.24	151.87	704.52	372.46	246.46
ZC-6	1271.21	1462.85	1386.38	10270.10	7244.80	4149.85	73.04	62.31	54.34	27.17	36.30	38.76
ZC-7	1190.98	1406.93	1278.71	10174.13	8089.99	2507.43	56.66	54.98	42.63	16.10	28.79	33.36
ZC-8	1190.98	1406.93	1278.71	10174.13	8089.99	2507.43	56.66	54.98	42.63	16.10	28.79	33.36
ZC-9	1681.96	1894.72	1683.65	35078.93	29097.31	5175.28	114.79	100.77	76.87	169.74	158.11	62.78
ZC-10	3090.75	3351.34	3219.32	162320.49	103045.32	62890.00	610.03	357.75	337.83	10954.94	5302.13	1885.03
ZC-11	2460.34	2688.47	2290.26	147438.35	129221.15	10140.40	229.94	190.34	139.75	1835.86	1681.37	136.80
ZC-12	3264.21	3653.73	3372.87	246658.52	182647.21	58373.12	660.92	400.28	357.67	18523.09	10876.90	1460.75
PROMEDIO	1318.70	1500.84	1428.77	30456.84	22384.45	8751.21	113.75	82.36	73.69	1282.41	745.20	173.38
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				






UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
TESIS: Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESISTAS: Bach. Diana Thalía Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
ASESOR: Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera												
E.S2-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )												
Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )												
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z \text{ amort}}$	$C_{y \text{ amort}}$	$C_{x \text{ amort}}$	$C_{zz \text{ amort}}$	$C_{yy \text{ amort}}$	$C_{xx \text{ amort}}$
ZA-1	8145.44	9505.65	9233.63	37787.59	26397.44	21975.28	148.65	143.15	135.93	5.63	55.62	73.45
ZA-2	8755.75	10008.15	9780.96	47395.55	31845.22	27257.08	174.34	163.10	156.77	9.08	63.19	81.96
ZA-3	8495.04	9848.39	9550.03	43515.84	30028.03	24209.70	162.82	155.15	147.02	7.77	59.72	78.41
ZA-4	8352.75	9391.32	9358.08	40591.61	26824.52	26344.64	156.35	145.14	144.23	4.42	58.73	75.49
ZC-1	25686.29	25545.47	24936.40	1259731.41	785237.10	567752.21	1779.27	1258.65	1232.46	11706.50	5118.27	2752.48
ZC-2	14462.07	15859.38	14379.84	313595.76	253518.60	60235.79	452.93	402.97	352.40	329.95	315.05	186.07
ZC-3	12634.66	13488.87	13233.95	149578.99	90086.55	73818.49	384.82	322.52	313.94	112.71	142.37	157.47
ZC-4	9131.35	10625.40	10078.99	58851.92	42179.52	25388.66	186.48	178.89	163.54	14.23	67.57	88.08
ZC-5	19452.54	19961.56	19276.22	566450.16	371448.43	231027.40	966.12	733.95	706.85	2167.65	1114.39	591.54
ZC-6	16235.55	17470.73	16077.29	411521.10	323511.49	95030.54	604.62	508.41	457.84	737.60	559.66	246.21
ZC-7	19741.28	20952.08	18137.95	1055089.05	918858.35	91702.85	749.39	655.55	551.69	2146.44	1854.93	317.87
ZC-8	14748.00	16168.81	14408.19	366671.64	305875.15	53958.02	446.62	406.47	346.86	351.27	349.42	188.70
ZC-9	15766.07	17147.39	15129.09	475946.20	403448.04	58880.91	497.38	451.07	381.53	525.57	496.20	210.42
PROMEDIO	13969.75	15074.86	14121.58	371286.68	277635.26	104429.35	516.14	425.00	391.62	1393.76	788.85	388.32
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalía Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				




UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
TESIS:		Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022										
TESISTAS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta				ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				
E.S2-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	1023.01	1199.63	1165.30	4690.22	3267.42	2746.06	45.76	40.90	37.72	5.83	19.29	26.29
ZA-2	1098.76	1263.04	1234.37	5856.63	3927.78	3394.96	53.98	46.28	43.49	9.31	22.90	30.02
ZA-3	1066.21	1242.88	1205.23	5392.26	3707.69	3022.39	50.27	44.27	40.69	8.00	21.35	28.35
ZA-4	1050.03	1185.20	1181.00	5011.99	3328.38	3274.08	48.27	40.89	40.49	4.61	20.20	27.46
ZC-1	3008.25	3223.87	3147.01	141116.08	81383.55	62270.74	581.80	337.96	326.41	9330.68	4037.55	2167.22
ZC-2	1784.70	2001.47	1814.75	38226.54	30370.10	7482.70	143.00	115.68	93.37	315.47	254.52	80.25
ZC-3	1571.84	1702.31	1670.14	17962.87	10758.05	8992.32	121.99	89.58	85.80	107.66	80.22	75.03
ZC-4	1144.07	1340.94	1271.98	7294.05	5187.41	3173.52	57.71	51.46	44.68	14.58	26.49	32.17
ZC-5	2349.16	2519.18	2432.68	65345.55	40900.23	27050.06	312.51	200.58	188.63	1825.92	949.68	429.19
ZC-6	1987.16	2204.83	2028.98	49422.85	37723.76	11680.72	192.77	143.65	121.35	670.52	481.06	123.33
ZC-7	2398.25	2644.18	2289.03	127560.27	109778.69	11390.35	237.69	189.48	143.68	1981.64	1703.38	148.46
ZC-8	1820.75	2040.53	1818.33	44872.43	36974.12	6725.17	140.49	117.75	91.47	341.08	290.66	78.85
ZC-9	1941.15	2164.02	1909.31	58154.65	48746.83	7338.59	156.62	130.88	100.22	506.98	434.45	89.41
PROMEDIO	1711.03	1902.47	1782.16	43915.88	32004.15	12195.51	164.84	119.18	104.46	1163.25	641.67	256.62
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
TESIS:		Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022										
TESISTAS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta				ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				
E.S3-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
LC	95998.06	97670.13	97665.80	75079377.39	38791941.55	38766051.10	34462.43	20660.79	20660.49	14061831.45	4706921.74	4702050.21
PROMEDIO	95998.06	97670.13	97665.80	75079377.39	38791941.55	38766051.10	34462.43	20660.79	20660.49	14061831.45	4706921.74	4702050.21
E.S3-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
LC	9376.82	12326.10	12325.55	8888116.61	3888549.63	3884919.78	11523.76	5326.29	5326.16	11789552.53	2120805.15	2118881.13
PROMEDIO	9376.82	12326.10	12325.55	8888116.61	3888549.63	3884919.78	11523.76	5326.29	5326.16	11789552.53	2120805.15	2118881.13
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				




UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:						ASESOR:						
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes						Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera						
Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
E.S4-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
	$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{xz}$	$K_{yz}$	$K_{zz}$	$C_{x\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{z\ amort}$	$C_{xz\ amort}$	$C_{yz\ amort}$	$C_{zz\ amort}$
ZA-1	6702.45	7998.79	7922.00	19085.22	15002.50	14760.04	98.08	97.57	95.76	10.83	48.12	60.02
ZA-2	8340.13	9535.23	9469.22	39532.62	26300.88	25581.12	161.10	149.54	147.74	53.46	84.73	98.83
ZA-3	6668.76	8077.24	7922.82	18924.03	14668.30	14056.27	97.49	98.25	94.64	12.20	48.04	59.76
ZA-4	6668.76	8077.24	7922.82	18924.03	14668.30	14056.27	97.49	98.25	94.64	12.20	48.04	59.76
ZA-5	7747.36	9031.28	8927.35	31134.01	21814.21	20951.96	136.78	130.48	127.77	34.24	69.46	82.29
ZA-6	8271.79	9663.30	9463.88	39123.12	26462.51	23888.11	159.63	150.77	145.35	63.76	87.34	96.41
ZA-7	8271.79	9663.30	9463.88	39123.12	26462.51	23888.11	159.63	150.77	145.35	63.76	87.34	96.41
ZA-8	6942.29	8223.29	8148.48	21516.81	16417.32	16107.32	106.25	104.52	102.72	14.09	52.16	64.51
ZA-9	5576.31	7006.08	6872.14	10036.43	9109.07	9139.45	64.49	68.59	65.88	2.87	32.69	42.41
ZA-10	6858.13	8426.83	8122.25	21666.82	16141.83	13834.83	103.65	105.90	98.68	17.45	52.07	63.50
ZC-1	16998.19	19194.45	15124.79	983047.65	908003.44	22494.02	380.34	421.11	305.33	3264.56	3137.11	294.67
ZC-2	16998.19	19194.45	15124.79	983047.65	908003.44	22494.02	380.34	421.11	305.33	3264.56	3137.11	294.67
ZC-3	18351.76	20807.24	16498.10	1315061.60	1205923.90	31856.19	481.24	509.05	377.02	6918.90	6107.18	369.54
ZC-4	20660.65	23292.19	17802.25	2048309.90	1899214.41	28808.25	512.49	565.88	405.48	9651.03	9286.57	418.68
ZC-5	20409.87	22943.69	17386.82	1929665.07	1796117.91	24372.31	468.50	530.81	375.20	7309.37	7393.52	388.27
ZC-6	18037.38	20517.82	16442.29	1225171.44	1117216.81	34724.77	493.05	511.59	383.89	7152.97	6081.53	372.84
PROMEDIO	11469.00	13228.28	11413.37	546460.59	501345.46	21313.32	243.78	257.14	204.42	2365.39	2234.56	178.91
E.S4-PERFIL DE SUELO S3												
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
	$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{xz}$	$K_{yz}$	$K_{zz}$	$C_{x\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{z\ amort}$	$C_{xz\ amort}$	$C_{yz\ amort}$	$C_{zz\ amort}$
ZA-1	825.58	1009.46	999.77	2218.45	1731.63	1733.79	29.79	27.86	27.07	9.80	19.89	24.61
ZA-2	1007.94	1203.36	1195.03	4456.35	2882.21	2852.86	49.78	42.17	41.38	44.83	42.46	47.29
ZA-3	819.45	1019.36	999.87	2210.79	1683.88	1665.83	29.59	28.20	26.61	10.88	20.13	24.31
ZA-4	819.45	1019.36	999.87	2210.79	1683.88	1665.83	29.59	28.20	26.61	10.88	20.13	24.31
ZA-5	941.61	1139.76	1126.64	3548.95	2426.59	2392.29	42.03	37.02	35.83	29.15	32.94	37.08
ZA-6	993.65	1219.52	1194.35	4441.98	2869.97	2714.22	49.29	42.82	40.43	52.24	44.91	44.93
ZA-7	993.65	1219.52	1194.35	4441.98	2869.97	2714.22	49.29	42.82	40.43	52.24	44.91	44.93
ZA-8	853.03	1037.79	1028.35	2487.64	1880.75	1878.36	32.37	29.79	28.99	12.59	22.21	27.04
ZA-9	692.99	884.18	867.27	1202.02	1083.81	1110.76	19.28	19.87	18.67	2.73	11.92	15.92
ZA-10	837.94	1063.48	1025.04	2541.10	1830.71	1653.48	31.49	30.65	27.46	15.25	23.06	25.94
ZC-1	1930.89	2422.36	1908.77	116050.11	106794.70	2778.63	114.91	129.66	78.60	2719.02	2005.51	125.80
ZC-2	1930.89	2422.36	1908.77	116050.11	106794.70	2778.63	114.91	129.66	78.60	2719.02	2005.51	125.80
ZC-3	2039.40	2625.90	2082.08	153755.16	138067.87	3896.60	146.96	155.26	97.03	5593.55	3543.61	156.52
ZC-4	2301.54	2939.50	2246.67	241949.20	223370.60	3557.73	154.97	174.61	103.88	7900.01	5432.32	176.52
ZC-5	2296.08	2895.52	2194.24	229155.48	213975.30	3022.97	140.78	164.69	96.06	6083.04	4527.45	164.53
ZC-6	1995.99	2589.38	2075.04	142676.40	126180.31	4224.79	151.22	155.26	98.94	5748.22	3465.35	157.94
PROMEDIO	1330.01	1669.43	1440.38	64337.28	58507.93	2540.06	74.14	77.41	54.16	1937.72	1328.89	76.47
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				









UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes					ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera			
TESISTAS:		Bach. Fernando Jiménez Tuesta										
E.S5-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )						
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	6334.24	7700.29	7579.68	15778.25	12886.66	12593.77	86.08	87.80	85.09	5.59	41.03	52.49
ZA-2	7140.62	8586.82	8365.58	24187.09	17811.77	16117.78	113.24	112.80	107.38	16.06	53.53	66.14
ZA-3	6822.53	8151.17	8037.22	20374.91	15692.20	15185.91	101.87	101.40	98.69	9.78	47.89	60.27
ZA-4	7140.62	8586.82	8365.58	24187.09	17811.77	16117.78	113.24	112.80	107.38	16.06	53.53	66.14
ZA-5	5727.80	7077.63	6990.40	11004.84	10022.19	10026.92	68.17	71.33	69.53	2.33	33.68	43.57
ZA-6	6660.12	8146.36	7913.24	19169.11	14676.94	13389.22	96.62	98.70	93.28	9.58	45.68	57.99
ZA-7	5810.84	7321.30	7104.58	11868.73	9968.05	9578.64	70.68	75.36	70.84	3.22	34.38	45.23
ZC-1	18331.07	20485.48	16420.44	1234032.18	1124105.78	34776.06	491.82	510.32	382.98	5415.45	4907.61	347.78
ZC-2	28286.15	31697.97	23310.64	6337971.92	5829810.05	49204.78	858.33	922.48	661.03	45111.53	44714.35	705.91
ZC-3	18331.07	20485.48	16420.44	1234032.18	1124105.78	34776.06	491.82	510.32	382.98	5415.45	4907.61	347.78
ZC-4	28286.15	31697.97	23310.64	6337971.92	5829810.05	49204.78	858.33	922.48	661.03	45111.53	44714.35	705.91
ZC-5	7247.55	8725.88	8470.10	25636.65	18697.25	16424.75	117.03	116.57	110.25	18.51	55.64	68.13
ZC-6	9032.76	10815.21	9959.65	66443.99	50734.68	20242.55	177.84	178.05	154.57	101.16	120.37	103.31
ZC-7	8502.65	10288.76	9427.37	55533.52	43183.16	16543.90	152.86	157.48	134.90	63.07	93.72	90.68
ZC-8	16878.55	18833.36	14884.94	921753.56	848923.61	22001.91	369.10	408.79	296.81	2209.28	2237.73	269.02
PROMEDIO	12035.52	13906.70	11770.70	1089329.73	997882.66	22412.32	277.80	292.45	227.78	6900.57	6804.07	202.02
E.S5-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )						
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	786.68	971.79	956.57	1881.34	1529.25	1523.33	26.02	25.23	24.03	5.31	15.57	20.16
ZA-2	878.88	1083.67	1055.75	2850.19	2057.12	1931.52	34.54	32.39	30.00	14.47	22.96	26.83
ZA-3	844.26	1028.69	1014.31	2403.81	1839.40	1816.93	30.98	29.00	27.80	9.07	19.25	24.02
ZA-4	878.88	1083.67	1055.75	2850.19	2057.12	1931.52	34.54	32.39	30.00	14.47	22.96	26.83
ZA-5	714.77	893.21	882.20	1327.05	1209.15	1224.33	20.43	20.56	19.76	2.29	11.93	16.11
ZA-6	823.19	1028.08	998.66	2282.47	1717.91	1621.70	29.30	28.49	26.10	8.84	18.40	22.67
ZA-7	723.27	923.96	896.61	1436.78	1194.11	1176.47	21.18	21.92	19.92	3.12	12.44	16.78
ZA-8	2072.62	2585.29	2072.28	144806.14	130132.58	4272.08	150.83	154.87	98.71	4453.84	3106.15	149.97
ZA-9	3104.32	4000.32	2941.83	753979.07	690203.34	6088.68	261.23	283.85	168.55	36667.24	24311.64	293.37
ZA-10	2072.62	2585.29	2072.28	144806.14	130132.58	4272.08	150.83	154.87	98.71	4453.84	3106.15	149.97
ZC-1	3104.32	4000.32	2941.83	753979.07	690203.34	6088.68	261.23	283.85	168.55	36667.24	24311.64	293.37
ZC-2	890.52	1101.22	1068.94	3019.71	2150.15	1968.99	35.73	33.51	30.72	16.55	24.39	27.79
ZC-3	1084.05	1364.89	1256.92	7802.32	5668.87	2443.34	54.70	52.09	41.74	85.88	72.31	44.42
ZC-4	1028.64	1298.45	1189.75	6587.54	4924.05	2016.28	46.72	46.39	36.43	55.17	53.42	37.70
ZC-5	1960.28	2376.80	1878.50	109873.99	101586.59	2733.66	111.51	125.83	76.45	1916.88	1589.42	115.22
PROMEDIO	1397.82	1755.04	1485.48	129325.72	117773.70	2740.64	84.65	88.35	59.83	5624.95	3779.91	84.35
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera				

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE												
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL												
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
TESIS: Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESISTAS: Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes							ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera			
Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
E.S6-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	6293.53	7952.36	7493.69	17211.06	13449.78	9624.89	81.50	88.58	78.64	2.24	36.09	50.24
ZA-2	8054.27	9667.35	9109.77	40164.35	29652.06	17698.74	141.32	142.17	127.72	15.25	58.97	75.38
ZA-3	8054.27	9667.35	9109.77	40164.35	29652.06	17698.74	141.32	142.17	127.72	15.25	58.97	75.38
ZA-4	6293.53	7952.36	7493.69	17211.06	13449.78	9624.89	81.50	88.58	78.64	2.24	36.09	50.24
ZA-5	6652.55	8305.40	7826.37	20928.67	16091.41	11017.51	92.36	98.66	87.82	3.50	39.98	55.05
ZA-6	6780.49	7910.39	7910.39	20139.28	15793.98	15793.98	98.40	96.65	96.65	1.89	43.27	55.46
ZA-7	5187.55	6847.65	6452.70	8463.03	7140.39	6040.12	52.30	60.25	53.03	0.44	25.48	36.17
ZA-8	7625.02	9127.92	8771.63	31166.31	22533.89	17549.53	128.40	127.84	118.81	9.80	52.94	68.76
ZA-9	6533.70	7680.93	7680.93	17709.60	14426.85	14426.85	90.50	89.86	89.86	1.41	40.61	52.12
ZA-10	9175.89	10103.95	10103.95	54892.85	33857.78	33857.78	192.57	173.21	173.21	18.49	76.05	95.02
ZA-11	6533.70	7680.93	7680.93	17709.60	14426.85	14426.85	90.50	89.86	89.86	1.41	40.61	52.12
ZA-12	5561.82	7224.95	6808.24	10992.42	8986.04	7140.85	61.47	69.37	61.24	0.80	28.88	40.81
ZA-13	7025.67	8137.51	8137.51	22749.31	17234.20	17234.20	106.57	103.61	103.61	2.50	45.99	58.86
ZA-14	6652.55	8305.40	7826.37	20928.67	16091.41	11017.51	92.36	98.66	87.82	3.50	39.98	55.05
ZA-15	7007.78	8652.72	8153.66	25069.93	19021.48	12516.65	103.77	109.07	97.32	5.27	44.14	59.96
ZA-16	6991.18	8223.29	8148.48	22230.91	16904.46	16481.36	106.25	104.52	102.72	3.66	45.54	58.77
ZA-17	7752.73	8806.80	8806.80	31695.53	22016.42	22016.42	132.76	125.40	125.40	5.32	54.73	69.63
ZA-18	12840.65	14164.19	13494.42	170198.60	116563.99	65529.87	399.40	342.87	320.29	406.18	288.75	198.75
ZA-19	7478.69	8666.73	8595.36	27929.18	20132.79	19537.07	123.43	118.90	117.10	6.02	51.35	65.78
ZA-20	12951.36	14582.46	12712.69	275532.53	235652.87	30776.68	316.63	312.15	254.35	333.92	338.92	164.07
ZA-21	7206.61	8520.51	8373.81	24703.09	18273.82	17159.51	114.11	112.33	108.72	5.36	47.95	62.11
ZA-22	6991.18	8223.29	8148.48	22230.91	16904.46	16481.36	106.25	104.52	102.72	3.66	45.54	58.77
ZA-23	6991.18	8223.29	8148.48	22230.91	16904.46	16481.36	106.25	104.52	102.72	3.66	45.54	58.77
ZA-24	6991.18	8223.29	8148.48	22230.91	16904.46	16481.36	106.25	104.52	102.72	3.66	45.54	58.77
ZA-25	4538.88	6132.16	5854.59	4841.85	4649.01	4815.87	38.91	45.66	41.15	0.13	20.45	28.54
ZA-26	6357.21	7700.29	7579.68	16025.60	13082.50	12720.75	86.08	87.80	85.09	1.96	38.48	50.41
ZA-27	6357.21	7700.29	7579.68	16025.60	13082.50	12720.75	86.08	87.80	85.09	1.96	38.48	50.41
ZA-28	5598.52	7006.08	6872.14	10200.14	9260.37	9232.39	64.49	68.59	65.88	0.73	30.81	40.86
ZC-1	19432.80	19914.34	19643.22	543451.78	305550.84	261999.63	1017.31	756.27	745.43	4801.99	1995.30	1471.63
ZC-2	13737.86	15343.95	13797.54	284907.30	231929.55	49571.23	405.08	369.88	318.40	612.67	499.07	197.52
ZC-3	13203.23	14828.43	13204.95	264493.16	219099.46	40381.26	358.82	337.60	285.22	443.39	396.22	176.96
ZC-4	8361.02	9717.83	9450.83	41049.32	28264.37	23653.76	158.48	151.07	143.84	18.17	64.13	80.23
ZC-5	17513.13	18469.25	17882.12	415078.09	261759.22	176638.52	807.10	624.66	602.08	2953.34	1386.97	731.01
ZC-6	7932.34	9173.65	9036.18	33997.02	23654.27	22012.84	141.12	134.62	131.01	10.70	57.37	72.98
ZC-7	7826.04	9031.28	8927.35	32479.96	22722.48	21598.64	136.78	130.48	127.77	9.11	55.87	71.20
ZC-8	9895.54	11560.05	10580.16	90687.61	70947.31	23843.26	208.00	205.07	177.07	64.94	104.93	105.99
ZC-9	7025.67	8137.51	8137.51	22749.31	17234.20	17234.20	106.57	103.61	103.61	2.50	45.99	58.86
ZC-10	9953.56	11264.70	10902.13	72729.22	48183.49	36170.17	231.83	210.85	200.01	65.73	100.02	110.99
ZC-11	7943.31	9545.82	9019.49	37927.73	27904.31	17420.55	137.66	138.56	125.01	13.75	57.25	73.68
ZC-12	7581.74	9270.84	8607.04	34944.53	26883.07	13578.56	119.95	125.87	109.61	9.38	50.93	68.11
ZC-13	12443.82	14074.96	12649.76	208566.92	169760.56	37448.87	325.20	306.91	261.76	306.94	288.56	159.49
ZC-14	13568.14	14883.84	14151.32	203601.23	140414.61	75450.07	449.80	380.80	355.51	592.01	386.25	232.47
PROMEDIO	8545.17	9919.20	9500.29	79005.70	56820.19	30788.22	189.18	173.20	161.24	256.31	172.59	129.94
OBSERVACIÓN												
												
