



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO:**

**INVESTIGACIÓN DE PARÁMETROS DE RIGIDEZ Y  
AMORTIGUAMIENTO DE LOS SUELOS BLANDOS DE LA  
CIUDAD DE GUAYAQUIL Y SU UTILIZACIÓN PARA EL  
ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE UN  
EDIFICIO DE 8 PISOS QUE INCORPORA EFECTOS DE  
INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.**

**AUTOR:**

**Barriga Pineda Erick Augusto**

**TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TRABAJO DE TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**TUTOR:**

**Ing. Rodríguez Argudo Jaime Fernando, Ph.D**

**Guayaquil, Ecuador**

**2016**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

## **CERTIFICACIÓN**

Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por Erick Augusto Barriga Pineda, como requerimiento para la obtención del Título de Ingeniero Civil.

**TUTOR**

---

**Ing. Jaime Argudo Rodríguez, Ph. D**

**DIRECTOR DE LA CARRERA**

---

**Ing. Stefany Alcívar Bastidas**

**Guayaquil, a los 24 días del mes de Marzo del año 2016**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

**FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

## **DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD**

**Yo, Erick Augusto Barriga Pineda**

### **DECLARO QUE:**

El Trabajo de Titulación: “Investigación de parámetros de rigidez y amortiguamiento de los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y su utilización para el análisis estructural sismo-resistente de un edificio de 8 pisos que incorpora efectos de interacción suelo-estructura” previo a la obtención del Título de **Ingeniero Civil**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación, referido.

**Guayaquil, a los 24 días del mes de Marzo del año 2016**

**EL AUTOR:**

---

**ERICK AUGUSTO BARRIGA PINEDA**



UNIVERSIDAD CATÓLICA  
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

FACULTAD DE INGENIERÍA  
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

## AUTORIZACIÓN

Yo, **Erick Augusto Barriga Pineda**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil a la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: “Investigación de parámetros de rigidez y amortiguamiento de los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y su utilización para el análisis estructural sismo-resistente de un edificio de 8 pisos que incorpora efectos de interacción suelo-estructura”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

**Guayaquil, a los 24 días del mes de Marzo del año 2016**

**EL AUTOR:**

---

**ERICK AUGUSTO BARRIGA PINEDA**

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero agradecer en primer lugar a Dios por darme la oportunidad de superarme y otorgarme todos los medios necesarios para poder llevar a cabo esta meta.

A mis padres por ser ejemplo a seguir y apoyarme moralmente desde el inicio de mi carrera, por su esfuerzo y constante trabajo que me han permitido formarme académicamente.

A mi Director de Tesis, el Ing. Jaime Argudo Rodríguez Ph. D, por su apoyo constante durante este periodo y haber demostrado un auténtico interés en transmitir con paciencia los conocimientos necesarios para poder llevar a cabo el desarrollo del trabajo; y al Ing. Claudio Luque Rivas por ayudarme a direccionar y complementar el trabajo de grado.

Finalmente agradezco a mi familia en general por creer en mí y darme su apoyo en todo momento.

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mi familia y de manera particular a mi abuelito Urbano Pineda Ladines, quien hubiera querido verme al alcanzar esta meta profesional.

## CONTENIDO

AGRADECIMIENTO .....	2
DEDICATORIA .....	3
RESUMEN .....	12
CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	13
1.1 Antecedentes .....	13
1.2 Justificación .....	13
1.3 Introducción .....	15
1.4 Objetivos .....	17
1.5 Metodología .....	18
1.6 Alcance .....	19
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO .....	21
2.1 Propiedades Mecánicas de los Suelos Blandos .....	21
2.1.1 Resistencia al Corte no Drenado .....	21
2.1.2 Historia de Esfuerzos .....	22
2.2 Correlación: Propiedades Mecánicas – Parámetros Geotécnicos .....	23
2.2.1 Método SHANSEP .....	24
2.3 Propiedades dinámicas de los suelos blandos .....	25
2.3.1 Módulo de Rigidez al Corte “G” .....	25
2.3.2 Relación de Amortiguamiento “ $\lambda$ ” .....	27
2.3.3 Deformación Angular “ $\gamma$ ” .....	28
2.3.4 Ensayos Dinámicos de Laboratorio .....	29
2.4 Respuesta Dinámica del Suelo Blando .....	30
2.5 Correlación entre Propiedades Dinámicas y Parámetros Geotécnicos del Suelo .....	33
2.5.1 Hardin y Drnevich (1972) .....	35

2.6 Respuesta Dinámica de Estructuras .....	36
2.6.1 Efectos de Sitio .....	36
2.6.2 Interacción Suelo – Estructura.....	37
2.7 Modelamiento de Interacción Suelo – Estructura.....	39
2.8 Capacidad a Cargas Laterales .....	41
2.8.1 Método P – Y .....	41
2.8.2 Resistencia Límite a Carga Lateral.....	42
2.8.3 Desarrollo Matemático de la Matriz de Rigidez de la Interacción Suelo-Pilote .....	45
2.8.4 Extrapolación de la Resistencia Límite a Carga Lateral (Limitaciones LPILE v6.0).....	47
Capítulo 2.9 Analogía de Lysmer .....	50
2.9.1 Rigidez Dinámica del Conjunto Suelo-Cimentación.....	51
2.9.2 Efectos de Grupo en Pilotes: Interacción Dinámica.....	54
<b>CAPÍTULO 3: DATOS PARA EL MODELAMIENTO MATEMÁTICO DEL SISTEMA CON Y SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....</b>	<b>57</b>
3.1 Registros Historia – Tiempo (Acelerogramas).....	58
3.2 Datos de la Superestructura.....	60
3.2.1 Especificaciones Técnicas.....	60
3.2.2 Cargas Gravitacionales de Diseño .....	61
3.2.3 Descripción Geométrica.....	61
3.2.4 Elementos estructurales – Secciones.....	62
3.2.5 Resistencia de Secciones.....	64
3.3 Perfil Estratigráfico .....	64
3.3.1 Método SHANSEP.....	65
3.4 Diseño Geotécnico de Cimentación Profunda.....	67
3.4.1 Diseño de Pilote Hincado.....	68
3.4.2 Diseño de Viga de Cimentación.....	69

CAPÍTULO 4: CONSIDERACIONES DE DISEÑO .....	70
4.1 Demanda de Cortante Sísmico .....	70
4.1.2 Cargas de Sismo .....	70
4.2 Derivas .....	74
4.3 Estabilidad Lateral.....	77
4.3.1 Efectos de Segundo Orden.....	78
4.4 Consideraciones en la Cimentación .....	78
4.4.1 Resistencia Requerida de Pilotes frente a Cargas Laterales.....	78
4.4.2 Derivas Permisibles en Pilotes .....	79
4.4.3 Efectos de Grupo en Pilotes: Interacción Estática.....	79
4.5 Combinaciones de Carga.....	80
4.5.1 Control de Demanda de Cortante Sísmico .....	80
4.5.2 Control de Derivas.....	81
4.5.2 Control de Estabilidad Lateral.....	81
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS CON SOFTWARE LPILE .....	82
5.1 Datos de Entrada .....	82
5.1.1 Pilote.....	82
5.1.2 Suelo.....	82
5.1.3 Condiciones de Borde.....	83
5.1.4 Efectos Cinemáticos .....	84
5.2 Resultados .....	86
5.2.1 Ley Constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Lateral: Rigidez Horizontal ( $K_h$ ) .....	87
5.2.2 Ley Constitutiva: Fuerza Axial – Asiento Vertical ( $K_v$ ).....	90
5.2.3 Ley Constitutiva Momento de Reacción – Rotación ( $K_r$ ).....	91
CAPÍTULO 6: RESULTADOS OBTENIDOS EN SAP2000.....	94
6.1 Modelo 1.....	95

6.1.1 Derivas Absolutas de Entrepiso .....	95
6.1.2 Fuerza Interna de Corte por Entrepiso .....	97
6.1.3 Reacciones Totales en la Base .....	99
6.2 Modelo 2 .....	100
6.2.1 Derivas Absolutas de Entrepiso .....	102
6.2.2 Fuerza Interna de Corte por Entrepiso.....	103
6.2.3 Reacciones Totales en la Base .....	104
<b>CAPÍTULO 7: EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA GLOBAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.....</b>	<b>105</b>
7.1 Modelo 1.....	105
7.1.1 Derivas Relativa de Entrepiso (%) .....	105
7.1.2 Estabilidad Lateral .....	107
7.1.3 Demanda de Corte Sísmico.....	110
7.2 Modelo 2.....	113
7.2.1 Derivas Relativa de Entrepiso (%) .....	113
7.2.2 Estabilidad Lateral .....	115
7.2.3 Demanda de Corte Sísmico.....	117
<b>CAPÍTULO 8: COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>119</b>
8.1 Comparación de Estados Límite .....	119
8.1.1 Derivas Relativas (%) .....	119
8.1.2 Comparación de Demanda de Corte Sísmico.....	122
8.1.3 Estabilidad Lateral .....	125
8.2 Análisis de Resultados .....	127
8.2.1 Efectos de Amplificación.....	128
8.2.2 Relación entre Análisis Historia-Tiempo y Análisis Espectral ....	129
8.2.3 Reducción del Cortante Basal .....	132
8.2.4 Aplicabilidad del Método de Lysmer .....	134

CAPÍTULO 9: LIMITACIONES, EXCLUSIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	136
9.1 Limitaciones .....	136
9.1.1 Modelo .....	136
9.1.2 Sección Agrietada.....	136
9.1.3 Software.....	136
9.1.4 Registros Historia – Tiempo.....	137
9.1.5 Amortiguamiento del Sistema .....	137
9.1.6 Aplicabilidad del Método Analítico de Lysmer.....	137
9.2 Exclusiones .....	138
9.3 Conclusiones.....	139
9.4 Recomendaciones.....	141
CAPÍTULO 10: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	143
ANEXO I: REGISTROS HISTORIA TIEMPO.....	145
ANEXO II: PERFIL ESTRATIGRÁFICO .....	149
ANEXO III: CURVAS LPILE.....	158
Deflexión vs Profundidad .....	159
Fuerza Interna de Corte vs Profundidad .....	159
Momento Flector vs Profundidad.....	160
ANEXO IV: DISEÑO DE PILOTE A PUNTA.....	161
ANEXO V: EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA ANALOGÍA DE LYSMER	167

## Índice de Figuras

Figura 1.- Variables que intervienen en el módulo de reacción al corte .....	25
Figura 2.- Curva esfuerzo – deformación de un ensayo cíclico. (Anónimo, n.d) <sup>6</sup> .....	26
Figura 3.- Relación histerética esfuerzo – deformación para diferentes amplitudes de deformación angular. (Anónimo, n.d) <sup>6</sup> .....	26
Figura 4.- Tipo de energías en un ciclo de histéresis. (Anónimo, n.d) <sup>6</sup> .....	27
Figura 5.- Incremento del amortiguamiento en un ciclo histerético (Anónimo, n.d) <sup>6</sup> .....	28
Figura 6.- Ciclos de Histéresis formados en un ensayo cíclico (Vucetic, 1994) .....	29
Figura 7 Ciclos de Histéresis formados en un ensayo cíclico. (Vucetic, 1994).....	30
Figura 8.- Degradación del Módulo de rigidez de las arcillas de Guayaquil con sobre- consolidación aparente (GYE-BSF) y normalmente consolidada (GYE-TI) [Vera, 2014] <sup>8</sup> .....	32
Figura 9.- Incremento del amortiguamiento de las arcillas de Guayaquil con sobre- consolidación aparente (GYE-BSF) y normalmente consolidada (GYE-TI) [Vera, 2014] <sup>8</sup> .....	32
Figura 10.- Efecto de la relación de vacíos en la degradación del módulo de reacción de corte “G”. (Vucetic, 1994) .....	33
Figura 11.- Efecto del índice plástico en la forma de la curva de degradación de “G/G <sub>max</sub> – γ” y la curva “λ/λ <sub>MAX</sub> - γ”. (Ishihara, 1996) .....	34
Figura 12.- Efecto de la presión de confinamiento en la forma de la curva de degradación de “G/G <sub>max</sub> – γ” (Ishihara, 1996) .....	34
Figura 13.- Desplazamiento total absoluto en la base de una edificación que incorpora la interacción suelo-estructura.....	39
Figura 14.- Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Aguilar y Avilés, 2003) .....	39
Figura 15.- Mecanismo de falla de un pilote a punta .....	44
Figura 16.- Ley constitutiva: Fuerza de corte – Deflexión lateral .....	45
Figura 17.- Pilote sometido a carga vertical, lateral y momento con cabezal libre. (Arrúa, 2008) .....	45
Figura 18.- Matriz de rigideces recomendada por LPILE v6.0 para incorporar la interacción suelo-estructura.....	47

Figura 19.- Principio de Superposición de ley constitutiva a fuerza horizontal desarrollado en LPILE v6.0 .....	49
Figura 20.- Propiedades Geométricas, Mecánicas y Dinámicas que definen la Rigidez Dinámica del conjunto Suelo-Cimentación. (Aguilar, H. Avilés, Javier; 2003) <sup>12</sup>	51
Figura 21.- Matriz de Impedancia Vertical para un grupo de n pilotes. (Gazetas, 1988) <sup>15</sup> .....	54
Figura 22.- Velocidades de Onda aparentes producidas por un pilote oscilando lateralmente. (Aguilar, 2010) <sup>18</sup> .....	55
Figura 23.- Espectro de Aceleración original de cada Acelerograma registrado.....	59
Figura 24.- Espectro de Aceleración escalado a 0.20g de cada Acelerograma registrado. ....	60
Figura 25.- Vistas laterales de Caso de Estudio.....	62
Figura 26.- Vista en Planta de Caso de Estudio.....	62
Figura 27.- Secciones de acero A992Fy50 utilizados en las vigas: a) y b) como vigas principales y c) como viga secundaria.....	63
Figura 28.- Perfil tubular de acero A992Fy50, relleno con hormigón de resistencia de 350 kg/cm <sup>2</sup> utilizado como columna.....	63
Figura 29.- Comportamiento normalizado de la relación $S_u/\sigma'_{vo}$ en función de la relación de sobre-consolidación (OCR).....	66
Figura 30.- Vista Superior de la distribución de los pilotes en el encepado .....	68
Figura 31.- Vista de Sección transversal de Viga de cimentación.....	68
Figura 32.- Vista de Sección transversal de Viga de cimentación.....	69
Figura 33.- Curva de Peligro sísmico para la Ciudad de Guayaquil: Determinación de la aceleración esperada en suelo tipo B para una tasa de excedencia de 0.04 (NEC-15). ....	72
Figura 34.- a) Concepto de factor de interacción b) pilote aislado (Cruz, Muria, Camargo; 2007).....	79
Figura 35.- Determinación del Módulo de Corte Inelástico (G) de las arcillas de Guayaquil con sobre-consolidación aparente (GYE-BSF). Gráfica Tomada de Vera, 2014 <sup>8</sup> .....	85
Figura 36.- Representación gráfica del Efecto Cinemático del suelo modelado en LPILE. ....	86

Figura 37.- Matriz de Rigideces recomendada por LPILE para incorporar la interacción suelo estructura, de acuerdo a las características del modelo del presente trabajo de grado. ....	87
Figura 38.- Ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal resultante de LPILE (rojo) y la extrapolación (azul). ....	88
Figura 39.- Decremento de la rigidez lateral de la interacción suelo – pilote, demostrada a partir de la Ley Constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal resultante en LPILE. ....	88
Figura 40.- Ley Constitutiva: Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal para un grupo de 4 pilotes en un arreglo. ....	90
Figura 41.- Ley constitutiva Momento de Reacción – Rotación en la cabeza del pilote resultante de LPILE. ....	92
Figura 42.- Combinaciones de Carga Utilizados en “Modelo 1” y “Modelo 2”, según el tipo de criterio a analizar. ....	94
Figura 43.- Enumeración de los entrepisos de la superestructura modelada en SAP2000. ....	94
Figura 44.- Condición de apoyo en la base Modelada en SAP2000 para el desarrollo del “Modelo 1”. ....	95
Figura 45.- Variación del desplazamiento horizontal de un nodo con el tiempo, para el sismo Guayaquil (Combinación: 100%X + 30%Y) ....	96
Figura 46.- Modelamiento de la Rigidez Vertical ( $K_v$ ) y la rigidez a balanceo ( $K_r$ ) mediante Link/Support Properties en el “Modelo 2”. ....	100
Figura 47.- Modelamiento de la Rigidez Horizontal ( $K_h$ ) mediante Link/Support Properties en el “Modelo 2”. ....	101
Figura 48.- Condición de apoyo en la base Modelada en SAP2000 para el desarrollo del “Modelo 2”. ....	101
Figura 49.- Derivas Relativas (%) en “Modelo 1”. ....	107
Figura 50.- Índice de Estabilidad de Entrepiso “Modelo 1”. ....	110
Figura 51.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 1” – Combinación: 30%X + 100%Y. ....	111
Figura 52.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 1” – Combinación: 100%X + 30%Y. ....	111

Figura 53.- Reacciones Totales en la Base del Edificio “Modelo 1” .....	112
Figura 54.- Derivas Relativas (%) en “Modelo 2” .....	114
Figura 55.- Índice de Estabilidad de Entrepiso “Modelo 1” .....	117
Figura 56.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 2” – Combinación: 30%X + 100%Y. ....	117
Figura 57.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 2” – Combinación: 100%X + 30%Y. ....	118
Figura 58.- Reacciones Totales en la Base del Edificio “Modelo 1” .....	118
Figura 59.- Derivas Relativas Máximas producidas en Combinación de Carga: $U =$ $E30x + E100y$ .....	119
Figura 60.- Derivas Relativas Máximas producidas en Combinación de Carga: $U =$ $E100x + E30y$ .....	120
Figura 61.- Variación de Fuerza Interna de Corte Total Máxima por Entrepiso para combinación $U = DD + DL + E30x + E100y$ . ....	122
Figura 62.- Variación de Fuerza Interna de Corte Total Máxima por Entrepiso para combinación $U = DD + DL + E30x + E100y$ . ....	123
Figura 63.- Reacciones en la Base de Edificio para el control de la Resistencia Requerida en el “Modelo 1” y el “Modelo 2”. ....	124
Figura 64.- Índice de Estabilidad máximo producido en la Combinación de Carga: $U = E30x + E100y$ . ....	125
Figura 65.- Índice de Estabilidad máximo producido en la Combinación de Carga: $U = E30x + E100y$ . ....	126
Figura 66.- Aceleración esperada en la estructura según el tipo de sismo. ....	128
Figura 67.- Espectro de Respuesta tipo E en Guayaquil (NEC-15) .....	130
Figura 68.- Determinación de capacidad a fuste en suelos cohesivos .....	164

## Índice de Tablas

Tabla 1.- Factor de sitio $F_a$ (NEC-15).....	37
Tabla 2.- Parámetros para determinación de la Rigidez Dinámica. (Gazetas, 1991) .....	53
Tabla 3.- Resistencia de las Secciones Estructurales usadas en el Modelo. ....	64
Tabla 4.- Análisis numérico del perfil estratigráfico por medio del método SHANSEP .....	65
Tabla 5.- Clasificación de sismo según la probabilidad de excedencia en 50 años (NEC-15) .....	71
Tabla 6.- Clasificación de sismo según la probabilidad de excedencia en 50 años (ASCE 7-10).....	71
Tabla 7.- Factores de suelo considerados para el máximo terremoto considerado para estructura se periodo corto (ASCE 7-10). ....	72
Tabla 8.- Determinación del factor de amplificación $F_a$ para $S_s = 0.41g$ (ASCE 7-10) .....	73
Tabla 9.- Ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento horizontal de un pilote aislado, y un grupo de 4 pilotes. ....	89
Tabla 10.- Derivas Absolutas – Sismo Guayaquil “Modelo 1” .....	96
Tabla 11.- Derivas Absolutas – Sismo Imperial Valley “Modelo 1” .....	97
Tabla 12.- Derivas Absolutas – Sismo Eureka “Modelo 1” .....	97
Tabla 13.- Fuerzas de Corte Interna – Sismo Guayaquil “Modelo 1” .....	98
Tabla 14.- Fuerzas Interna de Corte – Sismo Imperial Valley “Modelo 1” .....	98
Tabla 15.- Fuerzas Interna de Corte – Sismo Eureka “Modelo 1” .....	99
Tabla 16.- Reacciones Totales en la Base del Edificio, “Modelo 1” . ....	99
Tabla 17.- Derivas Absolutas – Sismo Guayaquil “Modelo 2” . ....	102
Tabla 18.- Derivas Absolutas – Sismo Imperial Valley “Modelo 2” .....	102
Tabla 19.- Derivas Absolutas – Sismo Eureka “Modelo 2” .....	103
Tabla 20.- Fuerzas de Corte Internas – Sismo Guayaquil “Modelo 2” .....	103
Tabla 21.- Fuerzas de Corte Internas – Sismo Imperial Valley “Modelo 2” .....	104
Tabla 22.- Fuerzas de Corte Internas – Sismo Eureka “Modelo 2” .....	104
Tabla 23.- Reacciones Totales en la Base del Edificio, “Modelo 1” . ....	104
Tabla 24.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 1” . ....	105

Tabla 25.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 1” .....	106
Tabla 26.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 1” .....	106
Tabla 27.- Carga axial total por entrepiso.....	107
Tabla 28.- Resumen de Distorsión Angular de Entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga “Modelo 1” .....	108
Tabla 29.- Índice de Estabilidad de cada entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga “Modelo 1” .....	109
Tabla 30.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 2” .....	113
Tabla 31.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 2” .....	113
Tabla 32.- Distorsión Angular Total – Sismo Eureka “Modelo 2” .....	114
Tabla 33.- Resumen de Distorsión Angular de Entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga “Modelo 1” .....	115
Tabla 34.- Índice de Estabilidad de cada entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga “Modelo 1” .....	116
Tabla 35.- Resumen de resultados obtenidos en el “Modelo 1” y “Modelo 2” en análisis sísmico tipo Historia Tiempo. Combinación: 100%X + 30%Y .....	131
Tabla 36.- Resumen de resultados obtenidos en el “Modelo 1” y “Modelo 2” en análisis sísmico tipo Historia Tiempo. Combinación: 30%X + 100%Y .....	131
Tabla 37.- Relación Vd/V para un Sismo de Servicio de Tr = 25 años.....	132
Tabla 38.- Parámetros constantes de ajuste de curvas p-y dinámicas (Brown, D.A, O’Neill, M.W, HOIT, y otros; 2001) <sup>19</sup> .....	169

## RESUMEN

El siguiente trabajo: “Investigación de parámetros de rigidez y amortiguamiento de los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y su utilización para el análisis estructural sismo-resistente de un edificio de 8 pisos que incorpora efectos de interacción suelo-estructura”, expone las diferencias entre un edificio modelado en SAP2000 que considera la interacción suelo-estructura en la base con otro edificio que es analizado con base empotrada; en términos de derivas relativas, índice de estabilidad lateral y demanda de Cortante Sísmico. Para esto se ha considerado un edificio de 8 pisos con su respectivo diseño de pilotes hincados que trabajan a punta, en suelo tipo E, característico de zonas como: el Centro de Guayaquil, Cantón Samborondón y Durán. La fuerza sísmica de diseño corresponde a un Sismo de Servicio con un periodo de retorno de 25 años, que es modelado a través de registros historia-tiempo de 3 sismos diferentes.

Adicionalmente se prueba la aplicabilidad de las expresiones de ASCE 7-10 – Capítulo 19, que incorporan la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios, en los suelos Tipo E de la ciudad de Guayaquil.

**Palabras Claves:** Interacción suelo – estructura, interacción suelo-pilote, relación de amortiguación, módulo de rigidez al corte, diseño de pilotes largos, índice de estabilidad lateral, deriva de entrepiso, demanda de corte sísmico, cortante basal estático, cortante basal dinámico, sismo de servicio.

# **CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN**

## **1.1 Antecedentes**

Una estructura puede ser diseñada como un modelo de base fija (empotrada) o un modelo de base flexible (incorporando los efectos de la interacción suelo-estructura). Solo las estructuras que están asentadas en suelos rígidos pueden ser modeladas con una condición de base fija, sin que la flexibilidad del suelo afecte la condición de “empotramiento perfecto” de manera significativa; cual es el caso de cimentaciones embebidas en suelos flexibles y deformables.

En la ciudad de Guayaquil, la Puntilla de Samborondón y Durán existe la presencia de suelos blandos, típicos de las condiciones geológicas de la zona. Las estructuras que son asentadas en suelos blandos deben ser modeladas con una condición de base flexible, tomando en cuenta los efectos producidos por la interacción suelo-estructura, particularmente cuando son potencialmente inestables durante terremotos. Al incorporar la interacción suelo-estructura en la base de una edificación se pueden modificar las derivas de entrepiso, el índice de estabilidad, y producirse cambios en la demanda de Cortante Sísmico en los elementos estructurales; con respecto a la condición de análisis en la que no se consideran estos efectos de interacción.

Para poder desarrollar un análisis entre la cimentación de una estructura y el suelo circundante es necesario conocer las propiedades dinámicas del suelo, lo que permite seleccionar adecuadamente los parámetros que influirán en el comportamiento suelo-estructura. En la actualidad hay numerosas investigaciones que definen la interacción suelo-estructura en cimentaciones superficiales. No obstante, para cimentaciones profundas, las investigaciones son limitadas; mientras las normas de diseño como NEC-15 y ASCE 7-10 recomiendan evaluar la flexibilidad del suelo para el análisis sísmico de la edificación.

## **1.2 Justificación**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 está conformada por un conjunto de especificaciones prescriptivas que regulan el proceso de análisis

y diseño sismo-resistente de edificios. NEC-15 establece que la resultante de las fuerzas sísmicas sobre un edificio, es el Cortante Basal que actúa sobre la base del edificio. NEC-15 permite asumir que el edificio está empotrado completamente en el suelo, lo que en muchos casos es una aproximación y no una consideración exacta. NEC-15 también permite y recomienda que las condiciones de apoyo de la superestructura se evalúen mediante un análisis de interacción suelo-estructura. No obstante, NEC-15 no define un método específico para el modelamiento de los efectos de interacción suelo-estructura, ni regula la reducción máxima permisible para el Cortante Basal debido a la disipación de energía asociada con la interacción de la cimentación de la estructura en condición semi-empotrada, dentro de un suelo blando.

La norma de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE 7-10) en el Capítulo 19, presenta un método para considerar los efectos de interacción suelo – estructura y se establecen ecuaciones para el modelamiento matemático de dichos efectos, permitiéndose reducir hasta en un 30% (límite permisible) el Cortante Basal calculado por el método estático de fuerzas equivalentes para considerar la disipación de energía en la base de la estructura. Por su parte, la interacción se evalúa mediante un análisis modal espectral o historia tiempo. Las expresiones que incorporan la interacción suelo-estructura están en función de las leyes constitutivas fuerza – desplazamiento resultante de la interacción cimentación-suelo circundante; y ASCE 7-10 no especifica procedimiento alguno para determinar estas leyes constitutivas, dado que se basa en ecuaciones que dependen de las rigideces del conjunto suelo-cimentación.