	TESISTA				TESISTA				ASESOR			
	Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera			









UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE												
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL												
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:						ASESOR:						
TESISTAS:									Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera			
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes												
Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
E.S6-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton-s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_z$ amort	$C_y$ amort	$C_x$ amort	$C_{zz}$ amort	$C_{yy}$ amort	$C_{xx}$ amort
ZA-1	789.05	1003.60	945.71	2138.82	1659.60	1205.21	24.47	26.10	21.72	2.33	12.09	17.78
ZA-2	1002.69	1220.03	1149.66	4918.53	3577.14	2197.62	43.29	41.34	34.96	15.01	24.68	28.35
ZA-3	1002.69	1220.03	1149.66	4918.53	3577.14	2197.62	43.29	41.34	34.96	15.01	24.68	28.35
ZA-4	789.05	1003.60	945.71	2138.82	1659.60	1205.21	24.47	26.10	21.72	2.33	12.09	17.78
ZA-5	833.05	1048.15	987.70	2593.86	1977.57	1377.58	27.86	28.99	24.21	3.60	13.87	19.67
ZA-6	851.18	998.30	998.30	2462.03	1947.29	1947.29	29.90	27.46	27.46	1.97	14.77	20.15
ZA-7	652.39	864.18	814.34	1059.06	890.21	759.10	15.44	17.93	14.75	0.47	7.91	12.51
ZA-8	951.49	1151.96	1106.99	3812.53	2727.15	2174.06	39.29	36.87	32.88	9.69	20.39	25.64
ZA-9	820.66	969.34	969.34	2171.50	1783.01	1783.01	27.42	25.58	25.58	1.47	13.66	18.74
ZA-10	1143.44	1275.13	1275.13	6499.11	4054.31	4054.31	59.86	48.49	48.49	18.28	32.46	40.83
ZA-11	820.66	969.34	969.34	2171.50	1783.01	1783.01	27.42	25.58	25.58	1.47	13.66	18.74
ZA-12	698.81	911.80	859.21	1372.65	1116.81	896.45	18.26	20.57	16.99	0.85	9.15	14.21
ZA-13	881.43	1026.96	1026.96	2772.57	2119.53	2119.53	32.48	29.39	29.39	2.59	15.96	21.64
ZA-14	833.05	1048.15	987.70	2593.86	1977.57	1377.58	27.86	28.99	24.21	3.60	13.87	19.67
ZA-15	876.37	1091.98	1029.00	3098.36	2327.66	1562.57	31.43	31.96	26.78	5.37	15.95	21.66
ZA-16	876.30	1037.79	1028.35	2717.79	2073.57	2034.08	32.37	29.79	28.99	3.73	15.91	21.51
ZA-17	970.72	1111.43	1111.43	3826.28	2685.74	2685.74	40.77	35.40	35.40	5.43	20.12	26.69
ZA-18	1549.26	1787.54	1703.01	19779.82	12875.34	7770.38	126.49	96.42	86.46	342.68	207.09	104.81
ZA-19	936.11	1093.75	1084.75	3393.65	2455.91	2399.13	37.80	33.76	32.96	6.05	18.67	24.69
ZA-20	1576.64	1840.33	1604.36	33333.81	28129.83	3821.55	98.06	92.41	66.92	310.96	268.31	68.57
ZA-21	902.01	1075.30	1056.79	3018.46	2230.62	2119.15	34.84	32.10	30.51	5.38	17.20	22.91
ZA-22	876.30	1037.79	1028.35	2717.79	2073.57	2034.08	32.37	29.79	28.99	3.73	15.91	21.51
ZA-23	876.30	1037.79	1028.35	2717.79	2073.57	2034.08	32.37	29.79	28.99	3.73	15.91	21.51
ZA-24	876.30	1037.79	1028.35	2717.79	2073.57	2034.08	32.37	29.79	28.99	3.73	15.91	21.51
ZA-25	571.56	773.89	738.86	607.28	581.85	605.81	11.38	13.57	11.58	0.15	6.24	9.78
ZA-26	797.84	971.79	956.57	1975.63	1613.52	1580.94	26.02	25.23	24.03	2.02	12.90	17.97
ZA-27	797.84	971.79	956.57	1975.63	1613.52	1580.94	26.02	25.23	24.03	2.02	12.90	17.97
ZA-28	703.82	884.18	867.27	1267.18	1150.11	1153.74	19.28	19.87	18.67	0.76	9.91	14.26
ZC-1	2233.76	2513.22	2479.00	60403.43	30863.36	27334.90	329.62	204.85	200.07	3750.37	1382.85	1015.70
ZC-2	1651.69	1936.43	1741.27	33789.45	26526.64	6057.89	127.30	106.99	84.28	533.07	392.16	91.29
ZC-3	1597.18	1871.37	1666.48	31643.92	25529.48	4971.47	112.13	98.50	75.40	396.53	311.39	77.95
ZC-4	1040.74	1226.40	1192.71	4964.06	3385.44	2902.00	48.90	43.07	39.88	17.53	26.68	31.39
ZC-5	2030.12	2330.84	2256.75	46514.65	26781.31	19387.88	260.17	171.29	161.34	2318.02	992.62	491.15
ZC-6	990.50	1157.73	1140.38	4116.07	2861.30	2698.13	43.40	38.24	36.64	10.54	22.09	28.05
ZC-7	978.03	1139.76	1126.64	3933.42	2756.06	2646.40	42.03	37.02	35.83	9.03	21.13	27.24
ZC-8	1220.70	1458.89	1335.23	11024.69	8451.79	2954.99	64.24	59.94	47.59	61.83	61.14	42.19
ZC-9	881.43	1026.96	1026.96	2772.57	2119.53	2119.53	32.48	29.39	29.39	2.59	15.96	21.64
ZC-10	1228.03	1421.62	1375.86	8649.16	5612.44	4378.92	72.38	59.69	54.91	60.13	52.64	48.49
ZC-11	989.40	1204.70	1138.27	4646.03	3369.31	2163.02	42.14	40.25	34.28	13.56	23.49	27.62
ZC-12	946.09	1169.99	1086.22	4312.86	3280.13	1695.23	36.44	37.05	29.88	9.50	20.01	24.94
ZC-13	1511.57	1776.28	1596.42	24999.19	19798.98	4610.59	101.51	89.39	69.47	276.64	219.05	69.37
ZC-14	1626.72	1878.36	1785.92	23533.14	15313.68	8888.84	142.87	106.85	95.69	491.63	284.71	127.83
PROMEDIO	1051.98	1251.82	1198.95	9287.46	6463.28	3602.47	59.01	49.34	44.07	207.75	112.10	67.72
OBSERVACIÓN												
												
	TESISTA				TESISTA				ASESOR			
	Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera			

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL													
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)													
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022													
TESIS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes						ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera			
TESISTAS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes						Bach. Fernando Jiménez Tuesta					
E.S6-A-PERFIL DE SUELO S2													
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )							
ZAPATAS		Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton-s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_z$ amort	$C_y$ amort	$C_x$ amort	$C_{zz}$ amort	$C_{yy}$ amort	$C_{xx}$ amort	
ZA-1	6015.92	7213.88	7213.88	13117.67	11738.49	11738.49	75.54	76.75	76.75	2.55	37.43	47.59	
ZA-2	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-3	6221.80	7543.32	7461.90	14758.90	12408.74	12287.72	82.57	84.13	82.33	5.30	40.25	51.23	
ZA-4	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-5	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-6	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-7	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-8	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-9	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-10	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-11	6221.80	7543.32	7461.90	14758.90	12408.74	12287.72	82.57	84.13	82.33	5.30	40.25	51.23	
ZA-12	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-13	6221.80	7543.32	7461.90	14758.90	12408.74	12287.72	82.57	84.13	82.33	5.30	40.25	51.23	
ZA-14	6542.40	8001.39	7805.01	17872.99	13919.45	13088.96	93.11	95.08	90.56	9.60	45.02	56.85	
ZA-15	7888.05	9470.66	9089.90	35257.70	24910.94	19148.80	141.61	139.27	129.34	44.43	74.85	82.97	
ZA-16	7888.05	9470.66	9089.90	35257.70	24910.94	19148.80	141.61	139.27	129.34	44.43	74.85	82.97	
ZC-1	8264.59	9717.83	9450.83	39575.78	27037.26	23095.78	158.48	151.07	143.84	58.25	84.36	92.71	
ZC-2	7861.75	9173.65	9036.18	32810.83	22819.27	21476.32	141.12	134.62	131.01	34.93	70.12	82.78	
ZC-3	7761.80	9031.28	8927.35	31353.93	21971.30	21065.70	136.78	130.48	127.77	29.91	67.12	80.37	
ZC-4	6990.86	8137.51	8137.51	22082.72	16862.30	16862.30	106.57	103.61	103.61	8.50	50.96	63.83	
ZC-5	9765.10	11264.70	10902.13	60900.10	44992.06	34918.41	231.83	210.85	200.01	202.13	162.32	143.54	
ZC-6	7856.04	9545.82	9019.49	36977.19	26877.70	17183.31	137.66	138.56	125.01	44.46	75.31	81.55	
ZC-7	7510.00	9270.84	8607.04	34289.53	26126.45	13455.70	119.95	125.87	109.61	30.74	65.07	73.57	
ZC-8	12989.05	14883.84	14151.32	188455.82	123691.91	71152.23	449.80	380.80	355.51	1682.60	852.05	382.98	
ZC-9	16602.72	18818.03	15407.03	856654.44	772295.45	34062.16	446.79	456.32	348.85	4189.74	3549.62	315.90	
ZC-10	26553.94	30150.42	22560.50	5259200.71	4844110.11	52019.20	844.32	888.13	645.19	46566.85	42137.32	700.36	
ZC-11	16602.72	18818.03	15407.03	856654.44	772295.45	34062.16	446.79	456.32	348.85	4189.74	3549.62	315.90	
ZC-12	26553.94	30150.42	22560.50	5259200.71	4844110.11	52019.20	844.32	888.13	645.19	46566.85	42137.32	700.36	
PROMEDIO	9328.36	10991.48	9999.87	464035.21	420756.09	21755.76	200.07	200.83	170.45	3707.43	3341.40	141.77	
OBSERVACIÓN													
													
TESISTA				TESISTA				ASESOR					
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera					




UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL													
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)													
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022													
TESIS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes						ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera			
TESISTAS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes						Bach. Fernando Jiménez Tuesta					
E.S6-A-PERFIL DE SUELO S3													
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )							
ZAPATAS		Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton-s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_z$ amort	$C_y$ amort	$C_x$ amort	$C_{zz}$ amort	$C_{yy}$ amort	$C_{xx}$ amort	
ZA-1	749.57	910.40	910.40	1552.37	1404.96	1404.96	22.73	21.93	21.93	2.53	13.73	18.21	
ZA-2	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-3	771.95	951.98	941.70	1747.27	1466.52	1474.26	24.92	24.13	23.33	5.00	15.35	19.87	
ZA-4	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-5	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-6	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-7	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-8	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-9	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-10	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-11	771.95	951.98	941.70	1747.27	1466.52	1474.26	24.92	24.13	23.33	5.00	15.35	19.87	
ZA-12	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-13	771.95	951.98	941.70	1747.27	1466.52	1474.26	24.92	24.13	23.33	5.00	15.35	19.87	
ZA-14	807.03	1009.79	985.00	2113.20	1618.00	1573.45	28.20	27.40	25.41	8.74	18.26	22.48	
ZA-15	954.48	1195.21	1147.16	4093.04	2761.35	2263.94	43.48	40.09	35.71	37.52	37.70	35.85	
ZA-16	954.48	1195.21	1147.16	4093.04	2761.35	2263.94	43.48	40.09	35.71	37.52	37.70	35.85	
ZC-1	997.17	1226.40	1192.71	4537.82	2965.42	2675.18	48.90	43.07	39.88	48.44	43.33	42.03	
ZC-2	957.69	1157.73	1140.38	3764.89	2555.34	2481.68	43.40	38.24	36.64	29.97	33.31	36.86	
ZC-3	947.96	1139.76	1126.64	3598.07	2475.50	2432.01	42.03	37.02	35.83	25.96	31.21	35.61	
ZC-4	864.61	1026.96	1026.96	2555.15	1965.99	1965.99	32.48	29.39	29.39	8.07	20.87	26.54	
ZC-5	1148.70	1421.62	1375.86	7791.88	4703.79	3915.85	72.38	59.69	54.91	159.37	95.15	72.12	
ZC-6	950.10	1204.70	1138.27	4328.16	2997.86	2057.54	42.14	40.25	34.28	37.88	38.79	34.49	
ZC-7	913.41	1169.99	1086.22	4072.71	2985.30	1638.26	36.44	37.05	29.88	27.13	32.58	29.93	
ZC-8	1432.68	1788.36	1785.92	21092.71	12137.88	7561.66	142.87	106.85	95.69	1297.44	490.27	204.71	
ZC-9	1863.12	2374.86	1944.39	99708.19	87158.83	4143.81	137.48	137.66	90.27	3389.34	2164.21	136.27	
ZC-10	2880.64	3805.02	2847.16	621285.63	560609.08	6385.17	258.22	271.86	164.72	37383.12	21535.37	286.80	
ZC-11	1863.12	2374.86	1944.39	99708.19	87158.83	4143.81	137.48	137.66	90.27	3389.34	2164.21	136.27	
ZC-12	2880.64	3805.02	2847.16	621285.63	560609.08	6385.17	258.22	271.86	164.72	37383.12	21535.37	286.80	
PROMEDIO	1098.02	1387.14	1262.00	54637.19	48422.51	2567.01	61.38	59.26	45.86	2977.11	1732.23	60.81	
OBSERVACIÓN													
													
TESISTA				TESISTA				ASESOR					
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera					









UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:						ASESOR:						
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes						Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera						
Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
E.S7-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )						
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z \text{ amort}}$	$C_{y \text{ amort}}$	$C_{x \text{ amort}}$	$C_{zz \text{ amort}}$	$C_{yy \text{ amort}}$	$C_{xx \text{ amort}}$
ZA-1	8450.14	10019.54	9622.39	44201.82	30559.58	22903.33	165.47	159.11	148.28	70.87	92.64	96.05
ZA-2	5767.24	6975.63	6975.63	11280.76	10617.93	10617.93	68.48	70.44	70.44	1.73	34.40	43.88
ZA-3	8281.03	10096.69	9131.50	54071.57	43424.35	13772.18	138.81	147.52	123.13	54.98	88.29	86.35
ZA-4	5767.24	6975.63	6975.63	11280.76	10617.93	10617.93	68.48	70.44	70.44	1.73	34.40	43.88
ZA-5	12601.93	14217.72	13733.81	158113.70	98161.36	70368.24	420.10	353.36	336.83	1195.02	594.80	359.61
ZA-6	7186.77	8965.54	8229.67	30903.78	24329.63	10934.61	105.16	114.10	96.94	19.89	55.38	66.73
ZA-7	6016.97	7213.88	7213.88	13131.33	11747.43	11747.43	75.54	76.75	76.75	2.45	37.32	47.48
ZA-8	6016.97	7213.88	7213.88	13131.33	11747.43	11747.43	75.54	76.75	76.75	2.45	37.32	47.48
ZA-9	6016.97	7213.88	7213.88	13131.33	11747.43	11747.43	75.54	76.75	76.75	2.45	37.32	47.48
ZA-10	6016.97	7213.88	7213.88	13131.33	11747.43	11747.43	75.54	76.75	76.75	2.45	37.32	47.48
ZA-11	6279.79	7843.66	7558.00	15931.99	12473.74	1121.40	84.35	88.66	82.34	7.21	40.84	52.66
ZA-12	6016.97	7213.88	7213.88	13131.33	11747.43	11747.43	75.54	76.75	76.75	2.45	37.32	47.48
ZA-13	6544.46	8001.39	7805.01	17892.23	13936.66	13098.03	93.11	95.08	90.56	9.24	44.78	56.67
ZA-14	6016.97	7213.88	7213.88	13131.33	11747.43	11747.43	75.54	76.75	76.75	2.45	37.32	47.48
ZA-15	10631.54	12529.83	11141.92	137321.83	112809.76	23006.37	231.91	233.43	193.24	324.99	292.14	142.25
ZA-16	5514.77	6733.69	6733.69	9584.05	9546.65	9546.65	61.70	64.28	64.28	1.18	31.59	40.39
ZA-17	7067.42	8813.74	8197.73	27521.33	21118.08	11701.47	104.74	111.79	97.34	18.48	53.61	65.26
ZA-18	8706.52	10534.63	9449.03	66670.61	54370.80	14518.10	151.19	160.41	132.42	76.21	107.02	94.31
ZA-19	10512.52	11742.95	11569.47	83652.98	50648.15	45739.64	272.98	238.27	232.85	272.98	193.35	186.66
ZA-20	6167.11	7698.79	7451.00	14774.36	11791.75	10902.88	81.11	85.22	79.80	6.10	39.33	50.87
ZA-21	6054.93	7550.23	7341.12	13699.98	11205.93	10682.79	77.88	81.77	77.26	5.10	37.90	49.08
ZA-22	8755.21	10387.27	9899.73	51153.26	35632.89	24014.59	178.08	171.00	157.45	94.22	107.73	103.60
ZC-1	16132.73	17451.61	17309.68	324719.66	168551.12	157485.67	751.38	575.11	569.70	4899.83	1804.00	1537.09
ZC-2	11495.62	13418.00	12380.09	147375.99	109410.60	40192.23	314.82	289.27	256.31	679.56	460.68	198.69
ZC-3	12045.70	14037.83	12844.42	180322.43	136831.09	42944.12	343.68	314.85	276.29	935.61	622.75	220.90
PROMEDIO	8002.58	9491.10	9105.31	59170.44	41460.90	24986.11	166.67	155.39	144.66	347.59	198.38	151.19
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				TESISTA Bach. Fernando Jiménez Tuesta				ASESOR Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera				