En resumen, tanto NEC-15 como ASCE 7-10 recomiendan realizar un análisis de interacción suelo-estructura cuando se analiza una estructura asentada en suelos blandos, pero ninguna de estas normas establece un procedimiento (ya sea analítico o computacional) que permita determinar los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo necesarios para incorporar los efectos de la interacción suelo-estructura.

Modelar las estructuras incorporando los efectos de interacción suelo-estructura sobre suelos blandos permite obtener en algunos casos una

reducción del Cortante Basal de diseño, lo que se traduce en un diseño estructural más económico; y en otros casos se puede obtener un Cortante Basal de diseño más grande que es adecuado para la flexibilidad del sistema suelo-estructura, así como derivas de entrepiso e índice de estabilidad lateral más grandes que demandan dotar de mayor resistencia y rigidez a la estructura para alcanzar el nivel de desempeño requerido por las mismas.

El presente trabajo estudia un procedimiento computacional para determinar las leyes constitutivas fuerza – desplazamientos necesarios para incorporar la interacción suelo-estructura a partir de investigaciones que definen las leyes constitutivas de los suelos mediante procedimientos analíticos y empíricos. Además enfatiza la importancia de añadir la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de una edificación asentada en suelos blandos mediante la comparación de resultados obtenidos en una estructura modelada con una condición empotrada en su base y otra donde al incorporarse los efectos suelo-estructura en su base se obtienen resultados más demandantes para el desempeño sísmico de la estructura. En todo este proceso se evalúan las expresiones expuestas en la norma ASCE-7 (Capítulo 19) en condiciones de suelo coincidentes con el suelo tipo E y se determina si las expresiones de ASCE 7-10 son aplicables a los suelos blandos de Guayaquil, la Puntilla de Samborondón y Durán; con alguna limitación o ajuste.

### **1.3 Introducción**

Este trabajo de titulación: “Investigación de parámetros de rigidez y amortiguamiento de los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y su utilización para el análisis estructural sismo-resistente de un edificio de 8 pisos que incorpora efectos de interacción suelo-estructura”, se enfoca en mostrar el procedimiento seguido en un análisis de interacción suelo-estructura para un edificio; y comparar los resultados del análisis de interacción suelo-estructura con otro edificio al que no le fueron incorporados dichos efectos. La comparación se hace en términos de la demanda de Cortante Sísmico de la estructura, las derivas de piso y del índice de estabilidad lateral.

El estudio está aplicado a una estructura de acero estructural de 27.00 m de alto, 25.50 m de ancho y 47.50 m de largo, asentada sobre arcillas blandas con características mecánicas y dinámicas del suelo tipo E (Clasificación de suelo para diseño sísmico resistente según NEC-15). El edificio aplica cargas al suelo mediante una cimentación profunda, que consiste de pilotes cuadrados hincados de 28m de largo.

En el capítulo 2 se presentará el Marco Teórico, donde se define el comportamiento dinámico general de las arcillas blandas tipo E y los parámetros geotécnicos que controlan dicho comportamiento. Se presentan las condiciones de borde que definen las diferencias entre el comportamiento estructural para un Sismo de Servicio, cuando se considera la interacción suelo – estructura y cuando no se considera la interacción suelo-estructura.

En el capítulo 3 se explican las diferencias entre los modelos a estudiar y se describen los datos (estructura, registros historia – tiempo, perfil estratigráfico y cimentación profunda) que conforman cada modelo. El “Modelo 1” consiste de un edificio que es modelado sin considerar la interacción suelo-estructura, el “Modelo 2” se trata del mismo edificio modelado con la interacción suelo – estructura en la base, mediante el uso de leyes constitutivas que dan flexibilidad a la cimentación.

En el capítulo 4 se definen las consideraciones de análisis y diseño a cargas gravitacionales, cargas laterales correspondientes al Sismo de Servicio (histogramas sísmicos aceleración tiempo), límite de derivas elásticas e índice de estabilidad lateral; como también las combinaciones de carga a aplicar y los límites permisibles de norma para cada variable de control.

Es en el capítulo 5 se describen: el software LPILE, los datos de entrada utilizados y resultados generados. Además se muestra el procedimiento matemático seguido para determinar las diferentes leyes constitutivas que definen el comportamiento del pilote ante cargas verticales, horizontales y momentos.

El capítulo 6 muestra el uso del Software SAP2000 para realizar el análisis estructural sísmico del “Modelo 1”, que está simulado como una estructura empotrada en la base; y el “Modelo 2”, que utiliza como condición de borde

en la base vínculos denominados Link/Support Properties, para simular el comportamiento no lineal de la interacción suelo – pilote (ley constitutiva resultado del análisis de LPILE).

En el capítulo 7 se evalúan los resultados obtenidos en cada modelo en términos de las variables de control: demanda de Cortante Sísmico, derivas de entrepiso e índice de estabilidad lateral.

Luego en el capítulo 8 se realiza un análisis comparativo de los resultados obtenidos al realizar un análisis sísmico al incorporar una condición de base empotrada “Modelo 1” y al considerar una condición de base flexible “Modelo 2”. En base a los resultados obtenidos, se mide la aplicabilidad de la expresión sugerida por ASCE 7-10 en el Capítulo 19.

En el Capítulo 9 se enumeran las limitaciones y exclusiones encontradas a lo largo del desarrollo del trabajo de grado, y se proponen las conclusiones y recomendaciones obtenidas por este trabajo de grado.

## **1.4 Objetivos**

Investigación Descriptiva de los diferentes parámetros de rigidez y amortiguamiento de los suelos blandos de Guayaquil – Ecuador e Investigación Aplicada del uso de dichos parámetros a un Caso de Estudio.

- a) Estudiar las características dinámicas de los suelos blandos de tipo E encontrados en la ciudad de Guayaquil, la Puntilla de Samborondón y Durán, e identificar los parámetros de rigidez y amortiguamiento que caracterizan a los suelos de este tipo.
- b) Definir y utilizar los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo tipo E en un modelo matemático de una estructura de 8 pisos (Caso de Estudio). Se analizará la superestructura para solicitaciones sísmicas de tipo historia – tiempo incorporando la interacción suelo-estructura.
- c) Realizar un estudio comparativo entre el comportamiento ante fuerzas sísmicas de una estructura que incorpora interacción suelo-estructura, con otra que no incorpora dicha interacción.

- d) Recomendar un criterio para evaluar los efectos de interacción suelo-estructura en suelos blandos tipo E.

## 1.5 Metodología

Para el desarrollo del trabajo se realizará una investigación documental de las correlaciones empíricas entre las características mecánicas y dinámicas de los suelos tales como: resistencia a la compresión ( $S_u$ ), Número de golpes ( $N_{60}$ ), coeficiente de poisson ( $\nu$ ), densidad del suelo ( $\rho$ ), índice plástico (IP), velocidad de onda de corte ( $V_s$ ); con: Módulo de corte ( $G_o$ ), amortiguamiento del suelo ( $\xi_o$ ) y periodo fundamental del suelo ( $T_o$ ). Mediante el uso de LPILE v6.0 se modelan estos parámetros geotécnicos mecánicos identificados dentro de un perfil estratigráfico tipo, que represente al suelo tipo E (Siguiendo el criterio de clasificación de suelos definido por NEC-15).

Usando LPILE v6.0 se definen las leyes constitutivas del sistema suelo-pilote mediante una matriz de rigideces que establece la no linealidad de las rigideces: vertical, horizontal y rotacional (balanceo o cabeceo) que están en función de los parámetros mecánicos del perfil estratigráfico y características estructurales de los pilotes.

Los resultados inicialmente obtenidos en LPILE corresponden a un pilote individual, debiéndose modificar posteriormente las leyes constitutivas usando un factor de eficiencia de grupo según el número de pilotes y el número de filas del grupo. Las leyes constitutivas corregidas que definen los parámetros de rigidez (vertical, horizontal y a balanceo) y amortiguamiento de la interacción suelo-pilote, son incluidas en el análisis de interacción suelo-estructura.

En SAP2000 se desarrollan dos modelos por separado: "Modelo 1" y "Modelo 2". El "Modelo 1" se modela como una estructura empotrada en la base; el "Modelo 2" utiliza Link/Support Properties para simular el comportamiento no lineal de la interacción suelo-pilote (ley constitutiva resultado de análisis de LPILE). Los resultados de análisis sísmico tipo historia-tiempo en el "Modelo 1" y el "Modelo 2" son evaluados y comparados desde la óptica del desempeño de la superestructura mediante las variables de control: índice de

estabilidad lateral, control de derivas laterales de entrepiso y la demanda de Cortante Sísmico en la base de la estructura.

En base a los resultados obtenidos se valida la aplicabilidad de las expresiones propuestas por ASCE 7-10 para los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y se proponen criterios que tomen en cuenta el impacto de considerar o no los efectos de interacción suelo-estructura para estructuras cimentadas sobre pilotes en suelos blandos tipo E, como complemento a lo requerido por NEC-15.

## **1.6 Alcance**

De acuerdo a los objetivos, este trabajo pretende identificar y recopilar el estado del arte de las investigaciones teóricas y experimentales, que relacionen mediante expresiones empíricas los parámetros dinámicos de los suelos blandos (con características similares o idénticas a los suelos blandos de Guayaquil) con las leyes constitutivas esfuerzo-deformación y amortiguamiento-deformación que definen el comportamiento de la rigidez y el amortiguamiento no-lineal de los suelos.

La información útil de fuentes bibliográficas es una limitante en el desarrollo del presente trabajo de grado, el acceso a las investigaciones recientes en este campo es limitado; y, las investigaciones disponibles se han realizado en sitios con condiciones particulares que no son susceptibles a generalizar a otros sitios. En algunas investigaciones por ejemplo, se usan registros acelerográficos atípicos o condiciones geotécnicas de sitio que no son compatibles con los suelos blandos Tipo E de Guayaquil.

En este trabajo de grado se estudia si las expresiones empíricas realizadas en otros sitios son aplicables a los suelos blandos de Guayaquil y a una cimentación a base de pilotes hincados que trabajan a punta.

En este trabajo de grado, LPILE v6.0 se usa para determinar las leyes constitutivas fuerza-desplazamiento y a una matriz de rigideces para una condición inicial de cabeza restringida, lo que es suficiente para evaluar la flexibilidad de la cimentación y su efecto en la superestructura para la

demanda de sismos de servicio de intensidad moderada, el cual es uno de los principales objetivos del presente trabajo. Sin embargo, la evaluación de la flexibilidad de la cimentación y sus efectos durante sismos raros como el Sismo de Diseño de NEC-15 ( $T_r=475$  años y  $PE=10\%$ ) o grandes terremotos deberán ser estudiados posteriormente, ya que los grandes terremotos harán que la cimentación trabaje fuera del rango evaluado por la ley constitutiva fuerza – desplazamiento determinada en LPILE y la estructura fuera del rango elástico evaluado.

El modelo matemático de una estructura de 8 pisos (Caso de Estudio) asentada en suelo tipo E, analizada para solicitaciones sísmicas de servicio características de Guayaquil (Registros de Sismos cuya Aceleración Máxima correspondiente a una Probabilidad de Excedencia  $PE = 87\%$  en 50 años) y los efectos de la interacción suelo-estructura se modelan utilizando elementos tipo “Link/Support” que permiten modelar el comportamiento no-lineal del suelo con el programa computacional SAP2000; mientras la superestructura es analizada en un comportamiento dentro del rango elástico.

Como parte del alcance de este estudio se compara el comportamiento estructural de la superestructura, cuando ha sido modelada con y sin interacción suelo-estructura y se hacen conclusiones acerca del impacto de considerar la interacción suelo-estructura sobre el desempeño sísmico en términos de: la demanda de Cortante Sísmico en la base de la estructura, desplazamientos laterales de entrepiso y el índice de estabilidad lateral calculado con los efectos  $P-\Delta$ .

Finalmente, se evalúa si es posible la reducción del Cortante Basal ( $V$ ) hasta el límite permisible de 30%, tal y como lo especifica ASCE 7-10 en el capítulo 19, tomando en cuenta las características mecánicas y dinámicas de los suelos blandos tipo E de la ciudad de Guayaquil.

## CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

### 2.1 Propiedades Mecánicas de los Suelos Blandos

En este trabajo de grado se utilizará la resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ) y la resistencia a la penetración ( $N_{60}$ ) para determinar: la capacidad admisible del suelo para resistir un pilote hincado que trabaja a punta y la capacidad última a carga lateral de un pilote, resultado de la interacción suelo-pilote.

#### 2.1.1 Resistencia al Corte no Drenado

La resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ), es representada como la cohesión ( $C_u$ ) en suelos saturados y es la resistencia que presenta el suelo ante fuerzas cortantes al fracturarse, donde las fuerzas son aplicadas de manera tangencial sobre los lados de una partícula cuadrada de suelo. En las arcillas 100 % saturadas, hay ensayos de laboratorio que permiten la determinación de  $S_u$ ; tales como:

- **Ensayo a Compresión Simple No Confinada:** El espécimen es sometido a una compresión axial sin confinamiento. El resultado del ensayo permite definir la resistencia a compresión simple ( $q_u$ ), donde:

$$S_u = \frac{q_u}{2}$$

- **Ensayo a Corte Directo o Corte Simple:** En una máquina de corte directo, mientras una muestra de suelo “inalterado” recibe un esfuerzo de confinamiento por medio de un pistón vertical, se lo somete a una fuerza de corte hasta la falla. El esfuerzo de corte que lleva a la falla, cuando la presión vertical es cero, se denota como  $S_u = C_u$ . Este ensayo se ejecuta a una carga monotónica.

También se tiene el Ensayo de Corte Simple Dinámico, donde se somete el espécimen de suelo a una carga cíclica periódica para

modelar vibraciones a la frecuencia del suelo o de la fuente sísmica, tal y como se menciona en la Sección 2.3.4 del presente capítulo.

- **Ensayo Triaxial UU (No consolidado – No Drenado):** En una máquina triaxial se somete una muestra de suelo “inalterada” a un esfuerzo a compresión axial vertical ( $\sigma_1$ ), mientras existe un esfuerzo de confinamiento horizontal ( $\sigma_3$ ). La resistencia al corte no drenada viene dada por:

$$S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

También se tienen ensayos de campo que de manera aproximada miden la resistencia al corte no drenado, tal como el ensayo de veleta de fuente que consiste en introducir una veleta de 4 aspas en el suelo a analizar y ejercer un torque hasta que las aspas cortan al suelo. El torque que lleva a la falla es leído por el equipo y con el mismo se puede obtener  $S_u$  mediante la expresión:

$$S_u = \frac{6T}{7\pi D^3}$$

Donde D es el diámetro del cilindro formado en el volumen de corte y T es el torque que lleva a la falla.

### 2.1.2 Historia de Esfuerzos

En suelos blandos es de suma importancia conocer la historia de esfuerzos a la que ha sido sometido el suelo a distintas profundidades, ya que permite corroborar que los resultados obtenidos mediante las pruebas de laboratorio (Como compresión simple no confinada o triaxial UU) son correctos; particularmente en muestras inalteradas extraídas a poca profundidad bajo la superficie, donde  $OCR \gg 1$ .

El esfuerzo máximo que ha recibido el suelo en un instante dado se denomina esfuerzo de pre-consolidación ( $\sigma'_p$ ), y el esfuerzo (sin sobrecarga adicional) al que está sometido en el instante del muestreo tomando en cuenta la presión vertical de la columna de tierra y la presión de poros producto del nivel freático

se denomina esfuerzo efectivo vertical ( $\sigma'_v$ ). La relación entre estos dos parámetros se denomina la razón de sobre-consolidación (OCR):

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}}$$

Si  $OCR > 1$  entonces el suelo está sobre-consolidado y su respuesta a esfuerzos verticales menores a  $\sigma'_p$  es buena, ya que no generará asentamientos de magnitud significativa. Si  $OCR = 1$  o cercano a 1, entonces el suelo está normalmente consolidado y se podrían generar asentamientos importantes al construir una estructura.

La historia de esfuerzos del suelo puede ser calculada en laboratorio por medio del ensayo endométrico. Donde una muestra de suelo “inalterada” confinada es sometida a diferentes esfuerzos verticales, donde para cada esfuerzo vertical, se permite que la muestra pase por un proceso de consolidación. Se mide la variación de la relación de vacíos para cada esfuerzo y por medio de técnicas matemáticas gráficas se determina el esfuerzo de pre-consolidación.

## **2.2 Correlación: Propiedades Mecánicas – Parámetros Geotécnicos**

Una de las propiedades mecánicas más importantes en un suelo blando es la cohesión. La cohesión ( $C_u$ ) es equivalente a la resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ) en suelos saturados. Ante cargas dinámicas no se alcanza a disipar la presión de poros en el suelo, por lo que tanto el ensayo a compresión simple como el ensayo triaxial (UU) dan buenos resultados; siendo más sencillo de ejecutar un ensayo a compresión simple no confinada. Es importante que el valor de resistencia al corte no drenado obtenido en los ensayos sea lo más semejante posible a las condiciones de campo durante un evento sísmico, ya que la resistencia al corte no drenado será utilizada posteriormente en LPILE para modelar la interacción cimentación-suelo.

Existen correlaciones que permiten determinar la resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ) en función de parámetros obtenidos del ensayo endométrico, como los establece el método SHANSEP. Este método es utilizado para corregir cualquier anomalía en los resultados del ensayo de compresión simple, lo que podría verse reflejado en una resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ) a una profundidad dada que no corresponde la forma típica en la que  $S_u$  varía con la profundidad.

### 2.2.1 Método SHANSEP

La Historia de Esfuerzos y Propiedades Ingenieriles del Suelo (SHANSEP) fue desarrollado por Ladd y Foot<sup>1</sup> en 1970. El método propone una manera racional de estimar la resistencia al esfuerzo cortante ( $S_u$ ) considerando los efectos de alteración y anisotropía de la muestra. Se basa en la observación experimental, en campo y laboratorio, donde la resistencia al esfuerzo cortante de la mayoría de las arcillas comunes (Índice de liquidez < 1 y no cementadas) está controlada por la historia de esfuerzos (OCR). La expresión según MIT:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{OC} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{NC} OCR^m \qquad \left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{NC} = 0.11 + 0.0037IP$$

Donde  $\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}$  está generalmente entre 0.1 y 0.4 para arcillas normalmente consolidadas. La forma general de la ecuación es:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{OC} = S OCR^m$$

Siendo para arcillas normalmente consolidadas:

$$S = (0.11 + 0.0037IP) \qquad m = 0.8$$

## 2.3 Propiedades dinámicas de los suelos blandos

Las propiedades dinámicas de suelos blandos: el módulo de corte ( $G$ ) y la relación de amortiguamiento ( $\lambda$ ), están en relación inversa y directamente proporcional, respectivamente, al nivel de deformación angular ( $\gamma$ ) al que se someta un perfil de suelo. (Rollings et al. 1998)<sup>2</sup>

### 2.3.1 Módulo de Rigidez al Corte “G”

El módulo de rigidez a corte del suelo se define como el esfuerzo de corte ( $\tau$ ) aplicado a un espécimen de suelo, necesario para generar una unidad de deformación angular ( $\gamma$ ). Matemáticamente se expresa como:

$$G = \frac{\tau}{\gamma}$$

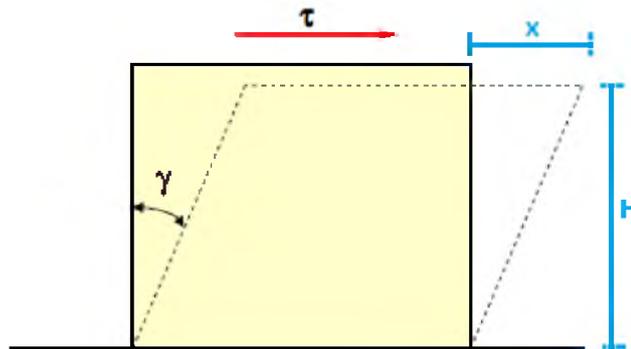


Figura 1.- Variables que intervienen en el módulo de reacción al corte

Donde la deformación angular puede ser expresada en porcentaje (%):

$$\gamma = \frac{x}{H}$$

O en radianes (rad):

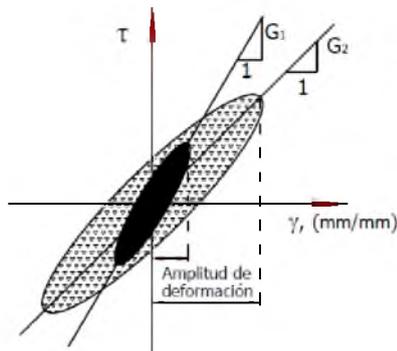
$$\gamma = \tan\left(\frac{x}{H}\right)$$

El módulo de reacción al corte ( $G$ ) es presentado en muchos documentos en función de la deformación angular ( $\gamma$ ), que está expresada en %. Es necesario

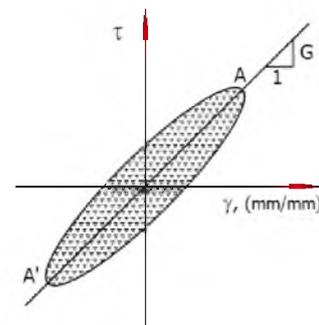
determinar el módulo de corte ya que las cargas sísmicas generan esfuerzos cortantes en la masa del suelo, y este parámetro define la relación entre el corte aplicado y el desplazamiento horizontal generado en función de la altura. (Selva, 1983)<sup>3</sup>

Por el comportamiento inelástico del suelo a mayor deformación angular, el módulo de reacción  $G$  disminuye, es decir que existe una degradación del módulo de reacción de corte a medida que la deformación angular crece. (Romo, 1995)<sup>4</sup>

En el ensayo a corte simple cíclico, el ciclo completo de carga y descarga puede ser idealizado como un ciclo de histéresis cerrado, donde el módulo  $G$  es representado como la pendiente de la recta que pasa por los puntos extremos de la curva histéretica. (Cepeda, Arenas; 2010)<sup>5</sup>



**Figura 3.- Relación histéretica esfuerzo – deformación para diferentes amplitudes de deformación angular. (Anónimo, n.d)<sup>6</sup>**



**Figura 2.- Curva esfuerzo – deformación de un ensayo cíclico. (Anónimo, n.d)<sup>6</sup>**

En la figura 2 se evidencia un decremento de  $G$  para una deformación mayor. El módulo de reacción al corte, también llamado módulo de rigidez, tiene una relación directa con el módulo de elasticidad del suelo:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Donde  $\nu$  es el coeficiente de poisson del suelo.

### 2.3.2 Relación de Amortiguamiento “λ”

Se define el amortiguamiento del suelo como la capacidad que tiene el material para disipar energía por deformación inelástica producida. Los ciclos de histéresis (efectos friccionantes no lineales) de un ensayo cíclico indican la capacidad que tiene el suelo de disipar esta energía, pues en cada ciclo el suelo acumula energía potencial debido a su rigidez (González & Romo; 2011)<sup>4</sup>.

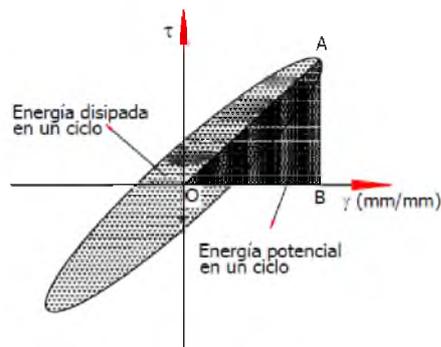


Figura 4.- Tipo de energías en un ciclo de histéresis. (Anónimo, n.d)<sup>6</sup>

Asumiendo que la energía disipada por ciclo es independiente de la frecuencia de vibración, el amortiguamiento histerético se puede definir como la relación entre la energía disipada y la energía almacenada bajo la línea esquelética de rigidez inelástica (dentro de un ciclo de histéresis). Exponiendo el concepto matemáticamente:

$$\lambda = \frac{\text{Área dentro del ciclo de histéresis}}{4\pi (\text{Área } OAB)}$$

Seed, Idriss y Tokimatsu<sup>7</sup> en 1986 determinaron que a un nivel mineralógico, el deslizamiento de las partículas que componen el suelo marca el nivel de amortiguamiento. A mayor deslizamiento entre partículas (deformación) sin alcanzar la falla, mayor será el amortiguamiento. Es decir que el amortiguamiento en el suelo se incrementa a mayores deformaciones angulares, hasta llegar a la falla.

El comportamiento del amortiguamiento ante las deformaciones angulares es opuesto al que presenta el módulo de rigidez al corte. Tal y como se muestra en la figura 5:

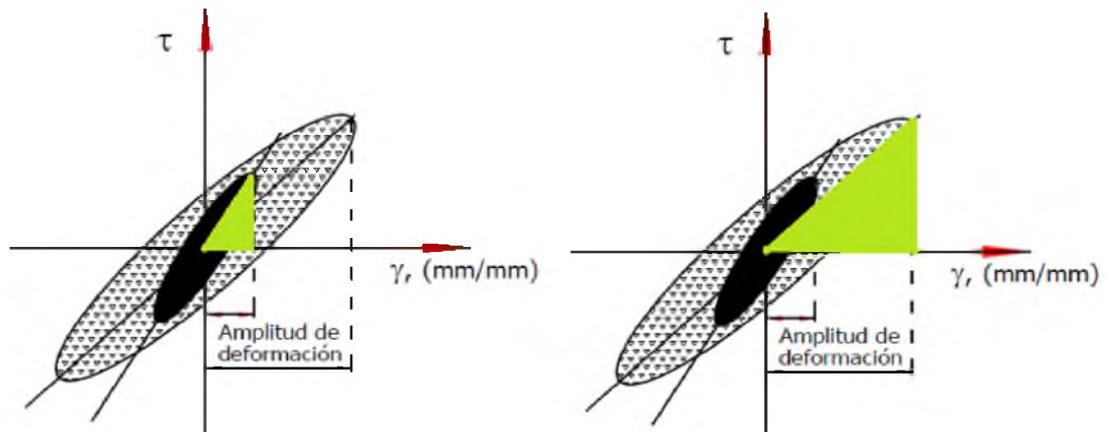


Figura 5.- Incremento del amortiguamiento en un ciclo histerético (Anónimo, n.d)<sup>6</sup>

A menor deformación angular se obtiene una menor relación entre la energía disipada y energía almacenada (área dentro del triángulo). A mayor deformación angular, se obtiene mayor relación entre la energía disipada y energía almacenada; por lo que el amortiguamiento es mayor.