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:						ASESOR:						
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes						Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera						
Bach. Fernando Jiménez Tuesta												
E.S7-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )						
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z \text{ amort}}$	$C_{y \text{ amort}}$	$C_{x \text{ amort}}$	$C_{zz \text{ amort}}$	$C_{yy \text{ amort}}$	$C_{xx \text{ amort}}$
ZA-1	1015.93	1264.48	1214.36	5093.14	3337.74	2680.67	51.07	45.61	40.83	58.67	49.64	43.13
ZA-2	720.06	880.33	880.33	1345.37	1280.78	1280.78	20.53	20.16	20.16	1.74	12.26	16.44
ZA-3	1001.81	1274.22	1152.41	6441.36	5001.60	1687.13	42.16	43.88	33.12	48.64	50.11	35.46
ZA-4	720.06	880.33	880.33	1345.37	1280.78	1280.78	20.53	20.16	20.16	1.74	12.26	16.44
ZA-5	1410.07	1794.29	1733.23	17647.81	9697.51	7415.94	133.37	98.61	91.32	916.66	351.63	199.40
ZA-6	879.92	1131.46	1038.60	3716.01	2843.66	1345.55	31.72	33.91	26.34	18.24	26.29	26.33
ZA-7	750.08	910.40	910.40	1556.81	1408.67	1408.67	22.73	21.93	21.93	2.44	13.63	18.11
ZA-8	750.08	910.40	910.40	1556.81	1408.67	1408.67	22.73	21.93	21.93	2.44	13.63	18.11
ZA-9	750.08	910.40	910.40	1556.81	1408.67	1408.67	22.73	21.93	21.93	2.44	13.63	18.11
ZA-10	750.08	910.40	910.40	1556.81	1408.67	1408.67	22.73	21.93	21.93	2.44	13.63	18.11
ZA-11	776.21	989.88	953.83	1906.50	1462.67	1354.73	25.43	25.78	23.00	6.69	16.11	20.28
ZA-12	750.08	910.40	910.40	1556.81	1408.67	1408.67	22.73	21.93	21.93	2.44	13.63	18.11
ZA-13	807.98	1009.79	985.00	2119.22	1624.35	1577.29	28.20	27.40	25.41	8.46	18.05	22.32
ZA-14	750.08	910.40	910.40	1556.81	1408.67	1408.67	22.73	21.93	21.93	2.44	13.63	18.11
ZA-15	1247.02	1581.28	1406.12	16014.90	12503.47	2775.80	71.43	69.05	51.33	268.22	194.24	62.48
ZA-16	689.54	849.80	849.80	1149.88	1158.11	1158.11	18.43	18.44	18.44	1.20	11.01	14.89
ZA-17	865.53	1112.31	1034.56	3295.79	2449.90	1433.39	31.67	32.99	26.61	16.77	24.75	25.84
ZA-18	1048.96	1329.48	1192.48	7928.90	6255.04	1778.46	45.97	47.81	35.47	66.93	64.18	39.11
ZA-19	1234.83	1481.98	1460.08	9333.35	5265.21	4937.56	85.73	66.61	64.22	214.57	114.20	101.81
ZA-20	763.43	971.60	940.33	1768.95	1387.91	1327.81	24.43	24.75	22.36	5.70	15.21	19.47
ZA-21	750.07	952.85	926.46	1641.21	1324.45	1300.63	23.43	23.71	21.71	4.80	14.37	18.68
ZA-22	1046.76	1310.89	1249.36	5889.13	3859.31	2812.11	55.06	49.12	43.15	77.20	60.38	46.94
ZC-1	1723.65	2202.42	2184.50	36780.15	16355.81	15327.01	242.03	156.54	154.15	3815.30	958.07	825.31
ZC-2	1313.20	1693.37	1562.38	16731.69	11259.77	4613.22	98.65	83.20	68.66	531.41	288.62	96.05
ZC-3	1365.58	1771.59	1620.98	20466.86	14041.47	4929.09	107.82	90.71	73.70	731.24	386.78	106.30
PROMEDIO	955.27	1197.79	1149.10	6798.26	4433.66	2778.72	51.76	44.40	39.67	272.35	110.00	73.81
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				TESISTA Bach. Fernando Jiménez Tuesta				ASESOR Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera				









UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MNSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:			Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes			ASESOR:			Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera			
TESISTAS:			Bach. Fernando Jiménez Tuesta									
E.S8-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )						
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	7054.76	8445.88	8372.87	22661.74	16759.44	16602.19	114.70	111.63	109.83	44.38	72.17	83.00
ZA-2	6376.14	7772.20	7693.22	15995.12	12974.98	12951.12	90.18	90.77	88.96	20.59	53.04	63.37
ZA-3	5387.19	6932.05	6748.88	8982.69	8024.13	8152.16	60.81	65.81	62.20	6.42	34.59	43.51
ZA-4	6334.55	7852.83	7693.93	15923.89	12570.90	12357.51	89.59	91.44	87.83	22.98	53.48	62.85
ZA-5	6177.26	7843.66	7558.00	15257.07	11758.09	10812.90	84.35	88.66	82.34	21.39	50.94	59.44
ZA-6	6376.14	7772.20	7693.22	15995.12	12974.98	12951.12	90.18	90.77	88.96	20.59	53.04	63.37
ZA-7	6376.14	7772.20	7693.22	15995.12	12974.98	12951.12	90.18	90.77	88.96	20.59	53.04	63.37
ZA-8	5387.19	6932.05	6748.88	8982.69	8024.13	8152.16	60.81	65.81	62.20	6.42	34.59	43.51
ZA-9	6334.55	7852.83	7693.93	15923.89	12570.90	12357.51	89.59	91.44	87.83	22.98	53.48	62.85
ZA-10	4921.88	6354.03	6254.51	6261.15	6625.41	6883.59	48.68	53.34	51.54	2.59	27.79	35.56
ZA-11	6376.14	7772.20	7693.22	15995.12	12974.98	12951.12	90.18	90.77	88.96	20.59	53.04	63.37
ZA-12	6177.26	7843.66	7558.00	15257.07	11758.09	10812.90	84.35	88.66	82.34	21.39	50.94	59.44
ZA-13	5007.18	6618.01	6370.98	7017.68	6343.86	6461.00	50.77	57.06	52.55	3.65	28.84	37.42
ZA-14	5124.59	6776.51	6485.31	7806.61	6751.52	6601.51	53.45	60.16	54.74	4.54	30.41	39.33
ZC-1	8072.97	10176.82	9345.30	49638.56	37013.84	15781.75	149.48	154.07	132.40	181.13	162.89	110.67
ZC-2	7711.99	9759.65	8886.69	43620.60	33678.46	12902.70	129.52	137.82	116.14	119.17	126.96	95.74
ZC-3	10281.86	12939.10	11668.91	133780.76	100317.89	27737.21	265.35	257.03	218.64	1207.90	715.46	217.35
ZC-4	18505.89	22828.99	17678.41	1800328.92	1659665.94	31503.54	527.43	569.06	413.72	22777.76	15174.64	508.13
ZC-5	21469.26	26673.12	19954.81	3216700.27	2987960.93	33842.63	627.25	691.54	492.40	44755.37	30310.12	634.58
ZC-6	18734.51	22920.85	17562.84	1841950.55	1712726.47	27857.10	500.18	552.40	396.16	19884.92	14144.71	489.53
ZC-7	12888.81	15539.69	12665.35	40435.02	369168.07	17004.34	270.13	300.25	221.68	2152.51	1705.35	238.37
PROMEDIO	8622.68	10732.31	9524.78	365648.08	335886.57	15125.10	169.87	180.92	146.68	4348.47	2999.50	146.42
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera				

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MNSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:			Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes			ASESOR:			Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera			
TESISTAS:			Bach. Fernando Jiménez Tuesta									
E.S8-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )						Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )						
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	827.38	1065.88	1056.67	2518.85	1735.95	1759.09	35.04	31.75	30.96	34.55	34.48	38.47
ZA-2	760.65	980.86	970.89	1791.09	1384.35	1418.96	27.31	25.98	25.18	16.52	24.00	27.97
ZA-3	653.53	874.83	851.72	1035.64	891.25	951.80	18.13	19.17	17.57	5.41	14.24	17.62
ZA-4	751.90	991.04	970.98	1791.43	1331.38	1374.11	27.11	26.32	24.72	18.19	24.45	27.46
ZA-5	732.29	989.88	953.83	1733.32	1247.31	1234.60	25.43	25.78	23.00	16.97	23.37	25.38
ZA-6	760.65	980.86	970.89	1791.09	1384.35	1418.96	27.31	25.98	25.18	16.52	24.00	27.97
ZA-7	760.65	980.86	970.89	1791.09	1384.35	1418.96	27.31	25.98	25.18	16.52	24.00	27.97
ZA-8	653.53	874.83	851.72	1035.64	891.25	951.80	18.13	19.17	17.57	5.41	14.24	17.62
ZA-9	751.90	991.04	970.98	1791.43	1331.38	1374.11	27.11	26.32	24.72	18.19	24.45	27.46
ZA-10	604.72	801.89	789.33	728.89	759.84	811.58	14.40	15.51	14.71	2.30	10.63	13.87
ZA-11	760.65	980.86	970.89	1791.09	1384.35	1418.96	27.31	25.98	25.18	16.52	24.00	27.97
ZA-12	732.29	989.88	953.83	1733.32	1247.31	1234.60	25.43	25.78	23.00	16.97	23.37	25.38
ZA-13	611.39	835.20	804.03	822.90	718.52	772.26	15.02	16.79	14.80	3.18	11.36	14.69
ZA-14	623.76	855.20	818.45	914.67	760.06	789.32	15.83	17.74	15.35	3.92	12.23	15.56
ZC-1	905.19	1284.33	1179.39	5609.47	3739.49	1784.14	45.67	45.36	35.80	139.14	85.86	48.41
ZC-2	877.68	1231.68	1121.51	4965.63	3487.88	1493.26	39.30	40.92	31.36	92.58	67.78	41.34
ZC-3	1094.02	1632.93	1472.63	15129.84	9794.08	2994.78	82.36	75.18	58.25	951.69	344.05	93.56
ZC-4	1961.67	2881.05	2231.04	21118.95	176566.69	3718.82	160.35	174.63	106.13	18405.97	6487.38	196.19
ZC-5	2277.33	3366.18	2518.32	381404.81	324337.47	4036.94	189.76	213.64	125.82	36238.95	12590.87	241.79
ZC-6	1990.45	2892.64	2216.45	216323.72	185915.68	3324.81	151.24	170.43	101.52	15946.65	6187.60	190.46
ZC-7	1402.30	1961.13	1598.38	46722.55	40079.22	2032.05	81.51	92.14	57.49	1701.29	875.67	98.10
PROMEDIO	975.90	1354.43	1202.04	42978.35	36208.20	1729.23	51.48	54.31	39.21	3507.97	1282.29	59.30
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elias Vega Rivera				

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes					ASESOR:	Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera				
TESISTAS:		Bach. Fernando Jiménez Tuesta										
E.S8-A-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )												
Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )												
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_x$ amort	$C_y$ amort	$C_z$ amort	$C_{zz}$ amort	$C_{yy}$ amort	$C_{xx}$ amort
ZA-1	9368.21	10803.33	10742.96	58715.37	34924.80	34253.43	225.84	200.15	198.34	320.49	208.97	215.74
ZA-2	5035.81	6527.90	6381.54	6907.09	6798.29	7067.95	51.49	56.58	53.87	3.10	28.92	37.17
ZA-3	5035.81	6527.90	6381.54	6907.09	6798.29	7067.95	51.49	56.58	53.87	3.10	28.92	37.17
ZA-4	7184.27	8862.28	8572.51	25616.30	18138.61	16035.84	120.82	120.34	113.11	62.31	81.17	84.75
ZA-5	5606.73	7367.18	6910.54	11758.98	9374.32	7163.74	64.15	72.42	63.39	8.72	36.91	46.70
ZC-1	9151.49	11370.37	10137.48	88636.89	70985.98	16988.95	181.43	188.84	155.43	361.76	294.06	136.43
ZC-2	18477.20	22311.31	17168.51	1675120.82	1558485.24	26966.73	480.12	530.42	380.96	15787.66	11790.57	458.61
ZC-3	9821.57	11964.83	10188.00	131459.65	115853.47	12340.62	171.15	191.46	146.31	370.50	346.14	136.87
ZC-4	5131.29	6776.51	6485.31	7832.55	6783.10	6614.67	53.45	60.16	54.74	4.12	29.96	39.00
ZC-5	8260.65	10275.30	8992.89	64211.30	54619.05	10296.10	128.35	144.20	113.50	126.67	146.14	98.42
PROMEDIO	8307.30	10278.69	9196.13	207716.60	188276.12	14479.60	152.83	162.12	133.35	1704.84	1299.18	129.09
E.S8-A-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )												
Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )												
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_x$	$K_y$	$K_z$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_x$ amort	$C_y$ amort	$C_z$ amort	$C_{zz}$ amort	$C_{yy}$ amort	$C_{xx}$ amort
ZA-1	1038.13	1363.39	1355.78	6569.92	3424.03	3383.68	70.54	55.97	55.17	242.58	105.63	107.44
ZA-2	618.10	823.83	805.36	807.64	778.35	839.23	15.26	16.50	15.30	2.75	11.15	14.50
ZA-3	618.10	823.83	805.36	807.64	778.35	839.23	15.26	16.50	15.30	2.75	11.15	14.50
ZA-4	833.36	1118.43	1081.86	2872.43	1857.84	1764.63	36.92	34.63	31.45	47.85	40.22	38.36
ZA-5	677.54	929.75	872.12	1380.01	1048.36	861.29	19.07	21.51	17.53	7.43	15.90	18.80
ZC-1	1018.70	1434.96	1279.36	10074.07	7288.03	1958.48	55.44	56.18	41.44	281.05	159.88	58.86
ZC-2	1970.35	2815.72	2166.69	196258.73	170887.80	3235.38	145.16	163.60	97.69	12597.57	5354.86	180.85
ZC-3	1109.65	1509.98	1285.74	15196.07	12712.59	1483.10	51.50	58.37	38.46	295.73	200.15	58.12
ZC-4	626.71	855.20	818.45	922.11	770.35	794.80	15.83	17.74	15.35	3.61	11.88	15.30
ZC-5	953.02	1296.76	1134.91	7445.58	6000.45	1237.79	38.53	43.72	30.18	102.26	83.69	41.82
PROMEDIO	946.37	1297.18	1160.56	24233.42	20554.62	1639.76	46.35	48.47	35.79	1358.36	599.45	54.86
OBSERVACIÓN												
												
	TESISTA				TESISTA				ASESOR			
	Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Rivera			



UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
TESIS: Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINSA II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESISTAS: Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes Bach. Fernando Jiménez Tuesta						ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elías Vega Ribera				
E.S8-B-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z \text{ amort}}$	$C_{y \text{ amort}}$	$C_{x \text{ amort}}$	$C_{zz \text{ amort}}$	$C_{yy \text{ amort}}$	$C_{xx \text{ amort}}$
ZA-1	5779.99	7506.46	7010.68	13187.25	10553.55	7371.58	66.82	75.46	65.53	4.73	33.99	45.77
ZA-2	7405.56	9043.21	8645.45	28985.67	20931.77	16003.92	123.06	124.03	114.09	34.76	66.34	75.02
ZA-3	5761.08	6975.63	6975.63	11208.36	10568.15	10568.15	68.48	70.44	70.44	2.22	34.98	44.46
ZA-4	4840.05	6171.84	6121.02	5849.83	6691.84	6821.77	45.86	50.08	49.18	0.74	24.91	32.29
ZA-5	5761.08	6975.63	6975.63	11208.36	10568.15	10568.15	68.48	70.44	70.44	2.22	34.98	44.46
ZA-6	4840.05	6171.84	6121.02	5849.83	6691.84	6821.77	45.86	50.08	49.18	0.74	24.91	32.29
ZA-7	5761.08	6975.63	6975.63	11208.36	10568.15	10568.15	68.48	70.44	70.44	2.22	34.98	44.46
ZA-8	7405.56	9043.21	8645.45	28985.67	20931.77	16003.92	123.06	124.03	114.09	34.76	66.34	75.02
ZA-9	5761.08	6975.63	6975.63	11208.36	10568.15	10568.15	68.48	70.44	70.44	2.22	34.98	44.46
ZA-10	5779.99	7506.46	7010.68	13187.25	10553.55	7371.58	66.82	75.46	65.53	4.73	33.99	45.77
ZC-1	8501.64	10319.95	8922.96	69782.64	61160.40	9219.76	123.23	141.61	109.10	54.80	94.01	87.00
ZC-2	19544.48	22106.96	17035.93	1681394.11	1559100.03	26928.68	473.43	523.10	375.89	7658.73	7264.22	386.13
ZC-3	8501.64	10319.95	8922.96	69782.64	61160.40	9219.76	123.23	141.61	109.10	54.80	94.01	87.00
PROMEDIO	7357.18	8930.18	8179.90	150910.64	138465.21	11387.33	112.71	122.09	102.57	604.44	603.28	80.32
E.S8-B-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z \text{ amort}}$	$C_{y \text{ amort}}$	$C_{x \text{ amort}}$	$C_{zz \text{ amort}}$	$C_{yy \text{ amort}}$	$C_{xx \text{ amort}}$
ZA-1	714.18	947.32	884.76	1597.94	1250.02	909.96	19.88	22.45	18.07	4.49	13.19	17.31
ZA-2	894.47	1141.26	1091.07	3365.92	2314.13	1894.46	37.58	35.90	31.52	29.23	32.48	31.88
ZA-3	717.08	880.33	880.33	1321.62	1260.05	1260.05	20.53	20.16	20.16	2.19	12.84	17.02
ZA-4	605.37	778.89	772.48	708.76	813.92	835.70	13.54	14.52	14.12	0.74	8.45	11.66
ZA-5	717.08	880.33	880.33	1321.62	1260.05	1260.05	20.53	20.16	20.16	2.19	12.84	17.02
ZA-6	605.37	778.89	772.48	708.76	813.92	835.70	13.54	14.52	14.12	0.74	8.45	11.66
ZA-7	717.08	880.33	880.33	1321.62	1260.05	1260.05	20.53	20.16	20.16	2.19	12.84	17.02
ZA-8	894.47	1141.26	1091.07	3365.92	2314.13	1894.46	37.58	35.90	31.52	29.23	32.48	31.88
ZA-9	717.08	880.33	880.33	1321.62	1260.05	1260.05	20.53	20.16	20.16	2.19	12.84	17.02
ZA-10	714.18	947.32	884.76	1597.94	1250.02	909.96	19.88	22.45	18.07	4.49	13.19	17.31
ZC-1	1028.22	1302.39	1126.09	8403.77	7266.06	1143.10	36.80	43.24	28.90	50.32	56.08	35.28
ZC-2	2178.88	2789.93	2149.96	198228.08	182620.01	3321.03	143.13	161.33	96.41	6259.13	4261.03	162.90
ZC-3	1028.22	1302.39	1126.09	8403.77	7266.06	1143.10	36.80	43.24	28.90	50.32	56.08	35.28
PROMEDIO	887.05	1127.00	1032.31	17820.57	16226.81	1379.05	33.91	36.48	27.87	495.19	348.68	32.56
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Ribera				