### 2.3.3 Deformación Angular “ $\gamma$ ”

El nivel de deformación angular ( $\gamma$ ) producido depende de la magnitud de la carga aplicada. En suelos blandos, las vibraciones originadas en maquinarias producen bajas deformaciones angulares en el orden de  $10^{-3}\%$ , lo que es compatible con un sismo de baja intensidad  $MMI \leq V$ . En cambio, eventos sísmicos de gran intensidad pueden generar deformaciones angulares entre  $10^{-3}$  y  $10^{-1}\%$ . Por lo que ante eventos sísmicos de  $MMI \geq VI$ , las propiedades dinámicas del suelo blando son definidas dentro de su rango inelástico. (Selva, 1983)<sup>3</sup>

### 2.3.4 Ensayos Dinámicos de Laboratorio

Para poder determinar los parámetros que caracterizan el comportamiento dinámico de los suelos blandos se usan ensayos dinámicos de laboratorio tales como: ensayo a corte cíclico, ensayo triaxial cíclico, columna resonante. El ensayo a corte cíclico unidireccional consiste en una máquina muy parecida a la máquina de corte directo tradicional, con la diferencia que la máquina a corte cíclico aplica una fuerza de corte periódica y variable en el tiempo, cuya variación es ajustada a una determinada frecuencia hasta que el espécimen falle. Como resultado se obtienen un conjunto de ciclos de histéresis (ciclos de la carga y descarga) que marcan deformaciones recuperables y otros de tipo permanentes.

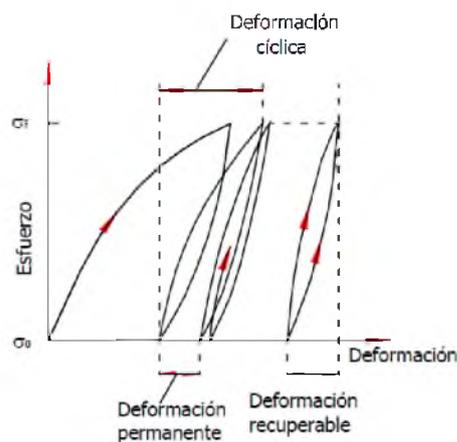


Figura 6.- Ciclos de Histéresis formados en un ensayo cíclico (Vucetic, 1994)

La deformación recuperable o transitoria es usada para determinar parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, que son las principales propiedades que caracterizan la respuesta dinámica de los suelos blandos. La deformación permanente se utiliza para calcular los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causados por los sismos. Este ensayo puede reproducir fácilmente  $10^{-3}\%$  a  $10^{-1}\%$  en deformación angular, asemejando las condiciones de movimiento sísmicos. (Cepeda, Arenas; 2010)<sup>5</sup>

## 2.4 Respuesta Dinámica del Suelo Blando

La respuesta dinámica de los suelos blandos se considera no drenada, ya que la velocidad de aplicación de la carga no permite la disipación de presión de poros. El nivel de deformación angular inducido es el factor clave que marca la respuesta dinámica del suelo (Selva, 1983)<sup>3</sup>. La siguiente figura muestra de manera resumida el comportamiento dinámico de los suelos blandos.

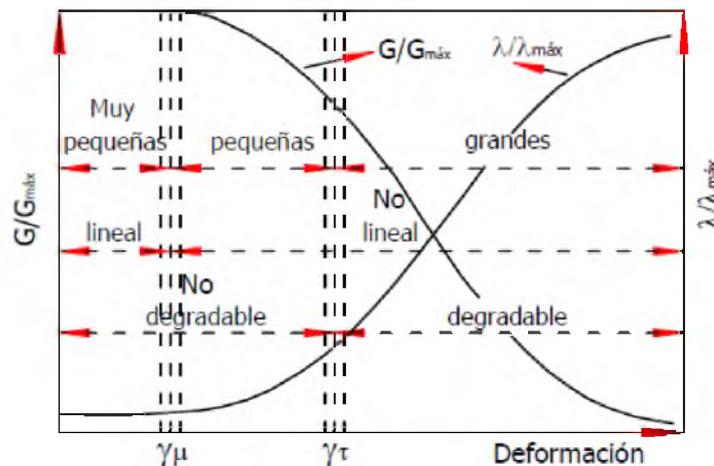


Figura 7 Ciclos de Histéresis formados en un ensayo cíclico. (Vucetic, 1994)

A deformaciones angulares muy pequeñas ( $\gamma < 10^{-4}\%$ ) el material muestra un comportamiento elástico del tipo lineal. Se obtiene el máximo módulo de reacción al corte ( $G_o$  o  $G_{MAX}$ ) y el amortiguamiento ( $\lambda_o$  o  $\lambda_{MAX}$ ). A medida que la deformación angular ( $\gamma$ ) crece, el módulo de rigidez al corte se degrada y el amortiguamiento se incrementa, incursionando ambos en el rango no lineal (Braja. M. Das, Zhe Luo; 2011)<sup>2</sup>.

El módulo de reacción al corte es una medida directa de la rigidez del suelo ante fuerzas cortantes. A medida que la fuerza de corte aumenta, el suelo blando pierde rigidez. La pérdida de rigidez da como resultado un incremento de los desplazamientos en el suelo (Selva, 1983)<sup>3</sup>. En general esto se produce debido al incremento de la aceleración, por ende del desplazamiento, debido al sismo; lo que puede aumentar  $a_{max}$  o  $x_{max}$  por efecto de resonancia.

Ante fuerzas de corte muy grandes, que producen deformaciones angulares en orden de 0.1 a 1%, el amortiguamiento del suelo se incrementa

considerablemente. El efecto amortiguador inelástico puede llegar a ser hasta 4 veces el amortiguamiento elástico. Lo que resulta en una alta capacidad del suelo para absorber energía a grandes deformaciones. Es decir que en grandes terremotos el amortiguamiento del material blando atenúa la energía de las ondas sísmicas, debido a la gran degradación de rigidez elástica que se da cuando  $G \rightarrow G_{inelástico}$ .

En contraste con lo anterior, el suelo blando puede amplificar las ondas sísmicas durante sismos pequeños a moderados y por su vibración a bajo nivel de amortiguamiento existe la posibilidad de incursionar en condición de resonancia; produciendo el denominado “efecto de sitio”.

Las figuras 8 y 9 muestran la degradación del módulo de rigidez a corte y el incremento del amortiguamiento para los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil. Gráficas que fueron obtenidas a partir de resultados de ensayos de corte simple cíclico, aplicadas a muestras inalteradas (tomadas de perforaciones ejecutadas en la ciudad de Guayaquil, a distintas profundidades).

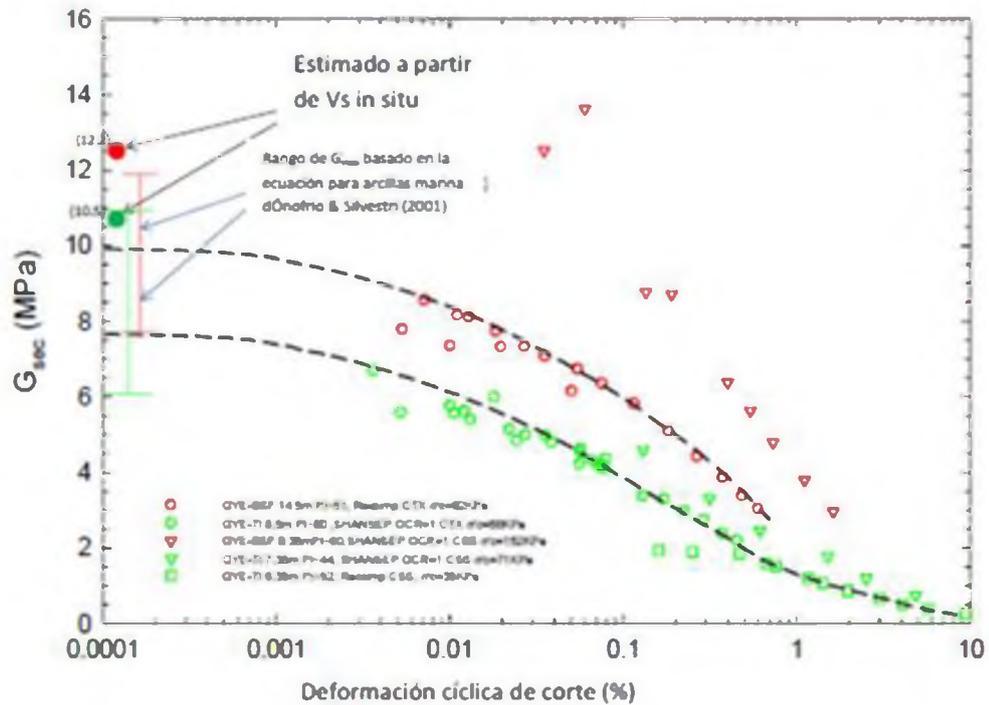


Figura 8.- Degradación del Módulo de rigidez de las arcillas de Guayaquil con sobre-consolidación aparente (GYE-BSF) y normalmente consolidada (GYE-TI) [Vera, 2014]<sup>8</sup>

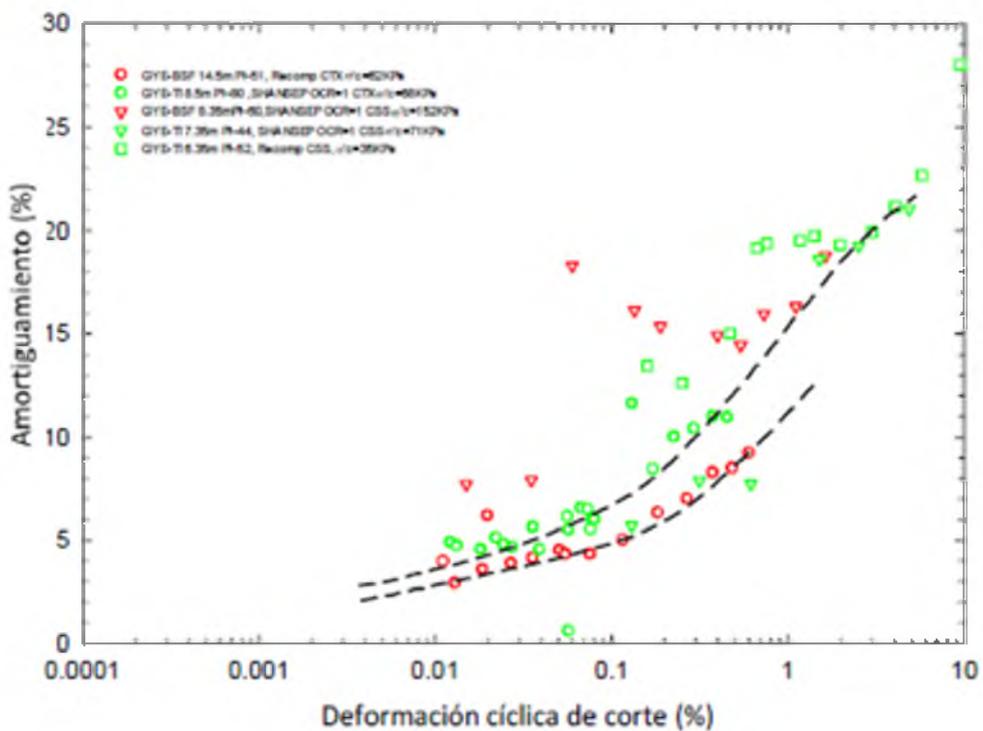


Figura 9.- Incremento del amortiguamiento de las arcillas de Guayaquil con sobre-consolidación aparente (GYE-BSF) y normalmente consolidada (GYE-TI) [Vera, 2014]<sup>8</sup>

## 2.5 Correlación entre Propiedades Dinámicas y Parámetros Geotécnicos del Suelo

El módulo de rigidez de corte depende de varios parámetros geotécnicos como: Esfuerzo efectivo vertical, relación de vacíos, historia de esfuerzos y vibraciones, grado de saturación, estructura del suelo, frecuencia de vibración, entre otros.

Estos parámetros geotécnicos definen la forma de la curva, pero no modifican la degradación o el incremento del módulo de rigidez al corte ( $G$ ) y el amortiguamiento ( $\lambda$ ) respectivamente, ante el aumento de la deformación angular. A un incremento de la relación de vacíos ( $e$ ), la curva " $G/G_{MAX} - \gamma$ " tiende a desplazarse hacia abajo y la curva " $\lambda/\lambda_{MAX} - \gamma$ " hacia arriba, tal y como lo indica la figura 10. A mayor relación de sobre-consolidación (OCR), menor efecto se tendrá sobre la forma de la curva. La influencia de " $e$ " sobre " $G$ " fue propuesta por Lodde y Stokoe (1982)<sup>4</sup>.

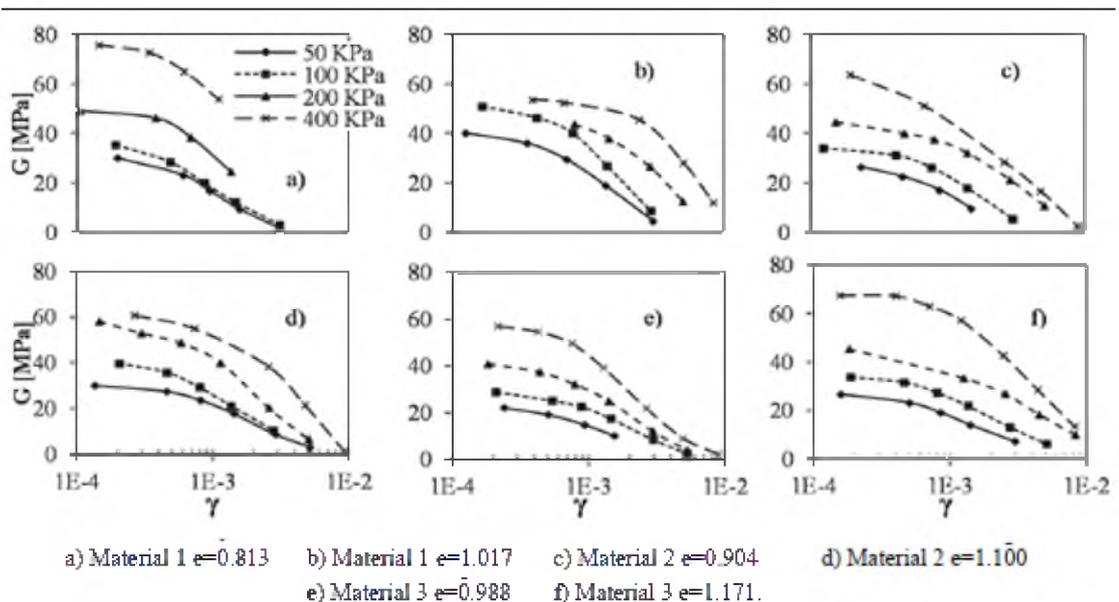
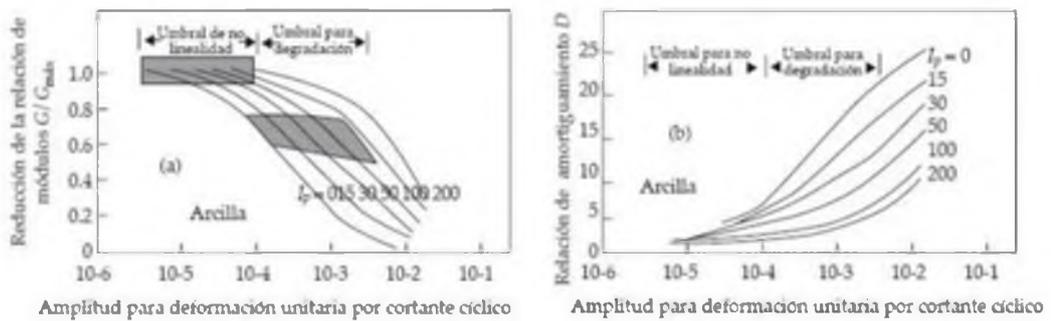


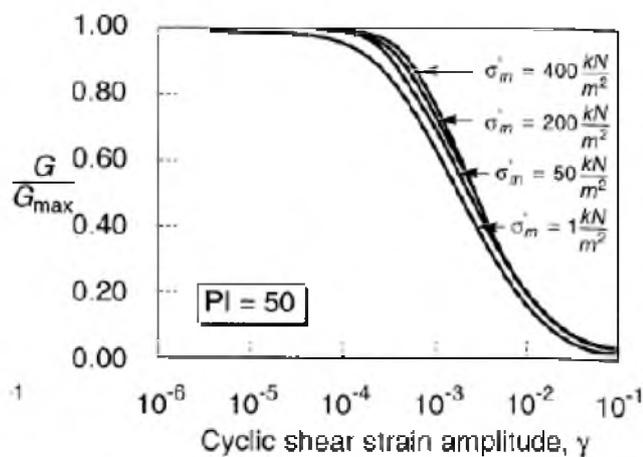
Figura 10.- Efecto de la relación de vacíos en la degradación del módulo de reacción de corte " $G$ ". (Vucetic, 1994)

El incremento del índice plástico (IP) desplaza la curva " $G/G_{MAX} - \gamma$ " hacia arriba y a la derecha mostrando una menor tasa de reducción con el aumento de la deformación (Zen et al, 1978)<sup>2</sup>. Por el contrario, el incremento del índice plástico desplaza la curva " $\lambda/\lambda_{MAX} - \gamma$ " hacia abajo. La respuesta de los parámetros dinámicos, módulo de rigidez al corte y amortiguamiento, ante el incremento del índice de plasticidad está ilustrado en la figura 11.



**Figura 11.- Efecto del índice plástico en la forma de la curva de degradación de " $G/G_{max} - \gamma$ " y la curva " $\lambda/\lambda_{MAX} - \gamma$ ". (Ishihara, 1996)**

Koutsoftas y Fisher (1980) y Kokusho, Yoshida y Esashi<sup>2</sup> (1982), demostraron que el efecto de OCR sobre la posición de las curvas " $G/G_{MAX} - \gamma$ " y " $\lambda/\lambda_{MAX} - \gamma$ " disminuye al aumentar los valores de OCR.



**Figura 12.- Efecto de la presión de confinamiento en la forma de la curva de degradación de " $G/G_{max} - \gamma$ " (Ishihara, 1996)**

La complejidad de los suelos cohesivos ha hecho que los resultados de las investigaciones realizadas para definir la rigidez del suelo sean aún discutibles. Las siguientes correlaciones proporcionan una estimación satisfactoria para el módulo de rigidez al corte inicial ( $G_o$ ), es decir dentro del rango elástico – lineal del suelo donde  $\gamma < 10^{-4}\%$ . Hay una gran incertidumbre sobre su aplicabilidad cuando la deformación angular del suelo es grande.

### 2.5.1 Hardin y Drnevich (1972)

Hardin y Drnevich<sup>10</sup> presentaron una ecuación para evaluar el módulo de rigidez de corte elástico  $G_o$ , tomando en cuenta la relación de sobreconsolidación y el índice plástico.

$$G_o = 1030 \cdot \frac{(2,973 - e)}{(1 + e)} \cdot OCR^k \cdot \sqrt{\sigma'_o}$$

Ip(%)	k
0	0
20	0,18
40	0,30
60	0,41
80	0,48
>100	0,50

Siendo  $\sigma'_o$  el esfuerzo efectivo vertical en Ton/m<sup>2</sup>.

En 1972 Hardin y Drnevich<sup>11</sup> modelaron el comportamiento no lineal de G mediante curvas hiperbólicas, proponiendo la siguiente expresión:

$$\frac{G}{G_o} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_\Gamma}}$$

Donde G es el módulo de rigidez inelástico,  $\gamma$  es la deformación angular inelástica para G y  $\gamma_\Gamma$  es una deformación angular de referencia. Propusieron también modelar el comportamiento no lineal de G en función de parámetros geotécnicos más deducibles:

$$G = \frac{G_o}{1 + \frac{G_o}{\Gamma_{MAX}} \left[ 1 - 0.5 e_{exp}^{-0.16 \frac{G_o}{\tau_{MAX}} \gamma} \right]}$$

Donde:

$$\tau_{MAX} = S_u$$

Así mismo propusieron una relación entre G y  $\lambda$ :

$$\lambda = \lambda_{MAX} \left( 1 - \frac{G}{G_o} \right)$$

## 2.6 Respuesta Dinámica de Estructuras

Para poder estimar la respuesta dinámica de una edificación asentada en depósitos de suelo blando es importante considerar los efectos de sitio y la interacción suelo – estructura.

### 2.6.1 Efectos de Sitio

Los efectos de sitio se refieren a la capacidad que tiene un tipo de suelo para atenuar o amplificar ondas sísmicas. Cuando las ondas sísmicas pasan de la roca a otro tipo de suelo se produce un efecto de difracción múltiple, generando interferencias de dos tipos: constructivas (que producen amplificación de ondas sísmicas) y destructivas (que producen atenuación).

Por difracción múltiple, los suelos blandos tienden a amplificar las vibraciones de la fuente en el sitio y los suelos rígidos (rocas o suelos duros) tienden a atenuar. NEC-15 usa factores de modificación de la respuesta de sitio según el tipo de suelo, tomando en consideración los efectos de difracción múltiple.

En la tabla 1 se muestran los Coeficientes de Sitio establecidos por la norma NEC-15, donde A es roca sana muy densa y E es el suelo blando que caracteriza las arcillas de Guayaquil. La roca (Clasificada como tipo A) atenúa las ondas sísmicas con un coeficiente de 0.90 y el suelo blando (suelo tipo E) amplifica las ondas en 2.1 veces para aceleraciones en roca (Tipo B) de 0.15g y 1.5 veces para aceleraciones en roca (Tipo B) mayores de 0.50g.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.5.4</a>					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio  $F_a$

**Tabla 1.- Factor de sitio  $F_a$  (NEC-15)**

## 2.6.2 Interacción Suelo – Estructura

Cuando la rigidez del suelo y la cimentación no son tomadas en cuenta en el análisis sísmico de un edificio, la respuesta sísmica de la superestructura puede llegar a ser diferente de su respuesta real, que incluye la rigidez y deformación en la base de la estructura. De acuerdo al capítulo A.7 de la norma NSR – 98<sup>11</sup>, la incorporación de los efectos suelo-estructura en el análisis sísmico de una edificación, toma en cuenta los siguientes aspectos:

- La estructura no está empotrada en su base, en su lugar existen deformaciones que caracterizan la flexibilidad de la cimentación.
- Aumento del amortiguamiento viscoso y disipación de energía del sistema cimentación-suelo.
- Variaciones del período de vibración de la edificación.
- Aumento de derivas en los entrepisos de la superestructura.
- Variación en la distribución de las fuerzas cortantes internas y momentos flectores en los elementos estructurales.
- Incremento de efectos P- $\Delta$ .

La interacción suelo-estructura se compone de dos tipos de efectos: inerciales y cinemáticos.

- **Efectos Inerciales:** Son originados en la aplicación del Corte Basal “V”, como reacción al movimiento de la estructura debido a la segunda ley de Newton, que puede ser modificado por la interacción suelo-estructura. El corte “V” puede incrementarse si una edificación es más flexible en su base y dicha flexibilización la hace resonante con el contenido frecuencial del sismo. La interacción suelo-estructura puede aumentar el periodo fundamental de la estructura, reducir la ductilidad de la estructura y modificar las derivas en la superestructura, con el riesgo de comprometer su estabilidad lateral. Los efectos inerciales producen fuerzas cortantes y momentos flectores importantes cerca de la cabeza de los pilotes.
- **Efectos Cinemáticos:** Los efectos cinemáticos son originados en el movimiento propio del suelo durante la acción de un sismo. Estos actúan directamente sobre la cimentación. La geometría y rigidez de la cimentación define su respuesta ante los movimientos del suelo. El movimiento de la cimentación se ve afectado por el movimiento del suelo que vibra con su propia frecuencia de excitación ante movimientos sísmicos. Los efectos cinemáticos no generan mucha demanda de fuerzas cortantes o momentos flectores cerca de la cabeza durante los efectos de interacción suelo-estructura, pero si desplazamientos horizontales importantes que deben ser consideradas.

La suma de la respuesta estructural debido al movimiento neto de la cimentación, relativo a su punto de fijación dentro del suelo (Efecto Inercial), y la respuesta de la cimentación originada en el movimiento de campo libre del suelo por desplazamientos (Efecto Cinemático), componen los desplazamientos totales absolutos que la cimentación experimenta.

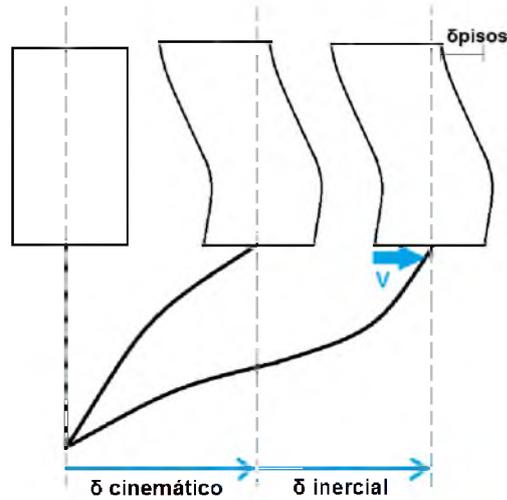


Figura 13.- Desplazamiento total absoluto en la base de una edificación que incorpora la interacción suelo-estructura.

En pilotes largos ( $L > 10$  m), puede dar resultados satisfactorios tomar en cuenta los efectos inerciales y despreciar los cinemáticos, especialmente cuando los efectos de interacción suelo-estructura reducen el Corte Basal "V".

## 2.7 Modelamiento de Interacción Suelo – Estructura

El modelamiento matemático de los efectos de interacción suelo-estructura consiste en apoyar la cimentación en un conjunto de resortes: verticales, horizontales y tipo espiral; que representen la rigidez vertical ( $K_v$ ), horizontal ( $K_h$ ) y a balanceo ( $K_r$ ) con la cual la cimentación está conectada (J. Lysmer, 1965)<sup>13</sup>.

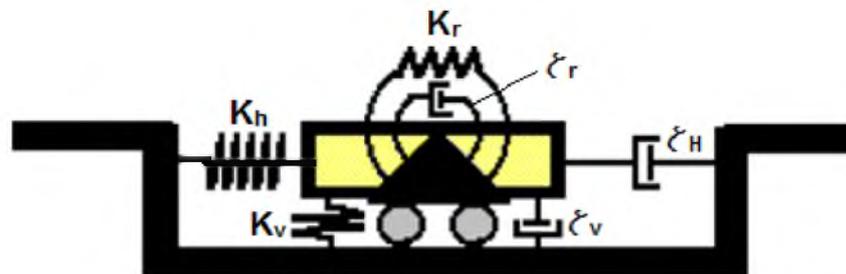


Figura 14.- Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo (Aguilar y Avilés, 2003)

- **Rigidez Horizontal ( $K_h$ ):** La rigidez horizontal es resultado de la interacción suelo – cimentación ante cargas laterales. Está en función tanto de las características geométricas como de la rigidez de la cimentación, y las características mecánicas – dinámicas del suelo. Para el caso de un pilote, la ley constitutiva resultante del análisis a carga límite lateral (Capítulo 2.8.3 Resistencia Límite a Carga Lateral), define la rigidez horizontal como un resorte no lineal en la base de la edificación.
- **Rigidez Vertical ( $K_v$ ):** Es el resultado de la interacción suelo – cimentación ante cargas verticales. Factores como: esbeltez del pilote, capacidad del suelo a punta y a fuste y las características del material del pilote influyen en la rigidez vertical. Para el caso de un pilote que trabaja a punta (como es el caso del presente trabajo de grado), la rigidez vertical del pilote controla la rigidez vertical de la interacción suelo – cimentación, dado que se asume que el suelo en la punta del pilote es indeformable ( $N_{60} > 50$ ). La rigidez vertical del pilote es expresada como:

$$\Delta y = \frac{PL}{AE}$$

$$\frac{P}{\Delta y} = \frac{AE}{L}$$

$$K_v = \frac{AE}{L}$$

Por lo que la rigidez vertical puede ser simulada como un resorte lineal vertical en la base de la cimentación.

- **Rigidez al Balanceo ( $K_r$ ):** Es el resultado de la interacción suelo – cimentación ante momentos que producen balanceo en la edificación. En una cimentación que consta de un conjunto de encepados (que une un grupo de pilotes) unidos por riostras, la rigidez a balanceo depende de: la capacidad a punta y fuste del grupo de pilotes, y la capacidad a

flexión de las vigas de cimentación. Para cimentaciones que constan de un grupo de pilotes diseñados a punta, es común que la rigidez a balanceo sea muy alta cuando la rigidez vertical ( $K_v$ ) es alta. A pesar que el estrato donde el pilote trabaja a fuste es deformable, los pilotes se encuentran debidamente anclados a tracción debido a su longitud calculada por diseño para resistir cargas de tensión (si llegasen a existir) con un alto factor de seguridad. Además, las vigas de cimentación son fuertes y aportan rigidez significativa a la flexión; por este motivo la rigidez al balanceo ( $K_r$ ) puede resultar tan alta que se pueden considerar despreciables las rotaciones de cuerpo rígido en la base en una cimentación profunda de pilotes a punta. Mediante el análisis LPILE en el Capítulo 5 se confirmará una rigidez al balanceo alta, lo que permite despreciar rotaciones de cuerpo rígido de la cimentación debido al momento de volteo sísmico.

## **2.8 Capacidad a Cargas Laterales**

La capacidad de un pilote ante cargas laterales sísmicas es determinada mediante un análisis de carga incremental usando el software LPILE v6.0. Este es un programa de elementos finitos que utiliza curvas presión – desplazamiento ( $P - Y$ ) para obtener las reacciones internas del pilote (corte y momento) y la deflexión a lo largo de su eje; en función de las características del mecánicas del suelo circundante (modelado como un perfil de suelo estratificado), características geométricas y de rigidez del pilote, y la fuerza de corte aplicada en la cabeza del pilote (base de la estructura).

### **2.8.1 Método $P - Y$**

En un modelo donde un pilote es sometido a cargas laterales, el suelo circundante desarrolla esfuerzos “ $p$ ” correspondientes a los desplazamientos laterales del pilote “ $y$ ”. La relación entre los esfuerzos resistentes del suelo

“P” y el desplazamiento horizontal del pilote “y” se representan mediante curvas no lineales, conocidas como curvas p-y (Coduto, 2011)<sup>13</sup>.

El modelamiento de la interacción suelo – estructura mediante curvas p – y ha sido calibrado con pruebas a escala real y disponibilidad de curvas características dentro de LPILE lo que hace a este método representativo de condiciones reales para diseño de pilotes ante cargas laterales.

## 2.8.2 Resistencia Límite a Carga Lateral

Para determinar la carga lateral máxima que resiste un pilote se hace una superposición de dos análisis realizados para dos condiciones de borde diferentes, las que definen por partes el mecanismo de falla del pilote en interacción con el suelo. (Argudo, 2013)<sup>21</sup> La carga aplicada a la cabeza del pilote es de tipo incremental para las dos condiciones de borde:

1. **Condición de cabeza restringida:** Tomando esta condición de borde se simula el empotramiento del pilote en el encepado (rotación en la cabeza  $\theta = 0$ ). Se usa LPILE para modelar el cortante aplicado  $V > 0$  como una carga externa monótonica horizontal, aplicada en la cabeza para generar el momento de reacción “M1” que produce la primera rótula plástica.
2. **Condición de cabeza libre:** Esta condición de borde simula que ya se ha formado la primera rótula plástica y la conexión entre el encepado y el pilote está articulada. A partir de una fuerza de corte “V1” correspondiente a “M1 = My” y aplicándose un incremento de corte “ $\Delta V$ ” se busca generar la segunda rótula en el fuste del pilote empotrado en el suelo. En LPILE se modela el cortante aplicado  $\Delta V > 0$ , con momento de reacción  $M = 0$  en la cabeza del pilote.

Enumerando el proceso en el que se completa el mecanismo de falla en el pilote, en base a las dos condiciones de borde descritas:

1. La condición inicial del pilote es doble empotramiento: El pilote está empotrado en su cabeza (por el encepado) y en la punta por el suelo. Con el incremento de carga de corte horizontal en la cabeza, el pilote comienza a acumular esfuerzos en su conexión cabeza – encepado, hasta que se genera una primera rótula plástica en sección del pilote adyacente al encepado. Cuando se genera esta primera rótula plástica se ha generado una deflexión horizontal en la cabeza correspondiente a la primera cedencia del acero del pilote dentro de un mecanismo dúctil de deflexión, El pilote ha resistido una fuerza de corte  $V_1=V_{y1}$  a una deflexión horizontal de cedencia  $y_{y1}$ .
2. A partir de la formación de una rótula plástica en la cabeza del pilote, este trabaja en cantilever siendo sostenido por el empotramiento de la punta en el suelo. En el instante en que genera la primera rótula plástica en la conexión cabeza – encepado, se inicia una nueva distribución de esfuerzos internos en el pilote; donde para cualquier incremento adicional de carga horizontal, una parte se transfiere al suelo circundante y otra pasa a ser resistida por el pilote en una zona cercana a su empotramiento con el suelo, la que suele estar ubicada a 8 o 10m de profundidad tomando como referencia la cabeza del encepado (Chang, 2015 y Torres, 2011). Al darse esta redistribución de esfuerzos en el pilote, este tiene capacidad de soportar más carga lateral y tener una mayor deflexión lateral; en este instante comienza a acumular esfuerzos en la base de empotramiento y se genera una segunda rótula plástica. La acción del cortante  $V_2=\Delta V$  y su deflexión como  $y_2=\Delta y$ .

La Resistencia al Estado Límite de Carga Lateral está asociado a un mecanismo completo de falla a flexión que se obtiene usando superposición de las fuerzas que forman las dos rótulas plásticas en el pilote (Argudo, 2015)<sup>21</sup>. Así la fuerza de corte límite ( $V_u$ ) y la deflexión total del mecanismo de falla ( $y_u$ ) son:

$$V_u = V_1 + V_2 = V_{1y} + \Delta V$$

$$y_u = y_1 + y_2 = y_y + \Delta y$$

A partir de que el pilote ha formado el mecanismo de falla, este no aporta ya con ningún tipo de resistencia a la flexión adicional ante cargas laterales y solo el suelo circundante ofrece resistencia adicional ante la carga lateral sísmica y se debe procurar que el suelo sea más fuerte que el pilote y lo retenga de una falla por estabilidad. Es decir, el suelo no puede fallar antes que el pilote falle estructuralmente, de lo contrario el mecanismo de falla no sería dúctil.

Es importante mencionar que la rigidez y el amortiguamiento del suelo son modificadas por la aplicación de cargas y el suelo incursiona en el rango inelástico y pierde rigidez. Es decir, a medida que la fuerza de corte horizontal en la cabeza del pilote aumenta, el suelo en interacción con el pilote pierde rigidez. Las siguientes figuras muestran las etapas por las que pasa el pilote antes de llegar a la falla.

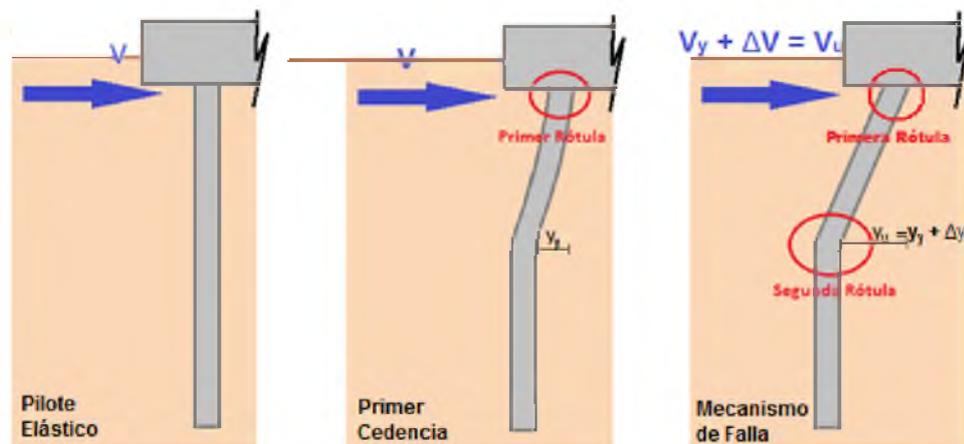


Figura 15.- Mecanismo de falla de un pilote a punta

La capacidad última del pilote es la máxima fuerza de corte resistida a la creación de la segunda rótula plástica o el mecanismo de falla estructural completo. Se asume que el suelo ya no aporta resistencia significativa al nivel de las deformaciones  $y_u$  del sistema pilote-suelo, pero no falla en ese instante por corte y es capaz de sostener al pilote previniendo su pandeo lateral o falla por estabilidad.

La interacción suelo – pilote da como resultado una ley constitutiva: Fuerza de corte – deflexión lateral que puede ser interpretada como un resorte horizontal de rigidez  $K_H$  de tipo no lineal, para incorporar la interacción suelo – estructura en el modelo de una edificación. En cualquier punto, la rigidez horizontal ( $K_H$ ) se puede definir como la pendiente tangente a la curva, donde a medida que la deflexión horizontal aumenta, la pendiente (Rigidez Horizontal –  $K_H$ ) decrece, presentando un comportamiento no lineal decreciente.

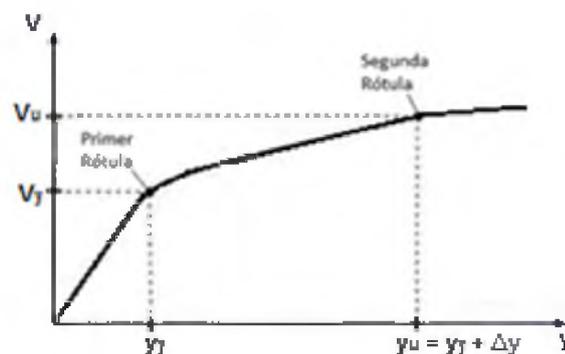


Figura 16.- Ley constitutiva: Fuerza de corte – Deflexión lateral

### 2.8.3 Desarrollo Matemático de la Matriz de Rigidez de la Interacción Suelo-Pilote

El método  $p - y$  permite modelar una ley constitutiva (fuerza de corte – desplazamiento lateral) diferente para cada estrato del suelo, esto lo hace usando un modelo de elementos finitos que divide el pilote en un número determinado de intervalos. Tal y como lo ilustra la siguiente figura:

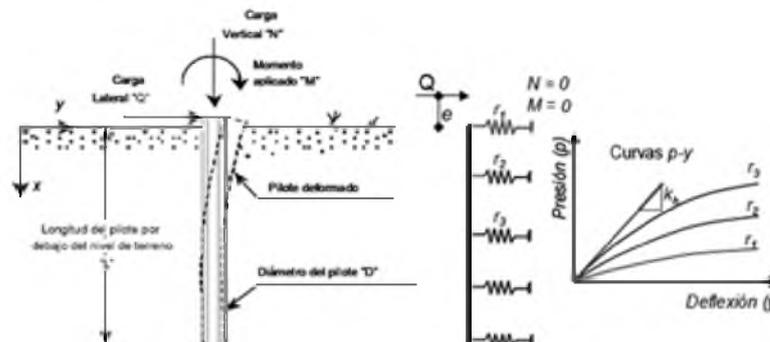


Figura 17.- Pilote sometido a carga vertical, lateral y momento con cabezal libre. (Arrúa, 2008)

Es importante simular adecuadamente las condiciones de borde de la cabeza del pilote. Por simplicidad se asume que el momento flector sobre los pilotes originado por la acción de las cargas verticales es cero " $M=0$ ", dado que los momentos hiperestáticos por cargas de gravedad a la base de las columnas son pequeños y se redistribuyen principalmente a las vigas. El momento de reacción sísmica proveniente de la estructura no llega a producir momento sobre la cabeza de los pilotes, por lo que se asume que el grupo de pilotes consiste de un encepado rígido indeformable en flexión y el momento sobre el encepado se distribuye como fuerzas axiales sobre los pilotes. Así, el momento flector sobre la cabeza del pilote se puede idealizar como originado exclusivamente como resultado de la acción del cortante horizontal aplicado sobre la cabeza de los pilotes.

Las curvas p-y usadas como dato modelan la interacción suelo – pilote a diferentes intervalos de profundidad, y LPILE v6.0 calcula como resultado una matriz de rigideces correspondiente a una ley constitutiva global para modelar la interacción del sistema suelo-pilote con la superestructura. La figura 16 muestra el resultado del modelamiento de un pilote con la matriz de rigideces calculada por LPILE para incorporar la interacción suelo-estructura. Esta matriz es el resultado de un modelo de carga incremental monotónica en la cabeza del pilote (Capítulo 2.8.3: Resistencia Límite a Carga Lateral) para construir la ley constitutiva de fuerza de corte vs deflexión horizontal en la cabeza del pilote. Esta es una buena representación de como varía la deformación lateral en la base de la estructura, producto de una fuerza horizontal aplicada (fuerza sísmica).

La construcción de la ley constitutiva consiste de determinar la matriz de rigideces en LPILE para la condición de cabeza libre y cabeza empotrada, y superponerlas. Donde cada rigidez ( $k$ ) está en función de las fuerzas de corte, deflexiones, rotaciones y momentos producidos en la cabeza del pilote. La rigidez en la cabeza del pilote para cada variable están representadas por:

- $k_{22}$  es la variación de fuerza de corte – desplazamiento lateral (kN/m).

- K32 es la variación del momento (producido por la fuerza de corte aplicada) – deflexión lateral (kN-m / m).
- K23 es la variación de la fuerza de corte – rotación en la cabeza (kN/rad).
- K33 es la variación del momento – rotación en la cabeza

La figura 18 muestra la Matriz de Rigideces resuelta por LPILE v6.0.

Computed Pile-head Stiffness Matrix Values  
K22, K23, K32, K33 for Superstructure

---

Top y m	Shear React. kN	Mom. React. m -kN	K22 kN /m	K32 m -kN /m
0.0004679	38.500000574	41.097164161	82280.	87830.
0.0042367	115.896548330	175.595592666	27356.	41447.
0.0122038	183.691683058	307.282161048	15052.	25179.
0.0214777	231.793096648	401.188921676	10792.	18679.
0.0311072	269.103451668	475.635674894	8650.829390579	15290.
0.0413565	299.588231393	534.515285664	7244.048103499	12925.
0.0596809	325.362745405	546.503624660	5451.702809933	9157.088167798
0.0820512	347.689644992	547.066997210	4237.471962429	6667.385973779
0.1122796	367.383366135	547.582076664	3272.039572601	4876.949773057
-11.1202114	384.999999996	3926.602829618	34.621644096	353.105053694

Top Rotation rad	Shear React. kN	Mom. React. m -kN	K23 kN /rad	K33 m -kN /rad
4.173131E-09	0.001064767	0.001129848	255148.	270744.
1.256237E-08	0.003205267	0.003401182	255148.	270744.
1.991089E-08	0.005080227	0.005390745	255148.	270744.
2.512475E-08	0.006410533	0.006802363	255148.	270744.
2.916893E-08	0.007442399	0.007897299	255148.	270744.
3.247327E-08	0.008285494	0.008791927	255148.	270744.
3.526704E-08	0.008998321	0.009548324	255148.	270744.
3.768712E-08	0.009615800	0.010203545	255148.	270744.
3.982179E-08	0.010160455	0.010781490	255148.	270744.
4.173131E-08	0.010647665	0.011298480	255148.	270744.

Figura 18.- Matriz de rigideces recomendada por LPILE v6.0 para incorporar la interacción suelo-estructura.

## 2.8.4 Extrapolación de la Resistencia Límite a Carga Lateral (Limitaciones LPILE v6.0)

En las secciones 2.8.2 y 2.8.3 se describe el mecanismo de falla del pilote, mediante el cual el estado límite a resistencia a carga lateral se da una vez que se genera la segunda rótula plástica en el pilote. El procedimiento descrito en 2.8.2 y 2.8.3 se puede complementar incorporando a la superposición de los estados de carga que modelan los efectos inerciales, el estado de carga por deformación del suelo que modela los efectos cinemáticos.

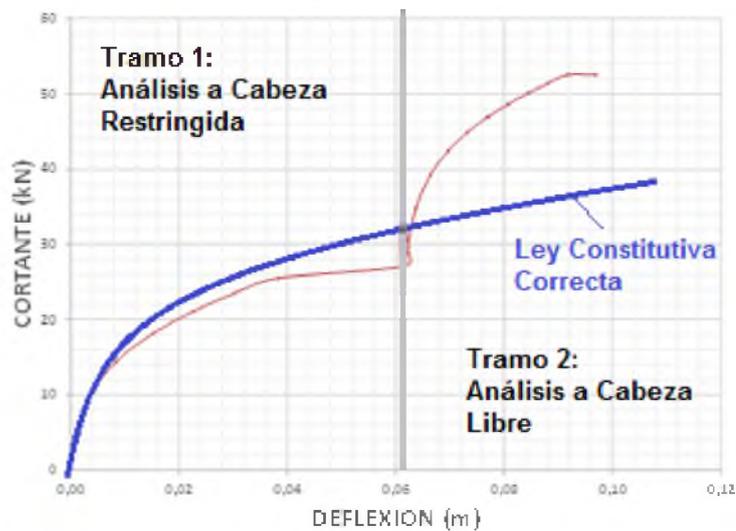
Así la Ley Constitutiva de la Matriz de Rigidez de la Interacción Suelo-Pilote se obtendría superponiendo los siguientes 3 estados de carga:

1. Modelar en LPILE los efectos cinemáticos (Capítulo 5.1.4: Efectos Cinemáticos) usando un perfil de deformación del suelo.
2. Modelar los efectos inerciales del pilote en su estado inicial tomando como condición de borde un pilote de cabeza empotrada en el encepado (Cabeza restringida).
3. Modelar la resistencia límite a carga lateral del pilote superponiendo los estados de carga anteriores con un tercer estado que modela al pilote con cabeza articulada en el encepado (Cabeza Libre). Esta condición de borde toma en cuenta la degradación de la rigidez del suelo en el instante en que se generó la primera rótula plástica, cuando ha ocurrido  $V_y$  y  $y_y$ .

Considerar la no linealidad de la interacción (ejecutando primero un análisis a cabeza restringida y luego uno a cabeza libre) es muy realista desde la óptica de la determinación de la capacidad a carga lateral del pilote, porque el pilote puede ser cargado un poco más sin exceder el límite de deformaciones permisibles (2%).

Sin embargo, LPILE v6.0 presenta una importante limitación de llevar a cabo este procedimiento de forma precisa. LPILE no permite simular una condición de borde inicial de cabeza libre que considere el estado de esfuerzos y deformaciones alcanzados por el suelo y el pilote en su estado degradado por  $V_y$  y  $y_y$  (como resultado de la ejecución anterior del análisis con cabeza restringida); sino que ejecuta el modelo de cabeza libre sin considerar la modificación de los esfuerzos y deformaciones y usa la rigidez elástica del suelo y el pilote. Esto genera un problema de incompatibilidad de deformaciones y pérdida de precisión en el cálculo del equilibrio de fuerzas. La figura 19 muestra la ley constitutiva que se obtiene mediante la superposición de los resultados del análisis a cabeza restringida y cabeza libre, y la incorporación de los efectos cinemáticos. El problema anteriormente

descrito es evidente en la forma del gráfico superpuesto. El primer tramo de la curva roja corresponde al análisis a cabeza restringida y el segundo tramo corresponde al análisis a cabeza libre. La curva azul muestra una ley constitutiva que es consistente con la compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas y es obtenida mediante la extrapolación y ajuste de los resultados de los tres análisis en superposición.



**Figura 19.- Principio de Superposición de ley constitutiva a fuerza horizontal desarrollado en LPILE v6.0**

Para llevar a cabo los objetivos planteados en el presente trabajo de grado se requiere conseguir una ley constitutiva donde se pueda modelar la degradación de la rigidez de la interacción suelo – pilote con el aumento de la deformación. Por lo que se usará una curva extrapolada de rigidez a partir de  $V_y$  y  $y_y$  que sea consistente con los resultados obtenidos en términos de la Capacidad Límite de Resistencia del pilote, pero que no son posibles de obtener rigurosamente con LPILE. El procedimiento usado será:

1. Modelar la condición de cabeza restringida en LPILE v6.0. (Sección 2.8.2 del presente capítulo)
2. Incorporar los efectos cinemáticos. (Capítulo 5: Análisis en LPILE v6.0)

3. Obtener la matriz de rigideces recomendada por LPILE para incorporar la interacción suelo-estructura para la condición  $V_y - y_y$ . (Sección 2.8.2 del presente capítulo).
4. Extrapolar la forma de la gráfica para completar la ley constitutiva a mayores desplazamientos más allá de  $V_y - y_y$  hasta alcanzar  $V_u - y_u$ . El proceso gráfico – matemático de esta fase se encuentra detallada en el Capítulo 5: Análisis en LPILE v6.0

Los motivos por los que se decide modelar la condición de cabeza restringida son:

- Modelar de manera precisa la degradación de la rigidez del suelo desde la condición inicial (perfectamente elástica) hasta la condición  $V_y - y_y$ .
- El análisis de la estructura en interacción con el suelo se hará para Sismos de Servicio que demandan un comportamiento inelástico con bajo nivel de ductilidad en la estructura y en el suelo a un estado cercano de  $V_y$  y  $y_y$ .

La principal desventaja al realizar solo un análisis a cabeza restringida, consiste en que el pilote no alcanza toda su capacidad ante carga lateral lo que se espera que ocurra para el sismo último y un comportamiento inelástico de la superestructura. Esta limitación no afecta los resultados y conclusiones de este estudio dado que éste Trabajo de Grado se limita a la evaluación del comportamiento elástico de la superestructura para Sismos de Servicio.

## Capítulo 2.9 Analogía de Lysmer

En el año 2003, Hector Aguilar y Javier Avilés estudiaron un modelo de interacción entre una estructura, la cimentación y el suelo circundante para evaluar la influencia de un grupo de pilotes a fricción en la respuesta estructural ante una excitación sísmica (Aguilar, H. Avilés, Javier; 2003)<sup>12</sup>. El sistema planteado en su investigación es idealizado por medio de masas

concentradas, resortes y amortiguadores; donde los resortes y amortiguadores dependen de la frecuencia de la excitación.

### 2.9.1 Rigidez Dinámica del Conjunto Suelo-Cimentación

Aguilar y Avilés referencian la investigación de Lysmer<sup>14</sup>, la analogía de Lysmer establece que el comportamiento dinámico de una cimentación cargada verticalmente sobre un semiespacio puede determinarse empleando un oscilador de un grado de libertad con coeficientes de rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia de la excitación, estos coeficientes representan la rigidez dinámica que controla el comportamiento de la cimentación. La principal virtud de la analogía de Lysmer se debe a que los resultados obtenidos han sido corroborados con estudios experimentales.

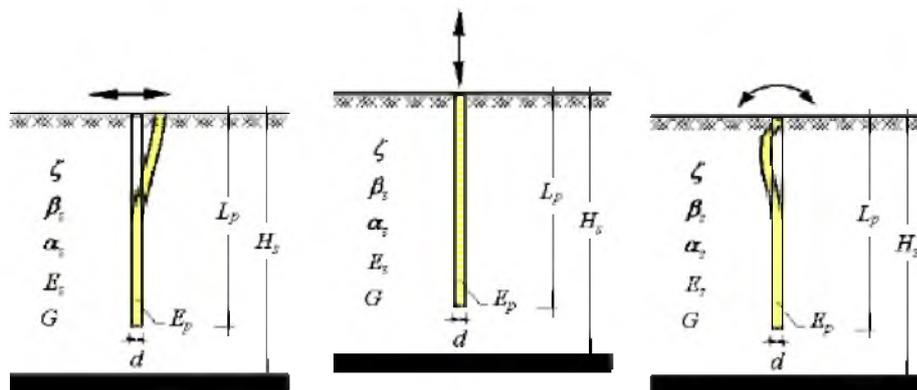


Figura 20.- Propiedades Geométricas, Mecánicas y Dinámicas que definen la Rigidez Dinámica del conjunto Suelo-Cimentación. (Aguilar, H. Avilés, Javier; 2003)<sup>12</sup>

Las rigideces dinámicas o funciones de impedancia se definen como la relación entre la fuerza/momento excitadora y el desplazamiento/rotación resultante en la dirección de la fuerza, en un estado estacionario. La representación matemática de la rigidez dinámica es una función compleja que depende de la frecuencia de excitación ( $\omega$ ):

$$\tilde{K}(\omega) = K(k + i\omega c)$$

La parte real representa la rigidez del suelo (idealizada como un resorte) y la parte imaginaria el amortiguamiento (idealizado como un amortiguador). La expresión anterior muestra que la rigidez dinámica puede ser determinada mediante una rigidez estática ( $K$ ) y un factor complejo ( $k + i\omega c$ ) que considera las características de inercia y amortiguamiento del sistema.

$$\tilde{K}(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega)$$

Donde  $K_m$  y  $C_m$  representan el resorte y el amortiguador equivalente del suelo para el modo "m" de vibración que puede ser: vertical, horizontal o cabeceo,  $\omega$  es la frecuencia de excitación y  $\tilde{K}$  es la rigidez dinámica para el modo de vibración "m". Los valores de  $K_m$  y  $C_m$  pueden ser determinados mediante el producto de la rigidez estática para un modo de vibración  $K_m^0$  y un coeficiente  $k_m$ :

$$K_m = K_m^0 k_m \qquad C_m = \frac{2K_m^0 c_m}{\omega}$$

La investigación de Aguilar y Avilés está dirigida a pilotes a fricción, y en este tipo de cimentación la respuesta dinámica de la estructura no depende de la longitud del pilote; solo una porción de la longitud total del pilote próxima a su cabeza, conocida como longitud activa " $L_a$ " (Gazetas, 1991)<sup>17</sup>, transmitirá esfuerzos al suelo circundante durante la aplicación de cargas o momentos. Por lo tanto las expresiones expuestas en su investigación son válidas siempre y cuando:

$$L_a = 2d \left( \frac{E_p}{E_s} \right) \leq L_p$$

Donde "d" es el diámetro del pilote, " $E_p$ " y " $E_s$ " son el módulo elástico del pilote y del suelo respectivamente. Y " $E_s$ " está en función del Módulo de Rigidez al Corte del suelo " $G_s$ " y el coeficiente de poisson del suelo

$$E_s = 2(1 + \nu)G_s$$

Para determinar la Rigidez estática “ $K_m^0$ ”, el coeficiente de rigidez “ $k_m$ ” y el coeficiente de amortiguamiento “ $c_m$ ” Aguilar y Avilés modificaron la expresiones propuestas por Gazetas<sup>17</sup>.