UNIVERSIDAD PRIVADA DEL NORTE FACULTAD DE INGENIERÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL												
FICHA DE RESULTADOS: MODELO PAIS & KAUSEL (1998)												
Respuesta Estructural por Efecto del Potencial de Licuación en Perfiles de Suelo S2 y S3, Para Diferentes Bases de Cimentación del Hospital MINS A II-2 Moyobamba-San Martín, 2022												
TESIS:		Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes					ASESOR:		Ing. Mg. Gerson Elías Vega Ribera			
TESISTAS:		Bach. Fernando Jiménez Tuesta										
E.S9-PERFIL DE SUELO S2												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	6308.84	7518.77	7518.77	15375.78	13046.44	13046.44	85.14	85.20	85.20	7.05	44.54	55.58
ZA-2	5092.00	6422.16	6373.85	7084.91	7585.67	7694.93	51.94	55.83	54.93	1.70	28.25	36.23
ZA-3	7891.07	9759.65	8526.82	52668.89	45465.02	8631.50	110.56	127.22	99.22	52.24	87.30	80.86
ZA-4	6020.86	7381.60	7298.31	13101.26	11321.15	11302.24	77.40	79.58	77.77	7.64	40.67	50.92
ZA-5	9552.66	11584.30	10207.07	103139.99	85910.40	16216.47	182.16	192.52	155.49	272.99	253.72	127.54
ZA-6	5498.56	6733.69	6733.69	9417.49	9424.21	9424.21	61.70	64.28	64.28	2.25	32.98	41.78
ZA-7	6865.41	8704.56	7777.46	29495.16	24648.12	7616.00	87.76	101.23	81.36	21.50	54.82	63.34
ZA-8	7749.60	9645.44	8803.64	42224.03	32980.83	12898.61	126.42	134.58	113.81	69.07	93.97	85.09
ZA-9	9167.07	11171.23	9909.30	86720.61	71420.14	15482.81	169.77	179.70	146.28	209.89	204.93	117.76
ZA-10	5419.12	6932.05	6748.88	9151.70	8207.02	8253.92	60.81	65.81	62.20	3.90	32.25	41.65
ZA-11	6688.72	8521.22	7646.89	26400.55	21922.28	7445.51	83.96	96.88	78.36	18.10	50.84	60.50
ZA-12	6111.77	7761.75	7428.21	14857.69	11588.18	10060.93	79.97	85.41	78.18	11.52	42.83	53.28
ZA-13	11239.96	13406.26	11511.15	202482.67	174968.41	19595.61	239.44	251.61	197.87	751.70	621.04	174.83
ZA-14	5347.07	6667.69	6621.53	8502.72	8571.28	8651.77	58.29	61.74	60.84	2.56	31.26	39.87
ZA-15	6625.63	8371.06	7896.45	20930.03	15770.31	11193.73	94.78	100.75	89.92	22.31	53.74	62.76
ZC-1	13765.01	16233.55	15814.06	231991.91	127163.82	101909.50	599.11	478.05	462.70	5302.02	1779.01	1069.66
ZC-2	14152.75	16657.58	13797.10	516862.44	462155.25	26103.02	350.30	365.43	279.36	3024.80	2349.19	273.77
PROMEDIO	7852.71	9616.03	8859.60	81788.69	66596.97	17383.95	148.21	148.58	128.69	575.37	341.25	143.26
E.S9-PERFIL DE SUELO S3												
Rigidez Dinámica Total ( $K_{Total}$ )							Amortiguamiento Total ( $C_{amort}$ )					
ZAPATAS	Rigidez Dinámica Traslacional (Ton/m)			Rigidez Dinámica Rotacional (Ton-m/rad)			Amortiguamiento Traslacional (Ton.s/m)			Amortiguamiento Rotacional (Ton-s/rad)		
DESCRIPCIÓN	$K_z$	$K_y$	$K_x$	$K_{zz}$	$K_{yy}$	$K_{xx}$	$C_{z\ amort}$	$C_{y\ amort}$	$C_{x\ amort}$	$C_{zz\ amort}$	$C_{yy\ amort}$	$C_{xx\ amort}$
ZA-1	774.70	948.88	948.88	1751.93	1487.15	1487.15	25.73	24.28	24.28	6.47	18.40	23.27
ZA-2	632.57	810.49	804.39	838.79	899.85	922.46	15.41	16.14	15.74	1.63	10.23	13.66
ZA-3	943.47	1231.68	1076.10	6264.46	5273.44	1061.28	32.99	38.75	26.41	45.76	50.00	33.38
ZA-4	738.50	931.57	921.06	1513.59	1290.88	1317.60	23.31	22.86	22.07	6.76	16.57	20.70
ZA-5	1098.10	1461.95	1288.15	11913.24	9324.17	1937.54	55.50	57.62	41.29	218.93	153.48	55.13
ZA-6	681.72	849.80	849.80	1096.90	1108.01	1108.01	18.43	18.44	18.44	2.17	12.37	16.25
ZA-7	830.25	1098.53	981.53	3524.62	2863.41	936.52	26.12	30.66	21.90	19.20	27.41	25.54
ZA-8	914.60	1217.27	1111.03	4903.65	3600.78	1541.49	38.34	39.93	30.77	56.49	51.97	36.23
ZA-9	1059.26	1409.82	1250.57	10025.83	7756.59	1850.01	51.69	53.70	38.97	168.82	123.24	50.86
ZA-10	667.85	874.83	851.72	1081.63	951.64	992.25	18.13	19.17	17.57	3.54	12.37	16.09
ZA-11	810.53	1075.39	965.05	3157.61	2547.94	915.56	24.97	29.31	21.14	16.23	24.71	24.28
ZA-12	743.22	979.54	937.45	1738.66	1301.51	1201.33	24.04	24.96	21.78	9.91	18.45	21.53
ZA-13	1266.25	1691.89	1452.72	23328.82	18961.74	2340.52	73.14	75.69	51.99	598.01	368.87	75.26
ZA-14	662.53	841.47	835.65	998.79	1007.62	1028.29	17.37	17.80	17.40	2.40	11.64	15.33
ZA-15	797.39	1056.44	996.54	2438.69	1741.63	1334.08	28.62	29.57	24.79	18.70	25.32	26.00
ZC-1	1399.55	2048.70	1995.76	26679.03	12488.82	9863.85	191.93	131.73	124.96	4303.38	815.68	507.50
ZC-2	1552.92	2102.21	1741.21	59566.07	50048.34	3115.99	107.27	110.51	72.56	2398.07	1276.80	115.18
PROMEDIO	916.08	1213.56	1118.09	9460.14	7214.91	1938.47	45.47	43.60	34.83	463.32	177.50	63.31
OBSERVACIÓN												
												
TESISTA				TESISTA				ASESOR				
Bach. Diana Thalia Chávez Céspedes				Bach. Fernando Jiménez Tuesta				Ing. Mg. Gerson Elías Vega Ribera				

**ANEXO N°. 05. Validación 01: Experto Ing. Mg. Miguel Raúl Guzmán Prado**

## CARTA DE PRESENTACIÓN

Señor: Miguel Raúl Guzmán Prado

Presente

Asunto: VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTO.

Nos es muy grato comunicarnos con usted para expresarle nuestros saludos y así mismo, informarle que, como parte del programa del taller de titulación en la carrera de Ingeniería Civil, de la universidad Privada del Norte, en la sede Los Olivos, estamos desarrollando el avance de nuestra tesis titulada: **‘RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN’**.

Motivo por el cual se hizo necesario la elaboración de una matriz del instrumento, construcción del instrumento y ficha de validación.

El expediente de validación, que le hacemos llegar contiene:

- Carta de presentación.
- Definiciones conceptuales de las variables y dimensiones.
- Matriz de operacionalización de las variables.
- Certificado de validez de contenido de los instrumentos.
- Ficha de análisis documental.
- Ficha de modelamiento estructural.
- Ficha de resultados.

Por lo expuesto, nos es necesario contar con la aprobación de docentes especializados para poder aplicar los instrumentos en mención, lo cual consideramos conveniente recurrir a usted, ante su connotada trayectoria y reconocimiento como docente universitario y profesional.

Expresándole nuestros sentimientos de respeto y consideración nos despedimos de usted, no sin antes agradecerle por la atención que dispense a la presente.



Firma

Apellidos y nombre:  
Chávez Céspedes Diana Thalía  
D.N.I: 76383370



Firma

Apellidos y nombre:  
Jiménez Tuesta Fernando  
D.N.I: 72887491

**VALIDACION DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS**

**TESIS: "RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTIN."**

**I. REFERENCIAS**

- 1.1. **Nombre y apellidos:** Miguel Raúl Guzmán Prado
- 1.2. **Grado académico:** Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Estructural
- 1.3. **Especialidad:** Ingeniería Estructural
- 1.4. **Institución laboral:** Universidad Privada del Norte
- 1.5. **Cargo:** Docente Tiempo Completo
- 1.6. **Tipo de Instrumento:** Fichas Técnicas y Encuesta
- 1.7. **Lugar y fecha:** Lima – 17 de junio del 2022

**II. INDICACIONES:**

2.1. La evaluación consiste en asignar (colocar en el cuadro adjunto), un valor a cada instrumento según la siguiente escala. (Escala de Likert.)

5: Excelente, 4: Muy bien. 3: Bien. 2: Regular, 1: Deficiente

**III. VALIDACIÓN 01 (INSTRUMENTOS)**

Nº	ASPECTOS PARA VALIDAR	VALORACIÓN
1	Pertinencia de indicadores	4
2	Formulado con lenguaje apropiado	5
3	Adecuado para el objetivo de estudio	4
4	Facilita la prueba de hipótesis	4
5	Suficiencia para medir las variables	5
6	Facilita la interpretación del instrumento	5
7	Acorde al avance de la ciencia y tecnología	4
8	Expresado en hechos Perceptibles	4
9	Tiene secuencia lógica	4
10	Basado en aspectos teóricos	4
<b>Total</b>		43

*Guzmán P.*  
.....  
MIGUEL RAÚL GUZMÁN PRADO

CIP: 183218

Firma



#### IV. VALIDACIÓN 02 (ENCUESTA)

4.1. La evaluación consiste en asignar (colocar en el cuadro adjunto), un valor a cada instrumento según la siguiente escala. (Escala de Likert) y las observaciones del caso si fuese conveniente.

5: Totalmente de acuerdo, 4: De acuerdo. 3: Neutral. 2: En Desacuerdo, 1: Totalmente en Desacuerdo

Nº	ASPECTOS PARA VALIDAR	VALORACION	OBSERVACIONES
1	¿Cree Ud. que las expresiones (CSR, CRR & FS <sub>L</sub> ) de la normativa española (NCSP-07 & NCSE-02) se debería implementar en la normativa peruana (RNE E.050)?	4	X
2	¿Cree Ud. que el procedimiento del análisis de potencial de licuación por la normativa peruana y española son eficientes?	5	X
3	¿El método aplicado de IDSE propuesto por Pais & Kausel fue el correcto?	5	X
4	¿Los perfiles de suelo S2 y S3, fueron representativos para el estudio del IDSE?	4	X
5	¿Cree Ud. que las 12 edificaciones de uso esencial (A1) fue representativo?	4	X
6	¿Los resultados de las respuestas estructurales (fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo, distorsión de entrepiso y periodos) fueron correctos?	4	X
7	¿Cree Ud. que se debe considerar el análisis de las bases (empotrado, flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento) en el análisis sismorresistente?	4	X
<b>TOTAL</b>		30	X

*Guzmán P.*

.....  
MIGUEL RAÚL GUZMÁN PRADO

CIP: 183218

\_\_\_\_\_  
Firma



**ANEXO N°. 06. Validación 02: Experto Ing. Henry Wilder Santiago Flores**

## CARTA DE PRESENTACIÓN

Señor: Henry Wilder Santiago Flores

Presente

Asunto: VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTO.