Modo de vibración	Rigidez estática	Coficiente de rigidez	Coficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^0 = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0,8\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,8\zeta + 0,175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,17} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = 1,9dE_s \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0,67}$	$k_v = \begin{cases} 1 & \text{para } \frac{L_p}{d} < 15 \\ 1 + \sqrt{\eta} & \text{para } \frac{L_p}{d} \geq 50 \end{cases}$	$c_v = \begin{cases} 0 & \text{para } \eta \leq \frac{3,4}{\pi(1-\nu)}\eta_s \\ \frac{0,413}{(1+\nu)} \left(\frac{L_p}{d}\right)^{0,33} \Psi \eta^{0,8} & \text{para } \eta > \frac{5,1}{\pi(1-\nu)}\eta_s \end{cases}$ donde $\Psi = \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L_p/d)^{-2}}\right)$
Cabeceo	$K_r^0 = 0,15d^3E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$k_r = 1$	$c_r = \begin{cases} 0,25\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,25\zeta + 0,056 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,2} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$
Acoplado	$K_{hr}^0 = -0,22d^2E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,5}$	$k_{hr} = 1$	$c_{hr} = \begin{cases} 0,5\zeta & \text{para } \eta \leq \eta_s \\ 0,5\zeta + 0,135 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,13} \eta & \text{para } \eta > \eta_s \end{cases}$

**Tabla 2.- Parámetros para determinación de la Rigidez Dinámica. (Gazetas, 1991)**

Donde “ $\eta$ ” es la frecuencia normalizada, “ $\eta_s$ ” y “ $\eta_p$ ” es la frecuencia fundamental del estrato de suelo bajo vibración de ondas transversales “ $\beta_s$ ” y ondas longitudinales “ $\alpha_s$ ”. Los parámetros mecánicos, geométricos y dinámicos necesarios para definir los parámetros en la tabla 2, se encuentran en la figura 19. Como se puede apreciar en la Tabla 2, la rigidez estática depende meramente de los parámetros geométricos y mecánicos del suelo y el pilote; mientras que el coeficiente de rigidez es siempre 1, excepto para el modo de vibración vertical donde la rigidez dinámica depende de la esbeltez del pilote. Los coeficientes de amortiguamiento están controlados por la frecuencia adimensional, y dependen de la combinación del módulo de elasticidad del suelo y el hormigón, así como el amortiguamiento del material.

## 2.9.2 Efectos de Grupo en Pilotes: Interacción Dinámica

Para calcular el factor de interacción de un pilote activo “p” sobre un pilote pasivo “q” es aceptable reemplazar al pilote y su geometría asumiendo el centro de gravedad de la sección del pilote (Sánchez Salinero, 1983; Roesset, 1984). Dorby y Gazetas en 1988 propusieron un método simple para aplicar factores de interacción en un grupo de pilotes flotantes para el cálculo de rigideces y amortiguamientos dinámicos para cada forma de vibración: vertical, horizontal o a cabeceo:

- **Vibración Vertical:** El efecto que produce la vibración de un pilote “p” sobre un pilote “q” se evalúa mediante el factor de interacción dinámica “ $\alpha_v$ ”.

$$\alpha_v = \left(\frac{S}{r_0}\right)^{-0.50} e^{-\zeta\omega S/\beta} e^{-\omega S/\beta}$$

Donde “S” es la separación de eje a eje de los pilotes,  $r_0=d/2$  y la velocidad de ondas transversales  $\beta = \sqrt{G/\rho}$ . A partir de esta ecuación se calcula la respuesta de un grupo de 2x2 pilotes, a partir de la Matriz de impedancia establecida por Gazetas para determinar la rigidez dinámica de un grupo de pilotes:

$$\frac{1}{\bar{K}_v} \begin{bmatrix} 1 & \alpha_{12} & \alpha_{13} & \dots & \alpha_{1n} \\ \alpha_{21} & 1 & \alpha_{23} & \dots & \alpha_{2n} \\ \alpha_{31} & \alpha_{32} & 1 & \dots & \alpha_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \alpha_{n1} & \alpha_{n2} & \alpha_{n3} & \dots & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ \vdots \\ P_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ \vdots \\ 1 \end{Bmatrix}$$

Figura 21.- Matriz de Impedancia Vertical para un grupo de n pilotes. (Gazetas, 1988)<sup>15</sup>

Resultando la rigidez dinámica de un grupo de 4 pilotes distribuidos en un arreglo de 2x2:

$$\bar{K}_v^G = \frac{4P}{X_1} = \frac{4\bar{K}_v}{1 + [2\alpha_{v(S)}] + [\alpha_{v(S\sqrt{2})}]}$$

En esta última expresión  $[2\alpha_{v(s)}]$  es el factor de interacción para los dos pilotes separados a una distancia  $S$  y  $[\alpha_{v(s\sqrt{2})}]$  es el factor de interacción para el pilote en diagonal separado  $S\sqrt{2}$  del pilote tomado como referencia.

- **Vibración Horizontal:** El factor de interacción dinámica para un grupo de pilotes oscilando lateralmente viene definido por  $\alpha_h$ , que depende de la frecuencia excitadora “ $\omega$ ”, la distancia “ $S$ ” y el ángulo “ $\theta$ ” que forma la línea virtual que los separa. Sin embargo, es aceptable evaluar el coeficiente de interacción horizontal para los ángulos  $0^\circ$  y  $90^\circ$  utilizando la siguiente ecuación que es aplicable a cualquier ángulo “ $\theta$ ” (Gazetas, 1988).

$$\alpha_h(\theta^\circ) = [\alpha_h(0^\circ)(\cos \theta)^2] + [\alpha_h(90^\circ)(\sin \theta)^2]$$

$$\alpha_h(90^\circ) \approx \alpha_v$$

$$\alpha_h(0^\circ) = \left(\frac{S}{r_0}\right)^{-0.5} e^{-\zeta\omega S/\beta_L} e^{-\omega S/\beta_L}$$

Siendo “ $\beta_L$ ” la velocidad análoga de Lysmer<sup>14</sup>:

$$\beta_L = \frac{3.4\beta}{\pi(1-\nu)}$$

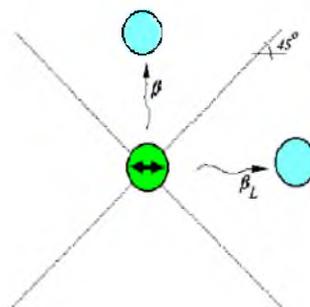


Figura 22.- Velocidades de Onda aparentes producidas por un pilote oscilando lateralmente. (Aguilar, 2010)<sup>18</sup>

Resultando la rigidez dinámica de un grupo de 4 pilotes distribuidos en un arreglo 2x2:

$$\widetilde{K}_h^G = \frac{4P}{X_1} = \frac{4\widetilde{K}_h}{1 + [\alpha_h(0^\circ)] + [\alpha_h(90^\circ)] + [\alpha_h(45^\circ)]}$$

Donde  $[\alpha_h(0^\circ)S]$  es el factor de interacción horizontal para el pilote que está a una distancia  $S$  y en la misma dirección que la aplicación de la fuerza sísmica,  $[\alpha_h(0^\circ)S]$  es el factor de interacción horizontal para el pilote que está a una distancia  $S$  y en dirección transversal a la aplicación de la carga sísmica y  $[\alpha_h(45^\circ)S\sqrt{2}]$  es el factor de interacción horizontal para el pilote que está a una distancia  $S\sqrt{2}$  y a  $45^\circ$  de la dirección de la aplicación del sismo.

- **Vibración a Balanceo:** La rigidez dinámica por cabeceo para el grupo de pilotes viene definida por las rigideces dinámicas al cabeceo  $\widetilde{K}_r$  y la rigidez dinámica a vibración vertical  $\widetilde{K}_v$  de cada pilote:

$$\widetilde{K}_r^G = \sum_{i=1}^n (\widetilde{K}_r^i + \widetilde{K}_v^i \varepsilon_i^2)$$

Donde " $\varepsilon_i$ " es la distancia que cada pilote del arreglo de " $n$ " pilotes tiene con respecto al eje principal de rotación de la cimentación en la dirección de análisis. En la vibración a cabeceo no hay interacción entre pilotes, debido a que la conexión encepado-pilote restringe las rotaciones en la cabeza de cada pilote. Se produce una deformación por rotación tan baja en cada pilote, que su efecto tiene una zona de influencia muy pequeña. De hecho, para la separación mínima recomendada para pilotes (de  $2.5\phi$  a  $3\phi$ ), los pilotes vecinos están fuera de la zona de influencia (Aguilar, 2010)<sup>18</sup>.

### **CAPÍTULO 3: DATOS PARA EL MODELAMIENTO MATEMÁTICO DEL SISTEMA CON Y SIN INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

En el presente trabajo de grado se estudian los resultados del análisis estructural (en términos de derivas de entrepiso, demanda del Cortante Sísmico e índice de estabilidad lateral) de dos modelos por separado. Ambos modelos constan de un edificio de 8 pisos asentado en suelo blando tipo E (NEC-15) por medio de pilotes largos; cuya superestructura es de acero estructural y debe resistir una combinación de cargas gravitacionales y sísmicas.

La diferencia radica en la condición de apoyo del edificio y la rigidez de la cimentación:

- **Modelo 1:** Asume una condición de empotramiento perfecto en la base. La base de la edificación está totalmente restringida a deformaciones horizontales o verticales, así como a rotación.
- **Modelo 2:** Asume una condición en la base semi-empotrada, la que es representada por un conjunto de resortes no lineales: verticales, horizontales y tipo espiral. Esto permite que la edificación rote y se desplace tanto horizontal como verticalmente de manera proporcional a las reacciones verticales y horizontales y el momento de volteo producidas en los apoyos de la edificación. Esta condición de apoyo simula los efectos de la interacción suelo – estructura.

Los elementos estructurales de la edificación y cargas aplicadas son iguales en cada modelo. Sin embargo para poder obtener las leyes constitutivas que representan la interacción suelo-estructura en el “Modelo 2”, o las funciones que definen las rigideces del conjunto de resortes no lineales en la base, es necesario usar la información geotécnica proveniente de un perfil estratigráfico para el diseño de una cimentación profunda; cimentación que debe ser adecuada según las cargas aplicadas y los parámetros de

resistencia mecánicas del suelo. Por lo que para llevar a cabo los modelos se necesitan definir los siguientes elementos:

- Registros Historia – Tiempo (Acelerogramas)
- Superestructura: Edificio de 8 pisos.
- Perfil estratigráfico: Correspondiente a un suelo tipo E típico.
- Diseño geotécnico de la cimentación profunda.

### 3.1 Registros Historia – Tiempo (Acelerogramas)

Se usan 3 registros sísmicos aceleración – tiempo escalados a 0.20g para simular una aceleración correspondiente a un Sismo de Servicio amplificado por el factor de sitio correspondiente a un suelo Tipo E (NEC-15), el proceso de escalamiento está detallado en el Capítulo 4.1.2.

Los registros seleccionados son ricos en contenidos de periodos vibratorios del suelo hasta un periodo “T” equivalente a 1.50 segundos, correspondiendo a suelos tipo E y dan sostenibilidad a la solicitud sísmica impuesta sobre estructuras con periodo de  $1.00s < T < T=1.50s$ . Esto es conveniente ya que el periodo fundamental de la edificación es modificado por cambios en su respuesta dinámica, debido a la flexibilización en su base al incorporar la interacción suelo-estructura; y su respuesta ante un tipo particular de registro puede ser diferente en términos de magnitud de aceleraciones y desplazamientos absolutos esperados cuando es analizado con o sin interacción suelo-estructura en su base. Los registros sísmicos originales y escalados se encuentran en el Anexo I; a continuación el resumen de sus parámetros más relevantes:

- **Sismo Eureka:** Terremoto de magnitud 6.5 en la escala de Richter, ocurrió el 21 de Diciembre de 1954 en la ciudad de Eureka en Estados Unidos. La estación acelerográfica está situada sobre suelo tipo E (Arcillas blandas). La aceleración máxima registrada fue de 0.16g. Tipo de falla: Transcurrente dextral.

- **Sismo Imperial Valley:** Terremoto de en la escala de Richter 6.9 que sacudió la región de Imperial Valley en Estados Unidos, ocurrió el 19 de Mayo de 1945. La estación registró una aceleración máxima de 0.32g, sobre suelo tipo D. Tipo de falla: Transcurrente dextral.
- **Sismo Guayaquil:** Una estación acelerográfica ubicada en el centro de la ciudad de Guayaquil, suelo tipo E, registró una aceleración máxima de 0.029g durante un sismo pequeño ocurrido en 1990. Tipo de falla, por subducción.

A pesar que los sismos Imperial Valley y Eureka son originados por una fuente (Falla de San Andrés tipo transcurrente dextral) distinta al tipo de fuente esperada para Guayaquil (sismos de subducción), al ser dichos sismos registrados cerca de los focos son ricos en contenido de frecuencias y pueden ser usados para modelar la respuesta de estructuras en otro ambiente sísmo-genético cuando se trata de suelos con  $T_s < 1.50$  s.

Lo fundamental es que el perfil de suelo en Eureka e Imperial Valley contienen las frecuencias vibratorias de sitio, que son similares a las del suelo tipo E de Guayaquil. En lo relativo a los efectos de sitio las propiedades dinámicas del suelo que están en función de la geotécnica y las leyes constitutivas de los estratos, son muy parecidas en todas las arcillas tipo E en el mundo.

Las figuras 23 y 24 muestran el espectro de aceleración de cada acelerograma original y escalado a 0.20g, a un amortiguamiento estructural de 2%.

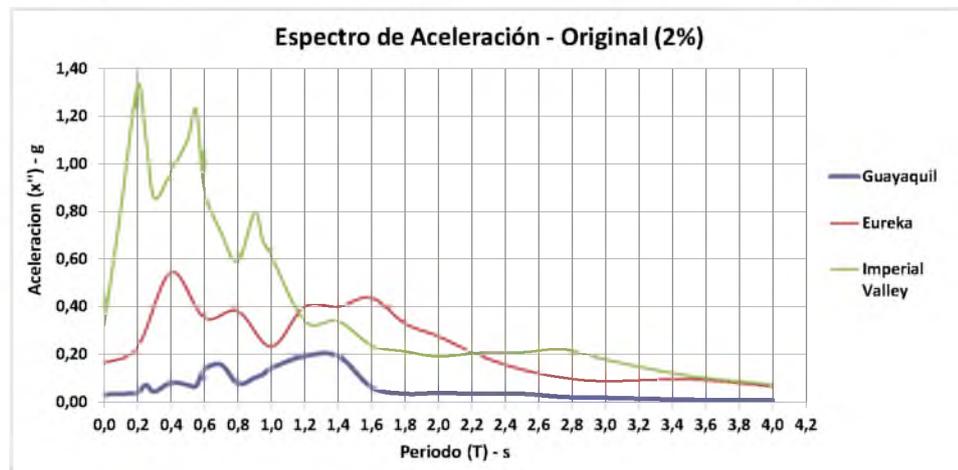


Figura 23.- Espectro de Aceleración original de cada Acelerograma registrado.

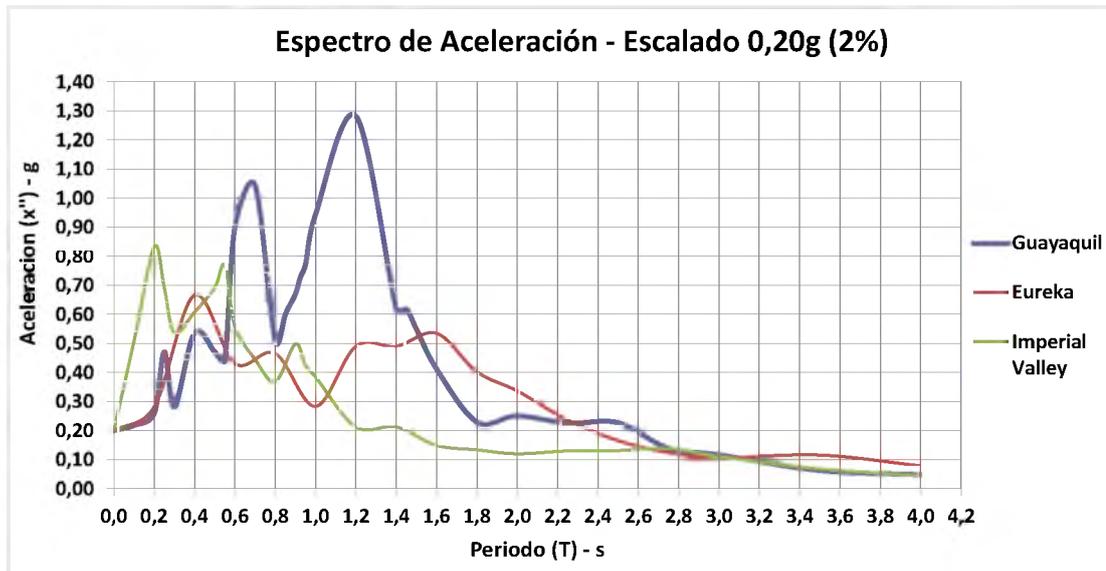


Figura 24.- Espectro de Aceleración escalado a 0.20g de cada Acelerograma registrado.

### 3.2 Datos de la Superestructura

La estructura rotulada como “caso de estudio”, es una edificación seleccionada para ser estudiada en el presente trabajo de grado y no se encuentra construida o en proyecto en sitio específico alguno.

#### 3.2.1 Especificaciones Técnicas

El edificio ha sido diseñado bajo los siguientes criterios:

- Estructura de acero estructural empleando el código AISC 360-10. Y para elementos a cargas sísmicas el código AISC 341-10.
- Acero estructural empleado tipo: ASTM A992 Fy50 (Fy = 50 ksi)
- Hormigón empleado  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ .
- Varillas de acero corrugadas  $f_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .
- Cada piso es infinitamente rígido.
- Vigas secundarias se las considera simplemente apoyadas.
- Columnas.- Conformada por una sección compuesta: Tubos de acero estructural rellenos de hormigón.
- Vigas: Vigas tipo I de acero estructural soldadas en fábrica.

- El edificio debe resistir en la condición elástica un Sismo de Servicio.

### 3.2.2 Cargas Gravitacionales de Diseño

La carga gravitacional para cada piso tipo consta de:

- Carga Gravitacional Muerta = 0.462 Ton/m<sup>2</sup>
  - Losa (Espesor promedio 10cm) = 0.240 Ton/m<sup>2</sup>
  - Steel Panel de Acero (Espesor 0.75mm) = 0.010 Ton/m<sup>2</sup>
  - Baldosas = 0.022 Ton/m<sup>2</sup>
  - Paredes = 0.150 Ton/m<sup>2</sup>
  - Ductos y Varios = 0.040 Ton/m<sup>2</sup>
- Carga gravitacional Viva = 0.200 Ton/m<sup>2</sup>

La carga gravitacional en la cubierta consta de:

- Carga Gravitacional Muerta = 0.283 Ton/m<sup>2</sup>
  - Losa (Espesor promedio 7.40cm) = 0.178 Ton/m<sup>2</sup>
  - Steel Panel de Acero (Espesor 0.65mm) = 0.010 Ton/m<sup>2</sup>
  - Paredes (50% entrepiso) = 0.075 Ton/m<sup>2</sup>
  - Ductos y Varios = 0.020 Ton/m<sup>2</sup>
- Carga gravitacional Viva (40% carga de piso) = 0.080 Ton/m<sup>2</sup>

### 3.2.3 Descripción Geométrica

El caso de estudio es una estructura ideal, no presenta irregularidades en planta o nivel, y tiene un alto grado de redundancia:

- Edificio de 8 pisos. Altura de 4,25 m en el entrepiso de la planta baja y 3,25 m los siguientes. Altura Total 27 m.
- Estructura redundante de 4 ejes de columnas (6 columnas separadas 9.50 m entre sí).

- Ejes de columnas separados 8,50 m entre sí. (Área de implantación:  $47,5 \times 25,5 \text{ m} = 1211,25 \text{ m}^2$ ).
- Centro de masas coincide con el centro de gravedad geométrico.
- Vigas secundarias separadas 2.375 m entre sí.

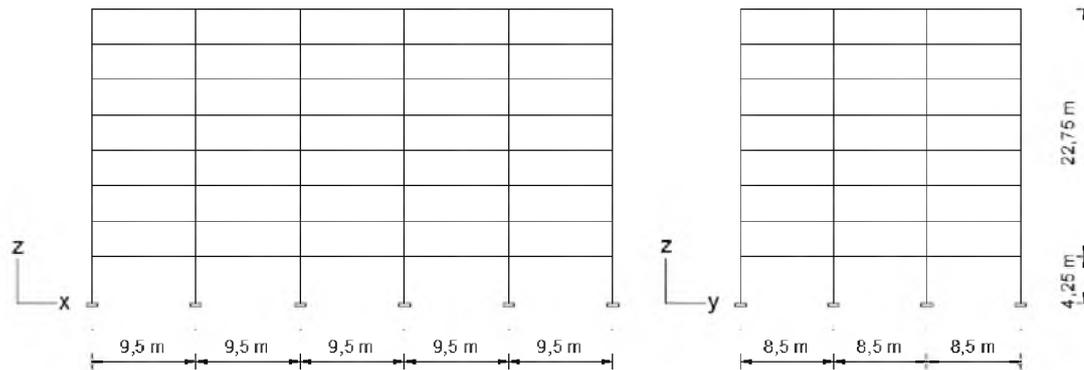


Figura 25.- Vistas laterales de Caso de Estudio.

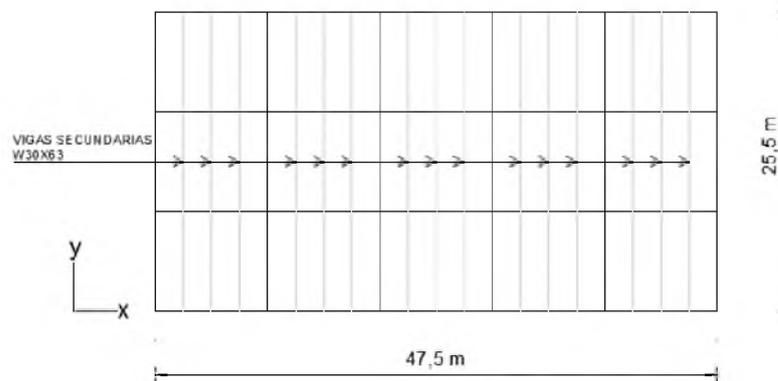


Figura 26.- Vista en Planta de Caso de Estudio.

### 3.2.4 Elementos estructurales – Secciones

Se utilizó una misma columna en todos los entresijos, la columna es un perfil tubular cilíndrico que tiene como diámetro exterior 101cm y un espesor de 1.50cm. El interior de la columna está relleno de hormigón armado y tiene  $28\emptyset 28\text{mm}$  distribuidas uniformemente a lo largo del perímetro de la columna, la sección está detallada en la Figura 21. El hormigón de las columnas aporta resistencia y esbeltez al pandeo en el diseño.

Se utilizaron dos vigas tipo que componen la estructura del edificio, las vigas principales son iguales en el sentido X y Y:

- W100 x 293: Para los entrepisos 1, 2, 3, 4.
- W80 x 233: Para los entrepisos 5, 6, 7, 8.

Las vigas secundarias están separadas 2,375 m entre sí y están orientadas en el sentido Y:

- W30 x 63 (VS): Para todos los entrepisos

Los entrepisos están enumerados de menor a mayor, de abajo hacia arriba.

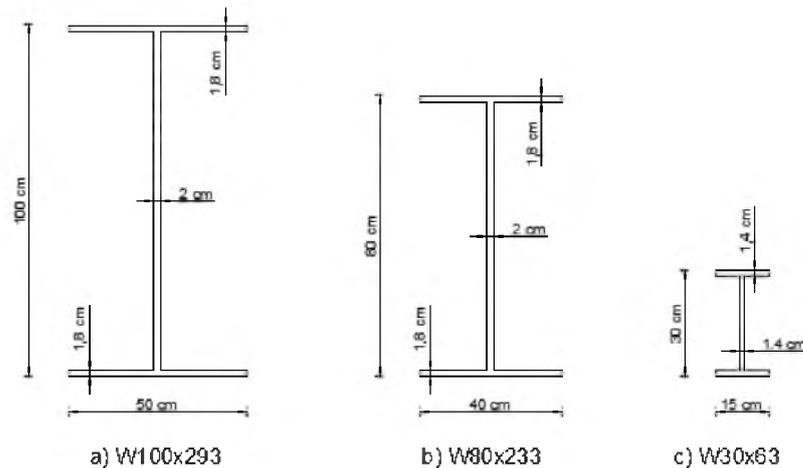


Figura 28.- Secciones de acero A992Fy50 utilizados en las vigas: a) y b) como vigas principales y c) como viga secundaria

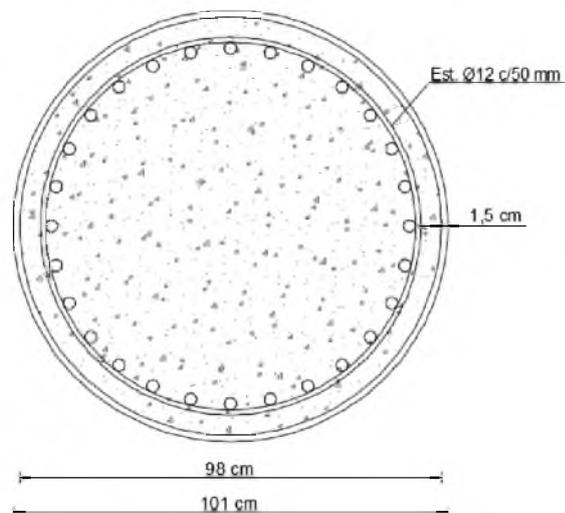


Figura 27.- Perfil tubular de acero A992Fy50, relleno con hormigón de resistencia de  $350 \text{ kg/cm}^2$  utilizado como columna.

### 3.2.5 Resistencia de Secciones

El momento capacidad y la resistencia a fuerza cortante de las secciones utilizadas para la superestructura están detalladas en la siguiente tabla:

CAPACIDAD	VIGAS			COLUMNA TUBULAR
	W100x293	W80x233	W30x63	
Momento (Ton-m)	424,8	269,3	27,08	700
F. de Corte (Ton)	420	336	88,2	391*

Tabla 3.- Resistencia de las Secciones Estructurales usadas en el Modelo.

En la tabla 3, la capacidad a fuerza de corte del hormigón y los estribos de las columnas no está incluido en  $\emptyset V_{columna} = 391 \text{ Ton}$ ; la capacidad a fuerza de corte presentada solo comprende la capacidad a corte del acero de la sección tubular. En todos los entrepisos el criterio de columna fuerte, viga débil se cumple:

$$1.2 \sum M_v \leq \sum M_c$$

$$1.2(424.8 + 424.8) \leq (700 + 700)$$

$$1019.5 \text{ Ton} - m \leq 1400 \text{ Ton} - m$$

### 3.3 Perfil Estratigráfico

El perfil estratigráfico (Adjunto en el Anexo II) es el resultado de una perforación real, ubicada en el campo de baseball de la Cdla. Kennedy (9759427 N, 622226 E) donde se recuperaron muestras de suelo alteradas (tipo cuchara partida) e inalteradas (usando tubos delgados Shelby). Esta perforación es identificada como GYE-BSF en la referencia (Vera, 2005) y cumple con los criterios de clasificación NEC-15 para un suelo Tipo E:

- $V_{s\text{prom}} = 110 \text{ m/s} < 180 \text{ m/s}$
- $W\% > 40\%$ ;  $IP > 20$ ;  $Su < 0,50 \text{ kg/cm}^2$ . (Espesor mayor a 3 m)

### 3.3.1 Método SHANSEP

Las perforaciones en el *Anexo II* (P-2 y P2B) indican que se hicieron ensayos de laboratorio y campo para determinar la resistencia al corte del suelo ( $S_u$ ). LPILE necesita como dato de entrada la resistencia al corte del suelo de cada estrato identificado; con el fin de corregir cualquier discontinuidad de la variación de  $S_u$  con la profundidad en el perfil estratigráfico se desarrolla SHANSEP. Los parámetros de OCR y el peso volumétrico fueron obtenidos del Sondeo P-2 y el índice plástico del sondeo P-2B (ANEXO II).

PROF (m)	P. Esp (Ton/m3)	$\sigma_{vo}$ (Ton/m2)	$\sigma_{vo}'$ (Ton/m2)	OCR	S	$S_u / \sigma_{vo}'$	$S_u$ (Ton/m2)
0,00 - 0,50	1,80	0,90	0,90				4,22
0,50 - 1,00	1,80	1,80	1,80				
1,00 - 1,50	1,80	2,70	2,70	6,66	0,300	1,56	
1,50 - 2,00	1,75	3,58	3,08				2,79
2,00 - 2,50	1,70	4,43	3,43				
2,50 - 3,00	1,70	5,28	3,78				
3,00 - 3,50	1,50	6,03	4,03	2,62	0,300	0,69	
3,50 - 4,00	1,50	6,78	4,28				
4,00 - 4,50	1,45	7,50	4,50				
4,50 - 5,00	1,45	8,23	4,73				
5,00 - 5,50	1,55	9,00	5,00	1,57	0,300	0,44	
5,50 - 6,00	1,55	9,78	5,28				2,22
6,00 - 6,50	1,45	10,50	5,50				
6,50 - 7,00	1,45	11,23	5,73				
7,00 - 7,50	1,45	11,95	5,95				
7,50 - 8,00	1,40	12,65	6,15				
8,00 - 8,50	1,40	13,35	6,35	1,00	0,300	0,30	1,91
8,50 - 9,00	1,40	14,05	6,55				
9,00 - 9,50	1,40	14,75	6,75				
9,50 - 10,00	1,40	15,45	6,95				1,50
10,00 - 10,50	1,40	16,15	7,15				
10,50 - 11,00	1,40	16,85	7,35				
11,00 - 11,50	1,40	17,55	7,55				0,8
11,50 - 12,00	1,40	18,25	7,75				
12,00 - 12,50	1,40	18,95	7,95				0,7
12,50 - 13,00	1,40	19,65	8,15				
13,00 - 13,50	1,40	20,35	8,35				
13,50 - 14,00	1,40	21,05	8,55				
14,00 - 14,50	1,40	21,75	8,75				
14,50 - 15,00	1,40	22,45	8,95				
15,00 - 15,50	1,55	23,23	9,22				
15,50 - 16,00	1,55	24,00	9,50				
16,00 - 16,50	1,55	24,78	9,77				
16,50 - 17,00	1,40	25,48	9,97				
17,00 - 17,50	1,40	26,18	10,18				
17,50 - 18,00	1,40	26,88	10,38				
18,00 - 18,50	1,40	27,58	10,58				0,40
18,50 - 19,00	1,40	28,28	10,78				
19,00 - 19,50	1,40	28,98	10,98				
19,50 - 20,00	1,55	29,75	11,25				
20,00 - 20,50	1,55	30,53	11,53				
20,50 - 21,00	1,55	31,30	11,80				
21,00 - 21,50	1,60	32,10	12,10				
21,50 - 22,00	1,60	32,90	12,40				
22,00 - 22,50	1,60	33,70	12,70				

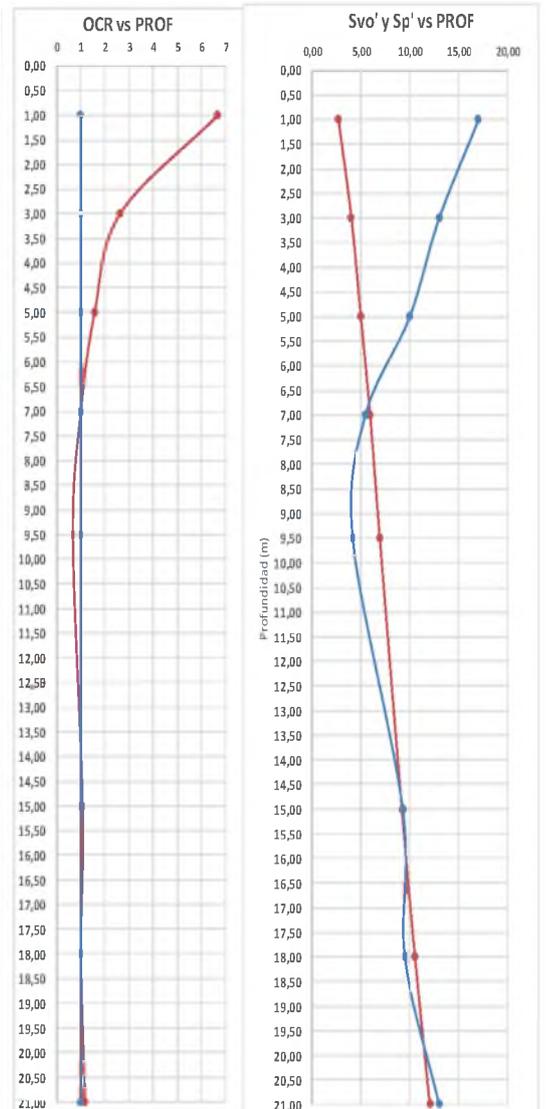


Tabla 4.- Análisis numérico del perfil estratigráfico por medio del método SHANSEP

La resistencia al corte no drenado normalizada ( $S_u$ ) ha sido determinada según lo expuesto en el Capítulo 2.2.1 usando la siguiente expresión:

$$\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vo}}\right)_{OC} = S OCR^m$$

El gráfico 1 muestra el comportamiento normalizado de la relación  $S_u/\sigma'_{vo}$  en función de la relación de sobre-consolidación (OCR), que mejor se ajusta a la resistencia al corte ( $S_u$ ) obtenida a partir del ensayo de la veleta de campo; donde se obtiene  $S = 0.30$  y  $m = 0.87$ .

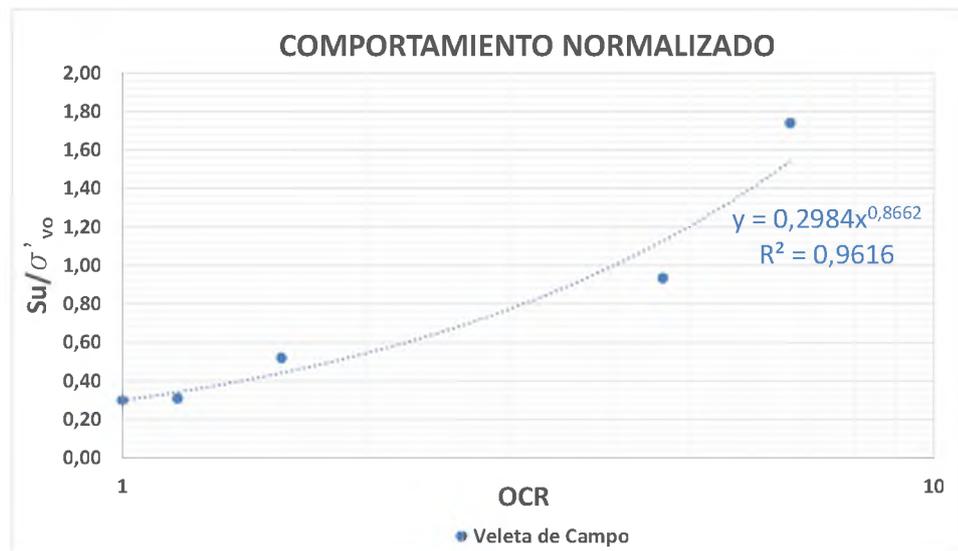


Figura 29.- Comportamiento normalizado de la relación  $S_u/\sigma'_{vo}$  en función de la relación de sobre-consolidación (OCR).

El perfil estratigráfico es modelado en LPILE con 8 estratos cohesivos representativos:

- De 0.00 a 1.50 m:  $S_u = 4.20 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 2.70 \text{ Ton/m}^2$
- De 1.50 a 4.00 m:  $S_u = 2.80 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 4.30 \text{ Ton/m}^2$
- De 4.00 a 8.00 m:  $S_u = 2.20 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 6.20 \text{ Ton/m}^2$
- De 8.00 a 9.00 m:  $S_u = 1.90 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 6.40 \text{ Ton/m}^2$
- De 9.00 a 11.00 m:  $S_u = 1.50 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 7.35 \text{ Ton/m}^2$
- De 11.00 a 12.00 m:  $S_u = 0.80 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 7.80 \text{ Ton/m}^2$
- De 12.00 a 13.50 m:  $S_u = 0.70 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 8.40 \text{ Ton/m}^2$

- **De 13.50 a 27.00 m:**  $S_u = 0.40 \text{ Ton/m}^2$  y  $\sigma'_{vo} = 19.00 \text{ Ton/m}^2$

Y con un estrato arenoso representativo, cuya cota inferior está por debajo de la cota de la punta del pilote (Especificada en la sección 3.4 del presente capítulo):

- **De 27.00 a 31.00:**  $\phi' = 35^\circ$  y  $\sigma'_{vo} = 22.50 \text{ Ton/m}^2$

Se tomaron las características mecánicas: resistencia corte no drenado ( $S_u$ ) y ángulo de fricción efectivo ( $\phi'$ ), junto con el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_{vo}$ ), para describir los estratos cohesivos y granulares respectivamente; ya que estos son los parámetros mecánicos del suelo que necesita LPILE para modelar las curvas P-y (Capítulo 5: Análisis en LPILE v6.0).

La resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ), obtenida al aplicar SHANSEP, hasta los 9 m de profundidad ha sido elegida como parámetro de entrada para caracterizar el perfil estratigráfico definido en LPILE. Desde los 9 m hasta los 27 m se ha tomado como resistencia al corte no drenado ( $S_u$ ) el resultado directo del ensayo de la veleta de campo, puesto que a 9m de profundidad ya se alcanza una relación de sobre consolidación  $OCR = 1$ .

### 3.4 Diseño Geotécnico de Cimentación Profunda

La edificación está cimentada sobre encepados que unen 4 pilotes de hormigón armado. Los pilotes son hincados y tienen las siguientes características:

- Pilote hincado de sección cuadrada 0,50 x 0,50
- Pilotes separados entre ejes 2.50 m.
- Cota de Cabeza de pilote: -0.50 m. Cota de Punta de Pilote: -28.50 m
- 16 varillas de 22mm ( $\rho = 2.4\%$ )
- Capacidad por Punta: 271,46 Ton. Capacidad por Fuste: 92.80 Ton
- Capacidad Admisible (Considerando efectos de Grupo): 462 Ton

- Los pilotes fueron diseñados de acuerdo a la información proporcionada por el perfil estratigráfico.

A continuación se muestra un esquema de la distribución de los pilotes en el encepado y la distribución del acero en un pilote.

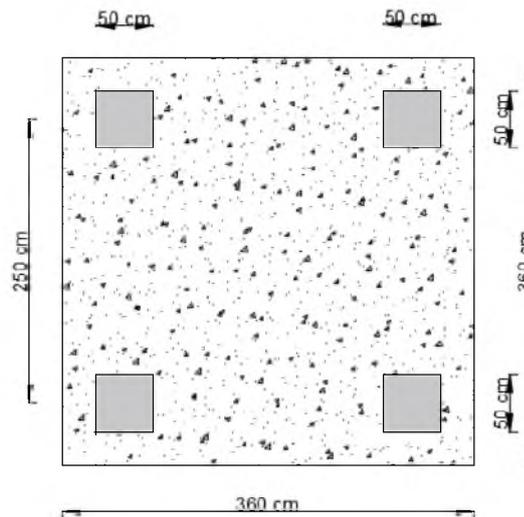


Figura 30.- Vista Superior de la distribución de los pilotes en el encepado

### 3.4.1 Diseño de Pilote Hincado

Las características del pilote son:

- Tipo hincado
- Cuadrado de lado = 0.50 m
- Cota de Cabeza de pilote: -0.50 m
- Cota de Punta de Pilote: -28.50 m
- Longitud de pilote: 28,00 m
- Resistencia a 28 días: 280 kg/cm<sup>2</sup>

El diseño del pilote se detalla en el *Anexo IV*.

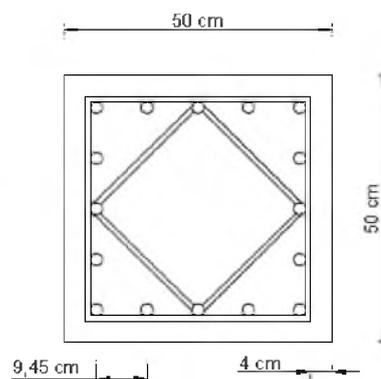


Figura 31.- Vista de Sección transversal de Viga de cimentación.

### 3.4.2 Diseño de Viga de Cimentación

Cada encepado está amarrado con sus consecutivos por medio de vigas peraltadas, las que aumentan considerablemente la rigidez al balanceo  $K_r$  y liberan al pilote de la acción de la flexión proveniente de la superestructura; dejando que la acción de flexión sobre pilotes sea principalmente dependiente del Corte Sísmico "V".

- Vigas rectangulares de 120 cm de alto y 80 cm de ancho.
- Acero Superior: 22 $\varnothing$ 28
- Acero Inferior: 11 $\varnothing$ 28
- Estribos  $\varnothing$ 10c/10 mm.
- Resistencia de Hormigón a 28 días: 350 kg/cm<sup>2</sup>

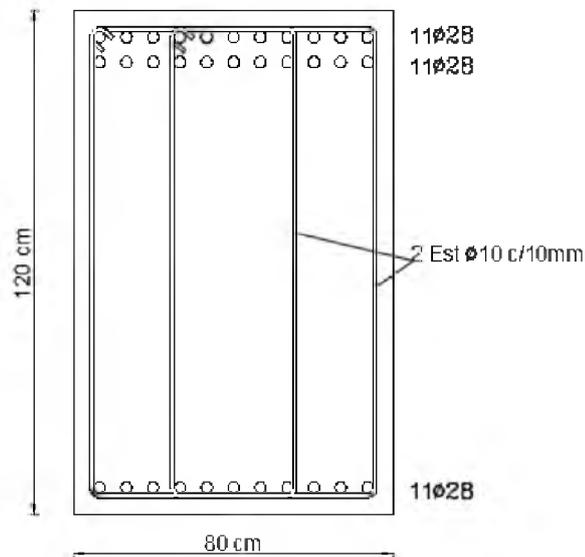


Figura 32.- Vista de Sección transversal de Viga de cimentación.

## **CAPÍTULO 4: CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

En el siguiente capítulo se describen las consideraciones que cumple la estructura para tener un buen desempeño sísmico, tomando en cuenta: derivas de entrepisos, demanda de Cortante Sísmico e índice de estabilidad lateral.

Para el modelo donde se incorpora la interacción suelo – estructura (Modelo 2), se dan criterios de diseño para que la cimentación de 4 pilotes unidos por un encepado en la cabeza donde descarga una columna de la superestructura presente un buen comportamiento ante la combinación de cargas laterales (Sismos) y verticales (Cargas gravitacionales de la superestructura).

### **4.1 Demanda de Cortante Sísmico**

Se hace un análisis comparativo entre el Cortante Basal Estático ( $V$ ) y el Cortante Basal Dinámico ( $V_d$ ). La fuerza Cortante resultante en la base al hacer un análisis historia tiempo en el primer modo de vibración se denomina Cortante Basal Dinámico. La Fuerza de Corte en la base de la estructura obtenida por medio del Espectro de Respuesta para suelo Tipo E establecido por NEC-15 se denomina Cortante Basal Estático “ $V$ ”.

#### **4.1.2 Cargas de Sismo**

Se usan registros historia – tiempo (Acelerogramas) para modelar la fuerza sísmica en la estructura. La edificación está diseñada de manera que responda ante un Sismo de Servicio con una demanda elástica en la mayoría de sus elementos estructurales o inelástica de baja ductilidad en unas pocas vigas. Un Sismo de Servicio, por su mayor frecuencia de ocurrencia, será de magnitud moderada y sucederá por lo menos una vez en la vida útil de la estructura. Si la estructura responde elásticamente a un Sismo de Servicio, entonces no se generan daños de tipo estructural y los daños de tipo no

estructural son pequeños. NEC-15 clasifica los sismos en 4 grupos, según su probabilidad de excedencia:

NEC-15	Tipo de Sismo	Probabilidad de Excedencia en 50 años	Periodo de Retorno - Tr (Años)	Tasa de Excedencia - 1/Tr
	Frecuente	0,5	72	0,01389
	Ocasional	0,2	225	0,00440
	Raro	0,1	475	0,00211
	Muy Raro	0,02	2500	0,00040

**Tabla 5.- Clasificación de sismo según la probabilidad de excedencia en 50 años (NEC-15)**

Donde se considera que un sismo con periodo de retorno de 72 años es de tipo frecuente, concepto con el que no concuerda la norma americana ASCE 7-10. La norma ASCE 7-10 establece un Sismo de Servicio como aquel sismo con un periodo de retorno ( $T_r$ ) de 25 años, ya que un sismo con  $T_r = 25$  años ocurrirá dos veces en la vida útil de 50 años de una estructura, lo que es coherente con el uso del término frecuente. ASCE-07 define un sismo Frecuente como aquel con una probabilidad de excedencia de 87%, en 50 años, y un periodo de retorno de 25 años; esta definición se ajusta mejor a un Sismo de Servicio.

ASCE-07	Tipo de Sismo	Probabilidad de Excedencia en 50 años	Periodo de Retorno - Tr (Años)	Tasa de Excedencia - 1/Tr
	Frecuente	87%	25	0,04000
	Ocasional	50%	72	0,01389
	Raro	10%	475	0,00211
	Muy Raro	2%	2500	0,00040

**Tabla 6.- Clasificación de sismo según la probabilidad de excedencia en 50 años (ASCE 7-10).**

En base a lo mencionado, el sismo establecido por NEC-15 con  $T_r = 72$  años es más bien un sismo tipo Ocasional de intensidad moderada ( $MMI=VII$ ), dado que su ocurrencia es estadísticamente probable con un número de eventos  $0.50 < N < 1$  en 50 años de vida útil.

Para el desarrollo del presente trabajo de grado se modela con un Sismo de Servicio del tipo Frecuente con  $T_r=25$  años. De acuerdo a la tabla 5, este sismo tipo presenta una tasa anual de excedencia de 0.040.

Con el uso de las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Guayaquil (NEC-15) se determina la aceleración esperada en roca (Suelo Tipo B):

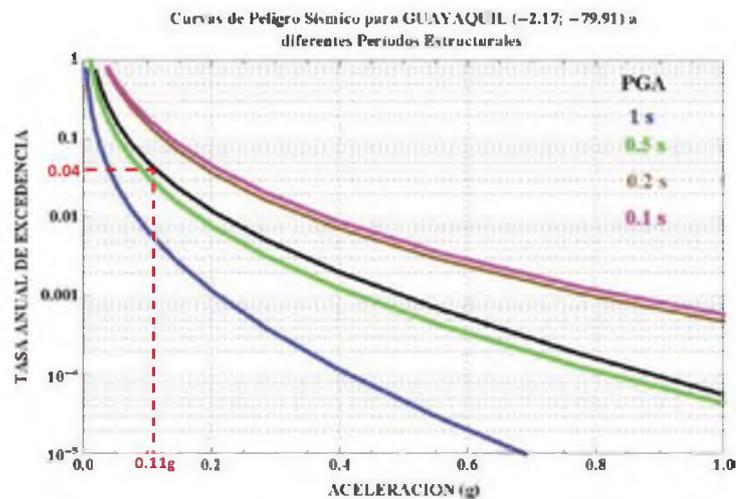


Figura 33.- Curva de Peligro sísmico para la Ciudad de Guayaquil: Determinación de la aceleración esperada en suelo tipo B para una tasa de excedencia de 0.04 (NEC-15).

Se espera una aceleración en roca de  $A_g = 0.11g$  ( $T_r = 25$  años). Para conocer el factor de amplificación de sitio en un suelo tipo E aplicado a estructuras de periodo corto ( $T < 1s$ ), se usan los factores de suelo ( $F_a$ ) de la norma ASCE 7-10 Tabla 11-4-1, expuestos en la tabla 6, definidos para estructuras de periodo, siendo  $F_a = 1$  para suelo tipo B.

TABLE 11.4-1 SITE COEFFICIENT,  $F_s$

Site Class	Mapped Maximum Considered Earthquake Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period				
	$S_g \leq 0.25$	$S_g = 0.5$	$S_g = 0.75$	$S_g = 1.0$	$S_g \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	See Section 11.4.7				

NOTE: Use straight-line interpolation for intermediate values of  $S_g$ .

Tabla 7.- Factores de suelo considerados para el máximo terremoto considerado para estructura se periodo corto (ASCE 7-10).

Como el máximo terremoto considerado (MCE) definido en ASCE 7-10 tiene una aceleración espectral “ $S_s$ ” definida para un  $Tr = 2475$  años y el máximo terremoto de diseño (MDE) tiene una aceleración espectral “ $S_D$ ” definida para un  $Tr = 475$  años, se utiliza la relación “ $(S_s/S_D) = 1.5$ ” para escalar la amenaza sísmica al nivel de amenaza establecida por NEC-15 como Sismo de Diseño. Y se utiliza la razón de amplificación espectral “ $\eta = 2.5$ ” definida en las normas americanas UBC – 97 para hacer una transición desde la aceleración en roca (Suelo Tipo B) a la aceleración espectral de respuesta para estructuras de periodo corto.

$$S_{s,E} = \frac{S_s}{S_D} \eta A_g$$

$$S_{s,GYE} = (1.50)(2.50)(0.11)$$

$$S_{s,GYE} = 0.41$$

Una vez obtenida la aceleración espectral del que corresponde al MCE (Norma ASCE 7-10) para estructuras de periodo corto, se interpola la aceleración espectral ( $0.25 < S_s = 0.41g < 0.50$ ) para obtener el factor de sitio correspondiente al suelo tipo E de Guayaquil según la norma ASCE 7-10 y para el nivel del Sismo de Servicio considerado ( $Tr=25$  años).

Factor de Corrección según tipo de suelo para estructuras de periodos cortos ( $F_a$ )						$F_a$	
Tipo Suelo	Aceleración de respuesta de espectro de MCE para un periodo de 0,2 s ( $S_s$ )						
	0,25	$S_s = 0,41g$	0,50	0,75	1,00	1,25	
A	0,8		0,8	0,8	0,8	0,80	
B	1,0		1,0	1,0	1,0	1,00	
C	1,2		1,2	1,1	1,0	1,20	
D	1,6		1,4	1,2	1,0	1,60	
E	2,5	$F_a = 1,90$	1,7	1,2	0,9	0,9	2,50

Tabla 8.- Determinación del factor de amplificación  $F_a$  para  $S_s = 0.41g$  (ASCE 7-10)

Entonces el factor de amplificación de sitio para una aceleración en roca de  $A_g = 0.11g$  es de 1.90. Por lo tanto la aceleración máxima esperada en suelo blando:

$$A_{MAX, E} = (A_g)(F_a) = (0.11)(1.90)$$

$$A_{MAX, E} = 0.20g$$

Con este criterio se define la aceleración máxima del suelo con el cual se han escalado los registros de aceleración usados en el modelo de suelo tipo E.

## 4.2 Derivas

Al hacer un análisis a Sismos de Servicio, se espera que la edificación se comporte elásticamente. El comportamiento sísmico es controlado a través las derivas relativas expresadas en porcentaje respecto a la altura de cada entrepiso, las que se definen como distorsión angular de entrepiso:

$$\Delta_i (\%) = \frac{(\delta_i - \delta_{i-1})}{H}$$

Donde  $\delta_i$  es la deriva absoluta del entrepiso "i",  $\delta_i - \delta_{i-1}$  es la deriva absoluta del entrepiso consecutivo debajo del entrepiso "i" y H es la altura del entrepiso (o la diferencia entre la altura del piso "i" e "i-1").

Al modelarse la respuesta elástica mediante Sismos de Servicio, se espera que las derivas absolutas de cada entrepiso resulten en derivas elásticas o próximas al límite elástico.

NEC-15 propone que se calculen las derivas inelásticas " $\Delta_M$ " a partir de las derivas elásticas " $\Delta_E$ " con la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E \text{ (NEC-15)}$$

La deriva inelástica  $\Delta_M$  definida por NEC-15 no debe exceder de 2% veces la altura de entrepiso considerada, para estructuras de hormigón armado o acero.