Nos es muy grato comunicarnos con usted para expresarle nuestros saludos y así mismo, informarle que, como parte del programa del taller de titulación en la carrera de Ingeniería Civil, de la universidad Privada del Norte, en la sede Los Olivos, estamos desarrollando el avance de nuestra tesis titulada: **“RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN”**.

Motivo por el cual se hizo necesario la elaboración de una matriz del instrumento, construcción del instrumento y ficha de validación.

El expediente de validación, que le hacemos llegar contiene:

- Carta de presentación.
- Definiciones conceptuales de las variables y dimensiones.
- Matriz de operacionalización de las variables.
- Certificado de validez de contenido de los instrumentos.
- Ficha de análisis documental.
- Ficha de modelamiento estructural.
- Ficha de resultados.

Por lo expuesto, nos es necesario contar con la aprobación de docentes especializados para poder aplicar los instrumentos en mención, lo cual consideramos conveniente recurrir a usted, ante su connotada trayectoria y reconocimiento como docente universitario y profesional.

Expresándole nuestros sentimientos de respeto y consideración nos despedimos de usted, no sin antes agradecerle por la atención que dispense a la presente.



Firma

Apellidos y nombre:  
Chávez Céspedes Diana Thalía  
D.N.I: 76383370



Firma

Apellidos y nombre:  
Jiménez Tuesta Fernando  
D.N.I: 72887491

**VALIDACION DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS**

**TESIS: "RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTIN."**

**I. REFERENCIAS**

- 1.1. **Nombre y apellidos:** Henry Wilder Santiago Flores
- 1.2. **Grado académico:** Licenciado en Ingeniería Civil
- 1.3. **Especialidad:** Suelos y Geotecnia
- 1.4. **Institución laboral:** Consorcio Supervisor Cangallo
- 1.5. **Cargo:** Especialista en Geotecnia
- 1.6. **Tipo de Instrumento:** Fichas Técnicas y Encuesta
- 1.7. **Lugar y fecha:** Lima – 17 de junio del 2022

**II. INDICACIONES:**

- 2.1. La evaluación consiste en asignar (colocar en el cuadro adjunto), un valor a cada instrumento según la siguiente escala. (Escala de Likert.)
- 5: Excelente, 4: Muy bien, 3: Bien, 2: Regular, 1: Deficiente

**III. VALIDACIÓN 01 (INSTRUMENTOS)**

Nº	ASPECTOS PARA VALIDAR	VALORACIÓN
1	Pertinencia de indicadores	4
2	Formulado con lenguaje apropiado	4
3	Adecuado para el objetivo de estudio	4
4	Facilita la prueba de hipótesis	4
5	Suficiencia para medir las variables	4
6	Facilita la interpretación del instrumento	4
7	Acorde al avance de la ciencia y tecnología	4
8	Expresado en hechos Perceptibles	4
9	Tiene secuencia lógica	4
10	Basado en aspectos teóricos	4
<b>Total</b>		<b>40</b>

  
HENRY WILDER  
SANTIAGO FLORES  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 205749

Firma

#### IV. VALIDACIÓN 02 (ENCUESTA)

4.1. La evaluación consiste en asignar (colocar en el cuadro adjunto), un valor a cada instrumento según la siguiente escala. (Escala de Likert) y las observaciones del caso si fuese conveniente.

5: Totalmente de acuerdo, 4: De acuerdo. 3: Neutral. 2: En Desacuerdo, 1: Totalmente en Desacuerdo

Nº	ASPECTOS PARA VALIDAR	VALORACION	OBSERVACIONES
1	¿Cree Ud. que las expresiones (CSR, CRR & FS <sub>L</sub> ) de la normativa española (NCSP-07 & NCSE-02) se debería implementar en la normativa peruana (RNE E.050)?	4	X
2	¿Cree Ud. que el procedimiento del análisis de potencial de licuación por la normativa peruana y española son eficientes?	4	X
3	¿El método aplicado de IDSE propuesto por Pais & Kausel fue el correcto?	4	X
4	¿Los perfiles de suelo S2 y S3, fueron representativos para el estudio del IDSE?	4	X
5	¿Cree Ud. que las 12 edificaciones de uso esencial (A1) fue representativo?	4	X
6	¿Los resultados de las respuestas estructurales (fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo, distorsión de entrepiso y periodos) fueron correctos?	4	X
7	¿Cree Ud. que se debe considerar el análisis de las bases (empotrado, flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento) en el análisis sismorresistente?	4	X
<b>TOTAL</b>		28	



HENRY WILDER  
SANTIAGO FLORES  
INGENIERO CIVIL  
Reg. CIP N° 205749

Firma

**ANEXO N°. 07. Validación 03: Experto Ing. Yuri Loana Pérez del Águila**

## CARTA DE PRESENTACIÓN

Señora: Yuri Loana Pérez del Águila

Presente

Asunto: VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS A TRAVÉS DE JUICIO DE EXPERTO.

Nos es muy grato comunicarnos con usted para expresarle nuestros saludos y así mismo, informarle que, como parte del programa del taller de titulación en la carrera de Ingeniería Civil, de la universidad Privada del Norte, en la sede Los Olivos, estamos desarrollando el avance de nuestra tesis titulada: **“RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTÍN”**.

Motivo por el cual se hizo necesario la elaboración de una matriz del instrumento, construcción del instrumento y ficha de validación.

El expediente de validación, que le hacemos llegar contiene:

- Carta de presentación.
- Definiciones conceptuales de las variables y dimensiones.
- Matriz de operacionalización de las variables.
- Certificado de validez de contenido de los instrumentos.
- Ficha de análisis documental.
- Ficha de modelamiento estructural.
- Ficha de resultados.

Por lo expuesto, nos es necesario contar con la aprobación de docentes especializados para poder aplicar los instrumentos en mención, lo cual consideramos conveniente recurrir a usted, ante su connotada trayectoria y reconocimiento como docente universitario y profesional.

Expresándole nuestros sentimientos de respeto y consideración nos despedimos de usted, no sin antes agradecerle por la atención que dispense a la presente.



Firma

Apellidos y nombre:  
Chávez Céspedes Diana Thalía  
D.N.I: 76383370



Firma

Apellidos y nombre:  
Jiménez Tuesta Fernando  
D.N.I: 72887491

**VALIDACION DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCION DE DATOS**

**TESIS: “RESPUESTA ESTRUCTURAL POR EFECTO DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN EN PERFILES DE SUELO S2 Y S3, PARA DIFERENTES BASES DE CIMENTACIÓN DEL HOSPITAL MINSA II-2 MOYOBAMBA-SAN MARTIN.”**

**I. REFERENCIAS**

- 1.1. **Nombre y apellidos:** Yuri Loana Pérez del Águila
- 1.2. **Grado académico:** Licenciada en Ingeniería Civil
- 1.3. **Especialidad:** Suelos y Geotecnia
- 1.4. **Institución laboral:** CHA Contratistas Generales S.A.C
- 1.5. **Cargo:** Responsable Técnico de Laboratorio
- 1.6. **Tipo de Instrumento:** Fichas Técnicas y Encuesta
- 1.7. **Lugar y fecha:** Lima – 17 de junio del 2022

**II. INDICACIONES:**

2.1. La evaluación consiste en asignar (colocar en el cuadro adjunto), un valor a cada instrumento según la siguiente escala. (Escala de Likert.)

5: Excelente, 4: Muy bien, 3: Bien, 2: Regular, 1: Deficiente

**III. VALIDACIÓN 01 (INSTRUMENTOS)**

Nº	ASPECTOS PARA VALIDAR	VALORACIÓN
1	Pertinencia de indicadores	4
2	Formulado con lenguaje apropiado	4
3	Adecuado para el objetivo de estudio	4
4	Facilita la prueba de hipótesis	4
5	Suficiencia para medir las variables	4
6	Facilita la interpretación del instrumento	4
7	Acorde al avance de la ciencia y tecnología	4
8	Expresado en hechos Perceptibles	4
9	Tiene secuencia lógica	4
10	Basado en aspectos teóricos	4
<b>Total</b>		40

  
Yuri Loana Pérez del Águila  
RESPONSABLE TÉCNICO  
CIP N° 282387

---

Firma

#### IV. VALIDACIÓN 02 (ENCUESTA)

4.1. La evaluación consiste en asignar (colocar en el cuadro adjunto), un valor a cada instrumento según la siguiente escala. (Escala de Likert) y las observaciones del caso si fuese conveniente.

5: Totalmente de acuerdo, 4: De acuerdo. 3: Neutral. 2: En Desacuerdo, 1: Totalmente en Desacuerdo

Nº	ASPECTOS PARA VALIDAR	VALORACION	OBSERVACIONES
1	¿Cree Ud. que las expresiones (CSR, CRR & FS <sub>L</sub> ) de la normativa española (NCSP-07 & NCSE-02) se debería implementar en la normativa peruana (RNE E.050)?	4	X
2	¿Cree Ud. que el procedimiento del análisis de potencial de licuación por la normativa peruana y española son eficientes?	4	X
3	¿El método aplicado de IDSE propuesto por Pais & Kausel fue el correcto?	4	X
4	¿Los perfiles de suelo S2 y S3, fueron representativos para el estudio del IDSE?	4	X
5	¿Cree Ud. que las 12 edificaciones de uso esencial (A1) fue representativo?	4	X
6	¿Los resultados de las respuestas estructurales (fuerza cortante basal, efecto por torsión, momento de volteo, distorsión de entrepiso y periodos) fueron correctos?	4	X
7	¿Cree Ud. que se debe considerar el análisis de las bases (empotrado, flexible sin amortiguamiento y con amortiguamiento) en el análisis sismorresistente?	4	X
<b>TOTAL</b>		28	X



Yuri Loana Pérez del Aguila  
RESPONSABLE TÉCNICO  
CIP N° 28287

Firma