La norma americana ASCE 7-10 reemplaza el multiplicador de 0.75 establecido por NEC-15 por el factor  $C_d/R$ . Los valores de  $C_d$  y  $R$  están definidos en la tabla 12-2-1 y dependen del sistema estructural analizado, el análisis del modelo en este trabajo de grado califica como un sistema estructural de pórticos compuestos parcialmente restringidos (Composite Frame Partially Restrained, Sistema C-10); donde  $C_d = 5.50$  y  $R = 6$ . Por lo tanto, según la norma americana:

$$\Delta_M = \left(\frac{C_d}{R}\right) R \Delta_E = \left(\frac{5.50}{6}\right) R \Delta_E$$

$$\Delta_M = 0.92 R \Delta_E \text{ (ASCE 7-10)}$$

Para el desarrollo del presente trabajo de grado se puede considerar la expresión expuesta por NEC-15 para la determinación de las derivas inelásticas, ya que  $0.75 < 0.92$ ; lo que significa que si el modelo cumple la deriva inelástica máxima según NEC-15 también cumplirá para ASCE 7-10.

Dado que se modela un Sismo de Servicio con  $T_r = 25$  años en un suelo blando tipo E, este tipo de suelo amplifica las ondas sísmicas a un nivel que hace impráctico y no recomendable utilizar  $R = 8$  (Máximo factor de reducción para el Sismo de Diseño permitido por NEC-15). Si se diseñan estructuras de periodo  $T_s < 1.50$  seg sobre suelo blando tipo E y utilizando un factor de reducción  $R = 8$ , estas se dañarían excesiva y permanentemente para un Sismo de Servicio.

El valor de  $R = 8$  de NEC-15 para un Sismo de Diseño no es adecuado para obtener un desempeño estructural satisfactorio para el Sismo de Servicio. Por lo tanto es necesario determinar el valor de  $R_{req}$  que está en función de la máxima aceleración esperada en un Sismo de Diseño ( $T_r = 475$  años) y la máxima aceleración esperada en un Sismo de Servicio ( $T_r = 25$  años). Si se consideran los efectos de sitio:

$$R_{req} = \frac{A_g (T_r=475)}{A_{MAX, E (T_r=25)}} = \frac{0.41}{0.20}$$

$$R_{req} = 2$$

Si no se llegan a considerar los efectos de sitio:

$$R_{req} = \frac{A_g (T_r=475)}{A_g (T_r=25)} = \frac{0.41}{0.11}$$

$$R_{req} = 4$$

Se puede considerar de manera más conservadora tomar  $R_{req} = 4$  (sin incluir los efectos de sitio) para el cálculo de la deriva inelástica. Habiéndose adoptado como deriva elástica máxima permisible  $0.50\%h_{sx}$ ; el valor de la deriva inelástica correspondiente a  $R_{req} = 4$  resulta:

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E = \Delta_M = 0.75(4)(0.50\%)$$

$$\Delta_E = 1.50\% \leq 2.00\% \text{ OK}$$

El uso de una deriva relativa elástica admisible  $\Delta_E = 0.50\%h_{sx}$ , resulta en una deriva relativa inelástica  $\Delta_M = 1.50\%h_{sx}$ , que aún es menor al  $2\%h_{sx}$  establecido por NEC-15 como límite permisible.

La deriva elástica  $\Delta_E = 0.50\%h_{sx}$  controla satisfactoriamente los daños causados por un sismo de  $T_r = 25$  años (Sismo de Servicio) y ante un sismo con  $T_r = 475$  años (Sismo de Diseño) con  $R_{req} \leq 4$  se controla también satisfactoriamente que los daños estructurales sean moderados ( $\Delta_M \leq 2\%h_i$ ); por lo tanto resulta en una estructura segura y satisfactoria en desempeño sísmico ante un Sismo de Servicio y un Sismo de Diseño, y posiblemente económica; siempre y cuando las curvas de peligro sísmico establecidas por NEC-15 para la ciudad de Guayaquil se redefinan en el futuro con un adecuado nivel de aceleración para  $T_r = 25$  años; ya que el valor  $A_g = 0.11g$  se estima excesivamente alto para  $T_r = 25$  años.

### 4.3 Estabilidad Lateral

La estabilidad lateral de un edificio está definida según NEC-15 por el índice de estabilidad Q:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i}$$

Donde:  $P_i$  es la suma de la carga vertical total en servicio del piso i y todos los pisos sobre este (sin considerar la carga viva, pero la debería considerar un 25%),  $\Delta_i$  es la deriva absoluta elástica del piso i,  $V_i$  es el cortante del piso i, y  $h_i$  es la altura del entrepiso considerado. ASCE 7-10 utiliza una expresión similar:

$$\theta = \frac{P_x \Delta_x}{V_x h_{sx} C_d}$$

Donde  $C_d$  es un factor de amplificación de deriva,  $\Delta_x$  es la deriva absoluta inelástica, luego  $\Delta_x/C_d$  es la deriva elástica del entrepiso "x",  $P_x$  es la carga vertical sísmica no factorada de diseño en el piso x y todos los demás sobre este (definida como  $W = D + 0.25L$ , donde D y L son la carga muerta y viva respectivamente),  $V_x$  es la fuerza sísmica de corte que actúa entre el piso x y x-1 y  $h_{sx}$  es la altura del entrepiso considerado.

Es importante mencionar que ASCE 7-10 utiliza la terminología adecuada para definir  $h_{sx}$ , altura de entrepiso. En cambio, el valor de NEC-15 la refiere como "altura del piso i considerado", y no se debe confundir con  $h_x = h_i$  utilizado en la distribución de corte sísmico definidos como la altura desde la superficie del terreno al entrepiso considerado.

Para que la estructura se considere estable según NEC-15  $Q < 0.3$ , y  $\theta < 0.25$  según ASCE 7-10, de lo contrario la estructura es potencialmente inestable y debe rigidizarse.

### 4.3.1 Efectos de Segundo Orden

Un incremento de las fuerzas internas y momentos de los elementos estructurales, como también las derivas de los entrepisos, se producen debido a los efectos de segundo orden, llamados efectos  $P - \Delta$ . Cuando  $Q \leq 0.1$  los efectos  $P - \Delta$  son depreciados, de lo contrario deben ser considerados como un factor de mayoración para el índice de estabilidad  $Q$ :

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i}$$

$$[Q_{CORREGIDO} = (f_{P-\Delta})(Q_i)] < 0.30 \text{ (NEC-15)}$$

$$[Q_{CORREGIDO} = (f_{P-\Delta})(Q_i)] < 0.25 \text{ (ASCE 7-10)}$$

## 4.4 Consideraciones en la Cimentación

En el presente trabajo de grado, se considera que cada columna de la edificación está asentada en un encepado que une 4 pilotes cuadrados de hormigón armado. La distribución de pilotes en el encepado es simétrica, por lo que no existen excentricidades.

### 4.4.1 Resistencia Requerida de Pilotes frente a Cargas Laterales

El movimiento de la superestructura debido a cargas laterales, conocido como efecto inercial, crea la mayor demanda de esfuerzos en la cabeza del pilote (cerca del encepado). En pilotes largos ( $L > 10\text{m}$ ) los efectos cinemáticos generados por el movimiento del suelo durante un sismo producen la mayor demanda en la zona de la punta del pilote. Tanto los efectos inerciales como los cinemáticos deben ser controlados con las secciones de hormigón y cuantías acero de refuerzo requeridos por los análisis de interacción suelo-pilote.

#### 4.4.2 Derivas Permisibles en Pilotes

Ante cargas laterales, la deflexión en la cabeza del pilote no debe ser mayor al 2% de la longitud del empotramiento efectivo, conocida como la longitud hasta donde el pilote se considera empotrado en el suelo. Esta longitud en suelos tipo E varía generalmente entre 8 a 10m, según el tipo de pilote y las características mecánicas del suelo (Chang, 2015; Torres, 2011). Por ejemplo, cuando la deriva absoluta admisible inelástica del pilote es 2% la longitud de empotramiento efectivo  $L_{emp} = 10m$ , el desplazamiento horizontal máximo en la cabeza del pilote será de 20 cm.

#### 4.4.3 Efectos de Grupo en Pilotes: Interacción Estática

La proximidad entre pilotes, no permite que la capacidad total del grupo (ante cargas laterales o verticales) sea equivalente a la suma de las capacidades individuales; siendo la capacidad del grupo reducida en un factor  $< 1$ .

Ante cargas verticales, si un grupo de pilotes están cerca entre sí ( $s < 2.5d$ ) entonces el asentamiento de un pilote influirá en el asentamiento del pilote consecutivo, reduciendo la capacidad del grupo ante cargas verticales, tal y como muestra la figura 35.

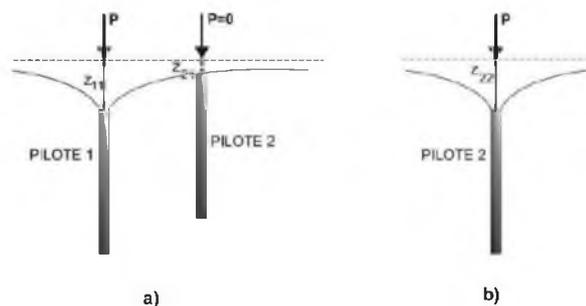


Figura 34.- a) Concepto de factor de interacción b) pilote aislado (Cruz, Muria, Camargo; 2007)

Converse – Labarre propusieron un factor de eficiencia de grupo ( $\varepsilon$ ) que reduce la capacidad a carga vertical del conjunto. Está en función de: número

de pilotes por fila ( $n$ ), ancho de los pilotes ( $D$ ), separación entre ejes ( $s$ ) y la distribución del grupo.

$$\varepsilon = 1 - \theta \left( \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90(n)(m)} \right)$$

Donde  $m$  es el número de filas por grupo y  $\theta$ :

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{D}{S} \right)$$

Ante cargas horizontales, el comportamiento de un pilote aislado se verá afectado un efecto diferente conocido como el “Efecto Sombra”. Cuando la cabeza de un pilote se desplaza horizontalmente y comprime el suelo circundante, resta eficacia al confinamiento que aporta el bloque de suelo localizado entre dos pilotes consecutivos y reduce la capacidad a cargas laterales del conjunto; a esto se conoce como el Efecto Sombra. Para un encepado de 2x2 y pilotes separados a  $S = 2.5D$  se puede considerar un factor de reducción de 0.80 para la segunda fila de pilotes (Chang, 2015), resultado de la interacción dinámica entre el conjunto pilotes-cimentación, para la segunda fila de pilotes; con lo cual el factor de eficiencia de un encepado de 4 pilotes en 2 filas es 0.90 (100% para dos pilotes y 80% en los dos pilotes ubicados en la segunda fila).

## 4.5 Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga usadas difieren según el control que se esté analizando.

### 4.5.1 Control de Demanda de Cortante Sísmico

Para evaluar los esfuerzos internos producidos por cada sismo:

- Dirección X:

$$U = 1.2DD + 1DL + (E_{100x} + E_{30y})$$

- Dirección Y:

$$U = 1.2DD + 1DL + (E_{30x} + E_{100y})$$

#### 4.5.2 Control de Derivas

Para obtener las derivas absolutas en cada entrepiso, siempre y cuando el edificio no presente irregularidades en planta o elevación que lleven a efectos de torsión, se puede calcular la deriva relativa y la distorsión angular de cada entrepiso:

- Dirección X:

$$U = (E_{100x} + E_{30y})$$

- Dirección Y:

$$U = (E_{30x} + E_{100y})$$

#### 4.5.2 Control de Estabilidad Lateral

La carga axial total ( $P_i$ ) la fuerza corte resistente ( $V_{xi}$ ), y la deriva relativa ( $\Delta_i$ ) de cada entrepiso son determinados a partir de la siguiente combinación:

- Dirección X:

$$U = DD + 0.25DL + (E_{100x} + E_{30y})$$

- Dirección Y:

$$U = DD + 0.25DL + (E_{30x} + E_{100y})$$

## **CAPÍTULO 5: ANÁLISIS CON SOFTWARE LPILE**

En el siguiente capítulo se describe el procedimiento utilizado en LPILE v6.0 para poder determinar las leyes constitutivas de la interacción suelo – estructura y a través del modelamiento de un pilote aislado ante cargas horizontales y verticales, las cuales se utilizarán para simular la conexión en la base de la estructura correspondiente al “Modelo 2”.

### **5.1 Datos de Entrada**

Los datos ingresados en LPILE v6.0 para su posterior análisis suelo-pilote constan de la cimentación profunda diseñada en el capítulo 3.4 y el perfil estratigráfico descrito en el Capítulo 3.3.

#### **5.1.1 Pilote**

Se definen los siguientes parámetros:

- Material: Hormigón Armado
- Resistencia (280kg/cm<sup>2</sup>)
- Dimensiones: 50 x 50 cm
- Armado: 16Ø22
- Cota Cabeza: -0.50m
- Cota Punta: - 28.50m

#### **5.1.2 Suelo**

El suelo (perfil estratigráfico descrito en el Capítulo 3.3) es trabajado en LPILE por estratos, y de acuerdo a sus propiedades mecánicas se le asigna una curva p-y predefinida (usadas para modelar el comportamiento de la interacción suelo – pilote ante cargas horizontales). Los estratos están especificados en el Capítulo 3.3.1 y en el ANEXO II.

- Suelos cohesivos blandos: Estratos donde  $q_u \leq 50kPa$  se utiliza la curva predefinida en LPILE como “Soft Clay”, propuesta por Matlock. Se define el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_{vo}$ ) y la cohesión efectiva no drenada ( $c'$ ).
- Suelo Granulares: Estratos arenosos con número de golpes ( $N_{60}$ ) menores a 50 en 30 cm se utiliza la curva p – y predefinida “Sand (Reese)”, propuesta por Reese. Se define el esfuerzo vertical efectivo ( $\sigma'_{vo}$ ) y el ángulo de fricción efectiva no drenada ( $\phi'$ ).

La resistencia al corte no drenada ( $S_u$ ), parámetro obtenido al aplicar SHANSEP (Capítulo 2.2.1), es equivalente a la cohesión efectiva no drenada ( $c'$ ) en suelos saturados. La determinación de  $S_u$  a partir del método SHANSEP se encuentra en el Capítulo 3; el perfil obtenido en términos de  $S_u$ , y comparado con el  $S_u$  obtenido por ensayos de campo, es utilizado para construir el perfil estratigráfico del modelo en LPILE.

### 5.1.3 Condiciones de Borde

LPILE permite modelar dos condiciones de borde diferentes: Cabeza Restringida o cabeza articulada. (Capítulo 2.8.3). Para obtener la ley constitutiva de la interacción suelo – estructura ante cargas horizontales y momentos que producen balanceo, se modela un pilote de cabeza restringida; ingresando como parámetros el cortante aplicado en la cabeza del pilote  $V > 0$  y el momento de reacción  $M \neq 0$  y la rotación  $\phi = 0$  (según lo explicado en el Capítulo 2.7: Rigidez al balanceo, el momento de reacción en la cabeza del pilote es tan pequeño que puede ser despreciado) y se extrapola la región correspondiente a la condición de cabeza, aplicando el Principio de Extrapolación descrito en el Capítulo 2.8.4.

### 5.1.4 Efectos Cinemáticos

Para llegar al desplazamiento horizontal del suelo en la superficie es necesario conocer los parámetros dinámicos del suelo en su rango inelástico. Para esto ASCE 7 – 10 facilita expresiones que determinan el comportamiento inelástico del módulo de rigidez al corte ( $G_o$ ) para aceleraciones del suelo altas:

$$\frac{G_o}{G} = 0.42 \qquad \frac{V_{S_o}}{V_s} = 0.65$$

En razones espectrales se conoce:

$$T_o = \frac{4H}{V_{S_o}}$$

Donde H es la altura del semi-espacio del suelo y  $V_s$  es la velocidad de onda de corte promedio. Utilizando la recomendación de ASCE 7 – 10 para determinar el periodo inelástico del suelo:

$$T_o = \frac{4H}{V_s} \qquad y \qquad V_s = 0.65 V_{S_o}$$

$$T = \frac{4H}{0.65 V_{S_o}} = \frac{1}{0.65} T_o$$

$$T = 1.54 T_o$$

El periodo inelástico del suelo es 1.54 veces el periodo elástico según ASCE 7 - 10. Esto se ajusta mucho a la realidad de los suelos de Guayaquil, ya que se ha demostrado que en promedio el periodo elástico de las arcillas de la ciudad está entre 1 y 1.2 s; y varios autores han desarrollado espectros donde se alarga el periodo hasta 1.5s ya que se espera un incremento del mismo cuando el suelo se comporta inelásticamente. Usando las siguientes expresiones:

$$X_g = \frac{S_a}{\omega^2} \qquad \omega = \frac{2\pi}{T}$$

Para  $S_{MAX,E} = 0.2g$  en el comportamiento inelástico del suelo:

$$X_{g_{MAX}, E} = \frac{0.2 \times 9.81}{\left(\frac{2\pi}{1.54}\right)^2}$$

$$X_{g_{MAX}, E} = 0.11 \text{ m}$$

Esto quiere decir que ante un Sismo de Servicio, con una aceleración en suelo tipo E esperada de 0.2g, el suelo se desplazará en superficie 0.11 m; este desplazamiento corresponde a la máxima deriva del efecto cinemático esperada sobre la superficie del suelo. La deformación angular se calcula con la altura del semi-espacio deformable, que de acuerdo con el perfil estratigráfico (*Anexo II*) cuya profundidad es de aproximadamente 30.00 m.

$$\gamma = \frac{0.11}{30}$$

$$\gamma = 0.4 \%$$

Utilizando la degradación de G con respecto la deformación angular, generalizada para las arcillas de Guayaquil<sup>8</sup>:

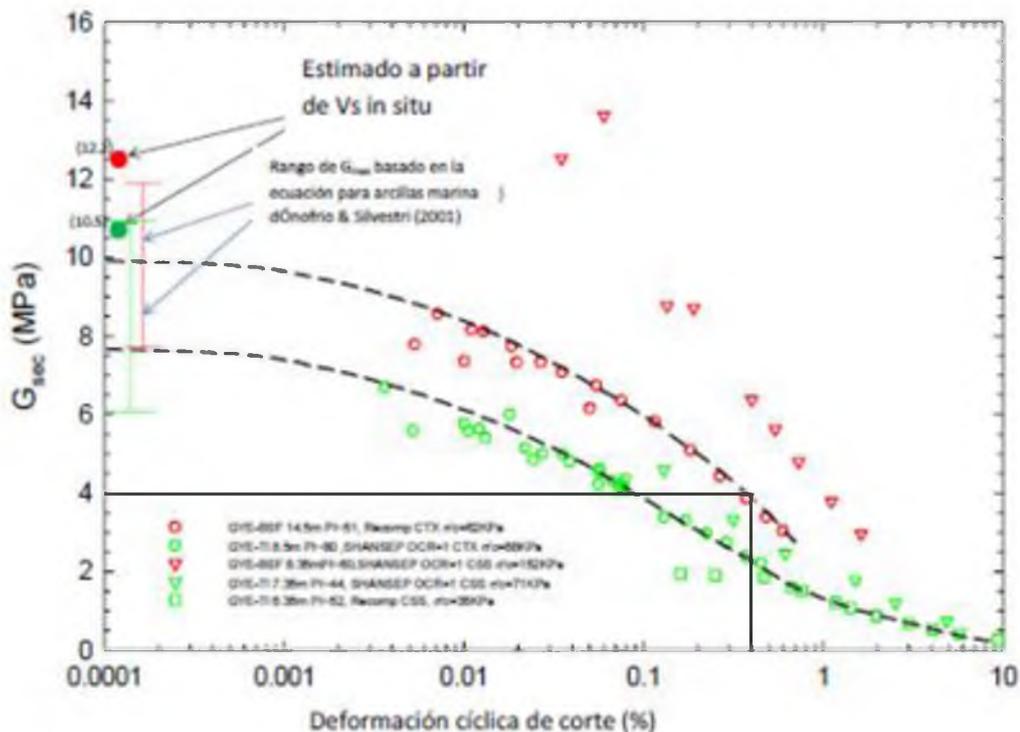


Figura 35.- Determinación del Módulo de Corte Inelástico (G) de las arcillas de Guayaquil con sobre-consolidación aparente (GYE-BSF). Gráfica Tomada de Vera, 2014<sup>8</sup>.

Donde se obtiene  $G = 4 \text{ MPa}$  (Módulo de corte inelástico). Con respecto a  $G_o = 10 \text{ MPa}$ .

$$G = 0.40G_o$$

LPILE permite modelar los efectos cinemáticos como la variación del desplazamiento del suelo con la profundidad mediante un perfil de la vibración fundamental característica. La figura 37 muestra el perfil de vibración característico usado para modelar el efecto cinemático en LPILE.

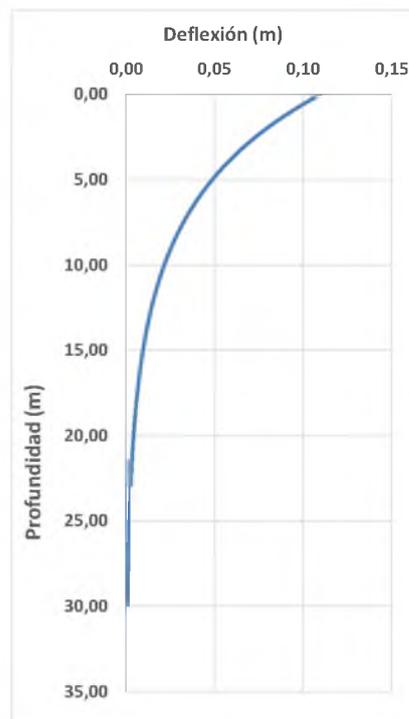


Figura 36.- Representación gráfica del Efecto Cinemático del suelo modelado en LPILE.

## 5.2 Resultados

Una vez definidos todos los parámetros de entrada, LPILE devuelve una matriz equivalente que representa la interacción suelo – estructura. La matriz de rigideces da información sobre los desplazamientos y rotaciones producidos en la cabeza del pilote, debido a la aplicación de un corte  $V$ . La matriz de rigideces presentada en la Figura 32 será la utilizada para definir las leyes constitutivas que definirán la rigidez horizontal ( $K_h$ ) y la rigidez a balanceo ( $K_r$ ).

Computed File-head Stiffness Matrix Values  
K22, K23, K32, K33 for Superstructure

Top y m	Shear React. kN	Mom. React. m -kN	K22 kN /m	K32 m -kN /m
0.0004679	38.500000574	41.097164161	82280.	87830.
0.0042367	115.896348330	175.595592666	27356.	41447.
0.0122038	183.691683058	307.282161048	15052.	25179.
0.0214777	231.793096648	401.188921676	10792.	18679.
0.0311072	269.103431668	475.635674894	8650.829390579	15290.
0.0413565	299.588231393	534.515285664	7244.048103499	12925.
0.0596809	325.362743405	546.503624660	5451.702809933	9157.088167798
0.0820512	347.689644992	547.066997210	4237.471962429	6667.385973779
0.1122796	367.383366135	547.582076664	3272.039572601	4876.949773057
-11.1202114	384.999999996	3926.602829618	34.621644096	353.105053694

Top Rotation rad	Shear React. kN	Mom. React. m -kN	K23 kN /rad	K33 m -kN /rad
4.173131E-09	0.001064767	0.001129848	255148.	270744.
1.256237E-08	0.003205267	0.003401182	255148.	270744.
1.991089E-08	0.005080227	0.005390745	255148.	270744.
2.512475E-08	0.006410533	0.006802363	255148.	270744.
2.916893E-08	0.007442399	0.007897299	255148.	270744.
3.247327E-08	0.008285494	0.008791927	255148.	270744.
3.526704E-08	0.008998321	0.009548324	255148.	270744.
3.768712E-08	0.009615800	0.010203545	255148.	270744.
3.982179E-08	0.010160435	0.010781490	255148.	270744.
4.173131E-08	0.010647665	0.011298480	255148.	270744.

Figura 37.- Matriz de Rigideces recomendada por LPILE para incorporar la interacción suelo estructura, de acuerdo a las características del modelo del presente trabajo de grado.

## 5.2.1 Ley Constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Lateral: Rigidez Horizontal ( $K_h$ )

El gráfico 2 muestra la ley constitutiva fuerza de corte aplicada en la cabeza del pilote - deflexión horizontal, obtenida por la matriz de rigideces de LPILE.

De acuerdo a lo explicado en el Capítulo 2.8.3 se ha extrapolado el tramo de la curva (pintado en azul) que representa la ley constitutiva de la redistribución de esfuerzos internos del pilote, una vez que se ha generado la primera rótula plástica en la conexión próxima al encepado; dando al pilote mayor capacidad ante carga lateral y generando mayor desplazamiento horizontal en la cabeza, hasta que se genere la segunda rótula plástica en el empotramiento con el suelo. En resumen, la curva roja corresponde al resultado obtenido mediante un análisis a cabeza fija en LPILE, y la curva azul corresponde a la extrapolación del comportamiento esperado en un análisis de pilote con cabeza libre.

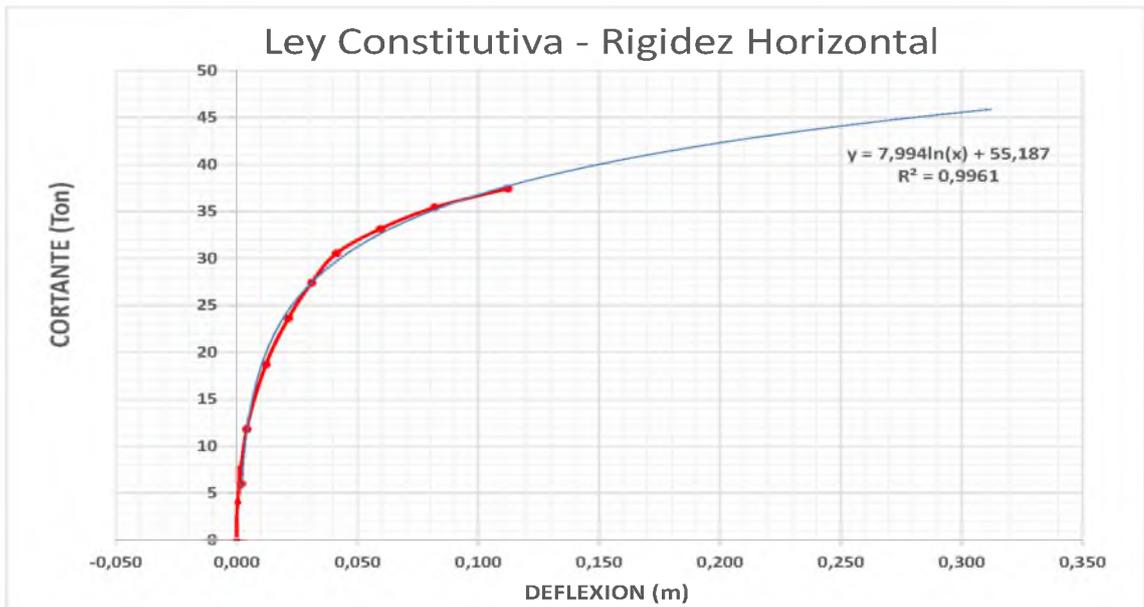


Figura 38.- Ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal resultante de LPILE (rojo) y la extrapolación (azul).

Se pueden trazar tangentes en la ley constitutiva para obtener la variación de la rigidez ante cargas laterales, tal y como se ilustra en la figura 39.

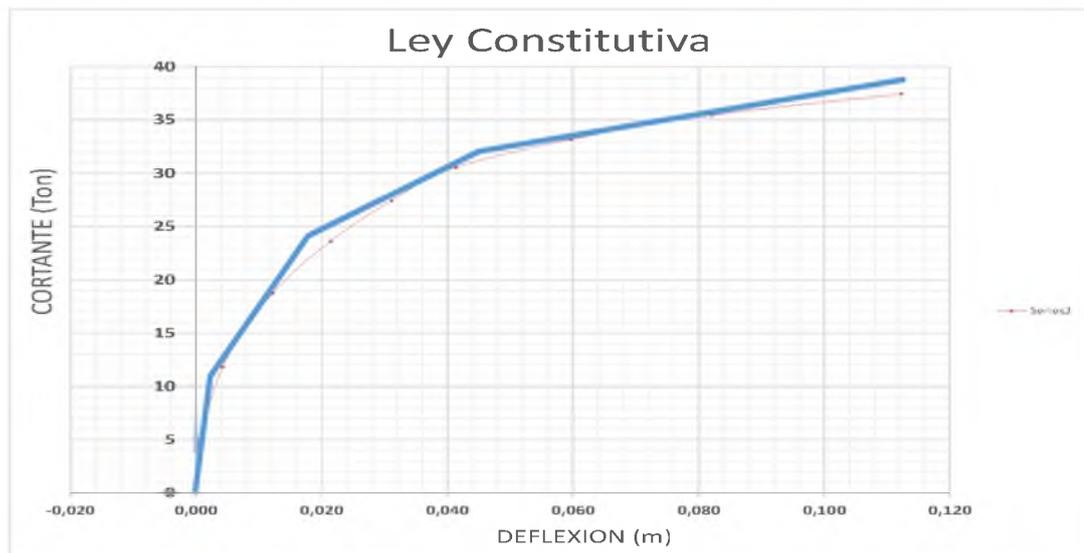


Figura 39.- Decremento de la rigidez lateral de la interacción suelo – pilote, demostrada a partir de la Ley Constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal resultante en LPILE.

El decremento de la pendiente de la rigidez horizontal de la interacción suelo-cimentación mostrada en el gráfico 3, indica la degradación de la rigidez del suelo a medida que entra en su rango inelástico. De acuerdo a lo mencionado en el Capítulo 2.4: A mayor fuerza de corte aplicada, que se ajusta al modelo de carga incremental monotónica modelado en LPILE v6.0, se produce una mayor deformación angular con el efecto de decremento de la rigidez lateral del suelo.

El resultado expuesto en la figura 39 corresponde a un pilote aislado que ha sido modelado en LPILE, mientras que la cimentación del modelo consta de un encepado formado por 4 pilotes por cada columna de la superestructura. Por lo tanto, la capacidad a carga lateral debe ser corregida tomando en cuenta la acción de grupo y el efecto sombra. De acuerdo al Capítulo 4.4.3, un encepado con una distribución de pilotes de 2x2 separados a  $S = 2.5D$  puede considerar un factor de reducción  $p = 0.80$  para la segunda fila de pilotes, resultando la capacidad del grupo de 4 pilotes como:

$$K_h^G = 2K_h + 2pK_h$$

La tabla 7 muestra la rigidez horizontal obtenida de la ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal para un pilote aislado y el grupo de pilotes.

PILOTE AISLADO			GRUPO DE 4 PILOTES		
Deflexión (m)	Cortante (Ton)	Rigidez (Ton/m)	Deflexión (m)	Cortante (Ton)	Rigidez (Ton/m)
0,0000	0,00		0,0000	0,0000	
0,0025	11,00	4400,00	0,0025	39,60	15840,00
0,0180	24,00	838,70	0,0180	86,40	3019,35
0,0450	32,00	296,30	0,0450	115,20	1066,65
0,1150	38,50	92,85	0,1150	138,60	334,28
0,4000	47,37	31,20	0,4000	170,64	112,40

**Tabla 9.- Ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento horizontal de un pilote aislado, y un grupo de 4 pilotes.**

La figura 40 muestra la ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal para el grupo de 4 pilotes en un arreglo 2x2, por medio de 4

pendientes diferentes que representan la degradación de la Rigidez horizontal ( $K_h$ ). Esta es la ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento horizontal que define la no linealidad de los resortes horizontales que simulan la interacción suelo – estructura en el “Modelo 2”.

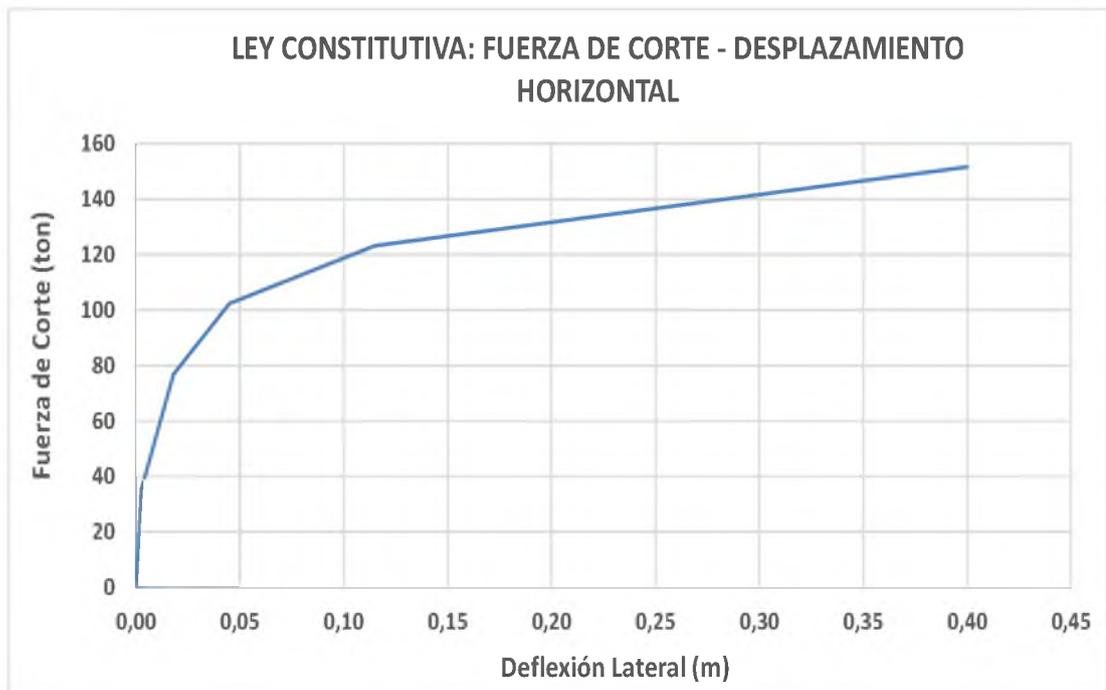


Figura 40.- Ley Constitutiva: Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal para un grupo de 4 pilotes en un arreglo

### 5.2.2 Ley Constitutiva: Fuerza Axial – Asiento Vertical ( $K_v$ )

De acuerdo a lo mencionado en el Capítulo 2.7: Rigidez Vertical ( $K_v$ ) es determinada como la rigidez axial del grupo de 4 pilotes, dado que se considera que el suelo que está en contacto con la punta del pilote es indeformable. La rigidez axial de un pilote individual:

$$K_{vp} = \frac{AE}{L} = \frac{(50)^2(15100\sqrt{280})}{2800}$$

$$K_{vp} = 22560 \text{ Ton/m}$$

La rigidez vertical del grupo de 4 pilotes se determina como la suma individual de la rigidez de cada uno de los pilotes. Dado que la rigidez axial del grupo de 4 pilotes es bastante elevada, se ha considerado ignorar la rigidez vertical del

suelo. La expresión general para hallar la rigidez del grupo de pilotes a punta considerando la rigidez axial de los pilotes y la rigidez vertical del suelo sería:

$$K_v^G = K_{vp}^G + K_{vsp}^G$$

$$K_v^G = 4K_{vp} + (4\varepsilon K_{vsp})$$

Donde “ $K_{vp}^G$ ” es la rigidez axial del material del grupo de pilotes, “ $K_{vsp}^G$ ” es la rigidez vertical del suelo que es una función de la rigidez vertical del suelo en la punta del pilote (considerado indeformable) y el suelo en fuste con el pilote, y “ $\varepsilon$ ” es un factor de reducción del grupo que modifica la rigidez vertical del suelo.

En el presente trabajo se utilizó  $K_v^G = 4K_{vp}$  de forma conservadora, lo que representa un valor mucho menor a la rigidez vertical real del grupo de pilotes (que considera rigidez vertical del suelo y del pilote), pero aun así es muy alto ya que lleva a deformaciones axiales de milímetros para la fuerza axial originada por el peso muerto de la superestructura y la carga axial de origen sísmico.

$$K_v^G = K_v * n = 22560 * 4$$

$$K_v^G = 90240 \text{ Ton/m}$$

Se usa conservadoramente en los análisis:

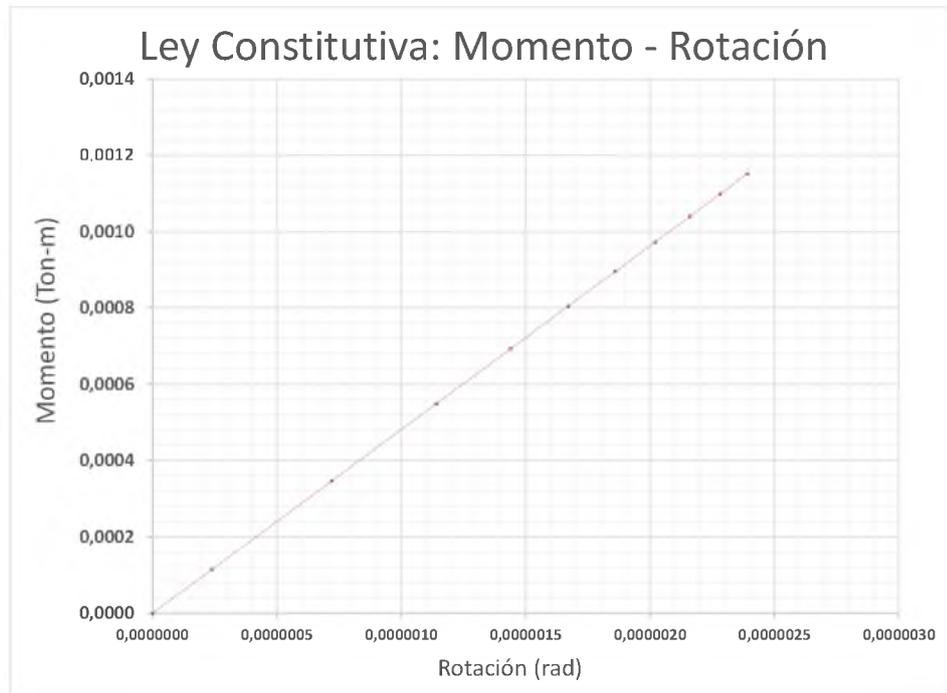
$$K_v^G = 78960 \text{ Ton/m}$$

### 5.2.3 Ley Constitutiva Momento de Reacción – Rotación ( $K_r$ )

La matriz de rigideces en la figura 32 muestra la variación del Momento de Reacción – Rotación en la cabeza del pilote. Mediante esta relación se construye otra ley constitutiva que define la rigidez al balanceo ( $K_r$ ) que se incorporará a la interacción suelo-estructura del “Modelo 2”.

La figura 41 muestra la ley constitutiva resultante al graficar la variación del Momento de Reacción con la Rotación producida en la cabeza del pilote, la

que presenta un comportamiento netamente lineal y responde a una rigidez al balanceo ( $K_r$ ) de 27600 Ton-m/rad para un pilote individual.



**Figura 41.- Ley constitutiva Momento de Reacción – Rotación en la cabeza del pilote resultante de LPILE**

La rigidez al balanceo del grupo de pilotes es determinado mediante la expresión expuesta en el Capítulo 2.9, donde combina la rigidez vertical y a balanceo individual de cada pilote

$$K_r^G = \sum_{i=1}^{n=4} K_{ri} \times \sum_{i=1}^{n=4} (K_{vi})(\varepsilon)^2$$

$$K_r^G = 4(27600) + (78960)(1.25)^2$$

$$K_r^G = 233775 \text{ Ton} - \text{m/rad}$$

El resultado de la rigidez al balanceo de la interacción suelo-cimentación ( $K_r^G$ ) es bastante elevado, lo que corrobora lo mencionado en el Capítulo 2.7: Rigidez al Balanceo ( $K_r$ ); la alta rigidez al balanceo de la interacción suelo-cimentación se debe a que las rotaciones producidas en la cabeza son muy bajas:

- Los pilotes se encuentran debidamente anclados a tracción.
- La rotación del encepado que une el conjunto de 4 pilotes está restringido por vigas de cimentación
- Los momentos de reacción producidos en la conexión superestructura-encepado por medio de las columnas llegan a reducirse significativamente al momento de distribuirse a la conexión Cabeza de pilote-encepado.

De acuerdo al capítulo 2.9 no existe un factor de reducción por la interacción entre pilotes al balanceo.

## CAPÍTULO 6: RESULTADOS OBTENIDOS EN SAP2000

Se utiliza SAP2000 para realizar el análisis sísmico del: “Modelo 1” (Condición de base fija modelada mediante un empotramiento perfecto en la base) y “Modelo 2” (Condición de base flexible modelado mediante leyes constitutivas que simbolizan los efectos de la interacción suelo estructura. Cabe mencionar que ambos modelos están sometidos a las mismas combinaciones de cargas gravitacionales y sísmicas (Acelerogramas: Guayaquil, Imperial Valley y Eureka) para cada criterio de diseño mencionado en el Capítulo 4, la única diferencia radica en las condiciones de apoyo en la base de cada uno.

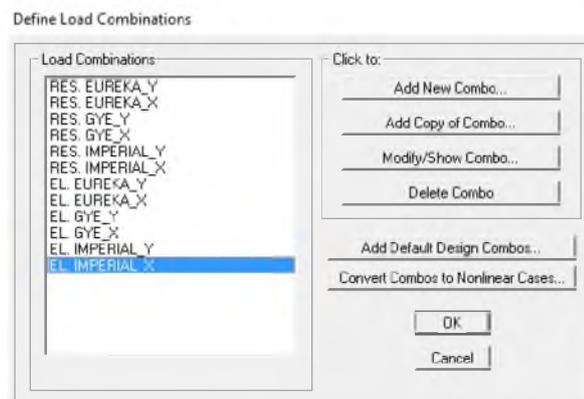


Figura 42.- Combinaciones de Carga Utilizados en “Modelo 1” y “Modelo 2”, según el tipo de criterio a analizar.

Para poder llevar un orden de los resultados obtenidos, se enumeraron los entresijos de la superestructura modelada en SAP2000 del 1 al 8, tal y como ilustra la figura 34.

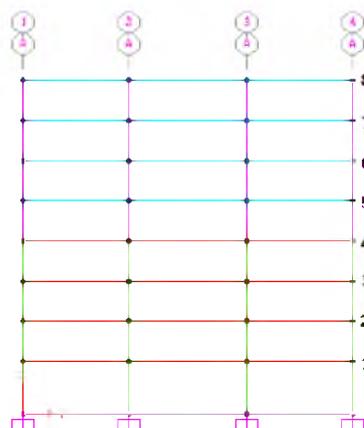


Figura 43.- Enumeración de los entresijos de la superestructura modelada en SAP2000

En este capítulo se muestra los diferentes parámetros de entrada ingresados en SAP2000 para poder llevar a cabo el análisis estructural sísmico del “Modelo 1” y el “Modelo 2” y los resultados obtenidos, necesarios para evaluar los modelos en términos de demanda de Corte Sísmico, derivas de entrepiso e índice de estabilidad lateral.

## 6.1 Modelo 1

La condición de apoyo es simulada mediante un empotramiento perfecto en la base que restringe desplazamientos verticales y horizontales y rotaciones.

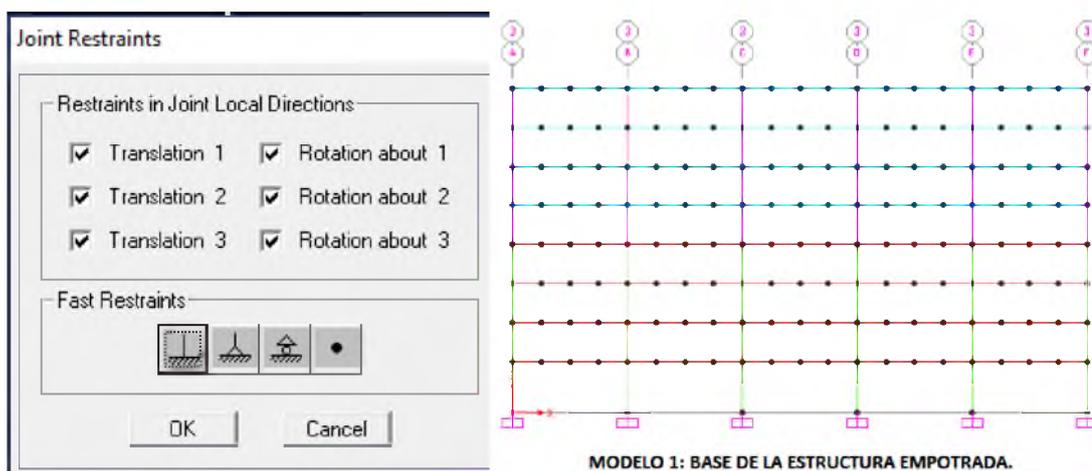


Figura 44.- Condición de apoyo en la base Modelada en SAP2000 para el desarrollo del “Modelo 1”.

### 6.1.1 Derivas Absolutas de Entrepiso

El edificio vibra en dos sentidos en una misma dirección. Por lo que existe un desplazamiento horizontal máximo para cada sentido. SAP2000 lo demuestra como una deriva absoluta máxima (positiva) y una deriva absoluta mínima (negativa). Por medio de medio de la opción “Plot Function Trace Display Definition” se obtienen gráficas tipo tiempo – Deriva Absoluta de Entrepiso, que describen como varía el desplazamiento horizontal de un nodo específico con el tiempo, según el tipo de sismo (Acelerograma) modelado. La figura 40

muestra la gráfica tiempo – Deriva Absoluta de Entrepiso obtenida mediante el análisis “Function Traces”.

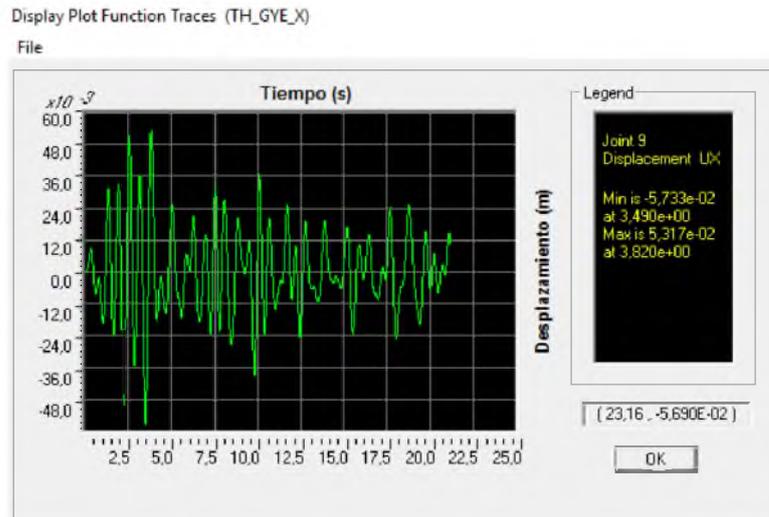


Figura 45.- Variación del desplazamiento horizontal de un nodo con el tiempo, para el sismo Guayaquil (Combinación: 100%X + 30%Y)

A continuación se muestran las derivas relativas máximas para cada sismo, las cuales fueron calculadas en SAP2000 a partir de la combinación de carga para evaluación de estado límite de derivas, indicada en el Capítulo 4.

SISMO GUAYAQUIL				
ENTREPISO	100%X + 30%Y		30%X + 100%Y	
	$\delta X_1$ (m)	$\delta Y_1$ (m)	$\delta X_2$ (m)	$\delta Y_2$ (m)
8	0,1168	0,0397	0,0350	0,1324
7	0,1090	0,0369	0,0327	0,1231
6	0,0973	0,0329	0,0292	0,1097
5	0,0822	0,0277	0,0247	0,0923
4	0,0659	0,0221	0,0198	0,0737
3	0,0494	0,0165	0,0148	0,0550
2	0,0320	0,0106	0,0096	0,0354
1	0,0148	0,0049	0,0044	0,0162

Tabla 10.- Derivas Absolutas – Sismo Guayaquil “Modelo 1”

SISMO IMPERIAL VALLEY				
ENTREPISO	100%X + 30%Y		30%X + 100%Y	
	$\delta X_1$ (m)	$\delta Y_1$ (m)	$\delta X_2$ (m)	$\delta Y_2$ (m)
8	0,0963	0,0346	0,0289	0,1152
7	0,0900	0,0321	0,0270	0,1071
6	0,0808	0,0286	0,0242	0,0953
5	0,0687	0,0241	0,0206	0,0803
4	0,0558	0,0193	0,0168	0,0645
3	0,0425	0,0145	0,0127	0,0483
2	0,0279	0,0094	0,0084	0,0312
1	0,0130	0,0043	0,0039	0,0144

Tabla 11.- Derivas Absolutas – Sismo Imperial Valley “Modelo 1”

SISMO EUREKA				
ENTREPISO	100%X + 30%Y		30%X + 100%Y	
	$\delta X_1$ (m)	$\delta Y_1$ (m)	$\delta X_2$ (m)	$\delta Y_2$ (m)
8	0,0993	0,0305	0,0298	0,1016
7	0,0923	0,0281	0,0277	0,0938
6	0,0820	0,0248	0,0246	0,0826
5	0,0687	0,0205	0,0206	0,0685
4	0,0547	0,0162	0,0164	0,0538
3	0,0409	0,0119	0,0123	0,0397
2	0,0264	0,0077	0,0079	0,0256
1	0,0122	0,0035	0,0036	0,0117

Tabla 12.- Derivas Absolutas – Sismo Eureka “Modelo 1”

### 6.1.2 Fuerza Interna de Corte por Entrepiso

La fuerza interna de corte, representada como  $V_i$ , donde “i” indica la dirección “X” o “Y” en la que es medida. La fuerza de corte interna por entrepiso se obtiene mediante la suma total de las fuerzas internas de corte en una dirección de las 24 columnas que comprenden un entrepiso. Este es un parámetro utilizado para determinar el momento resistente en el análisis de estabilidad, presente en el Capítulo 7.

La fuerza interna de corte ha sido calculada en SAP2000 mediante la combinación de cargas correspondiente al estado límite de estabilidad lateral, indicadas en el Capítulo 4.

<b>SISMO GUAYAQUIL</b>				
<b>Entrepiso</b>	<b>100% X + 30% Y</b>		<b>30% X + 100% Y</b>	
	<b>V<sub>x</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>y</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>x</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>y</sub> (Ton)</b>
8	597,72	195,56	179,86	651,76
7	1472,15	482,90	442,07	1609,61
6	2258,62	738,23	678,01	2460,71
5	2937,20	956,33	881,55	3187,69
4	3527,75	1142,25	1058,68	3807,43
3	4000,81	1289,05	1200,53	4296,77
2	4334,21	1390,80	1300,47	4635,93
1	4506,78	1442,56	1352,09	4808,52

**Tabla 13.- Fuerzas de Corte Interna – Sismo Guayaquil “Modelo 1”**

<b>SISMO IMPERIAL VALLEY</b>				
<b>Entrepiso</b>	<b>100% X + 30% Y</b>		<b>30% X + 100% Y</b>	
	<b>V<sub>x</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>y</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>x</sub> (Ton)</b>	<b>V<sub>y</sub> (Ton)</b>
8	546,63	180,50	164,69	601,41
7	1263,38	431,27	379,58	1437,42
6	1914,73	661,13	574,95	2203,62
5	2437,17	851,75	731,61	2839,02
4	2874,14	1000,16	862,63	3333,72
3	3377,02	1124,38	1013,41	3747,81
2	3783,64	1231,65	1135,31	4105,43
1	4001,03	1298,29	1200,37	4327,60

**Tabla 14.- Fuerzas Interna de Corte – Sismo Imperial Valley “Modelo 1”**

SISMO EUREKA				
Entrepiso	100% X + 30% Y		30% X + 100% Y	
	V <sub>x</sub> (Ton)	V <sub>y</sub> (Ton)	V <sub>x</sub> (Ton)	V <sub>y</sub> (Ton)
8	603,59	174,33	181,71	580,92
7	1432,09	414,52	430,14	1381,64
6	2092,10	609,14	628,13	2030,38
5	2559,67	756,40	768,35	2521,22
4	2963,58	865,44	889,46	2884,69
3	3329,82	939,95	999,24	3133,09
2	3576,33	1008,34	1073,11	3361,06
1	3695,46	1049,87	1108,69	3499,53

Tabla 15.- Fuerzas Interna de Corte – Sismo Eureka “Modelo 1”

### 6.1.3 Reacciones Totales en la Base

Mediante SAP2000 se calcularon las reacciones en la base del edificio mediante la combinación de carga que evalúa el estado límite de resistencia requerida, indicada en el Capítulo 4. Cada reacción se presenta como un único total, obtenido como la suma de todas las reacciones individuales de los apoyos a la base del edificio.

Reacciones Totales en la Base						
Tipo de Sismo	Combinación	R <sub>hx</sub> (Ton)	R <sub>hy</sub> (Ton)	R <sub>v</sub> (Ton)	M <sub>x</sub> (Ton-m)	M <sub>y</sub> (Ton-m)
Guayaquil	100%X + 30%Y	4526	1448	16076	13661	15453
Guayaquil	30%X + 100%Y	1358	4828	18635	15046	4636
Imperial Valley	100%X + 30%Y	4004	1300	15470	13632	13632
Imperial Valley	30%X + 100%Y	1201	4333	17823	14996	4090
Eureka	100%X + 30%Y	3694	1054	15393	12704	12704
Eureka	30%X + 100%Y	1108	3514	15556	11782	3811

Tabla 16.- Reacciones Totales en la Base del Edificio, “Modelo 1”.

## 6.2 Modelo 2

El “Modelo 2” considera la flexibilidad en la base de la estructura, debido a la interacción suelo-cimentación. Una conexión en la base de la estructura que considere la no linealidad del suelo (que representa la interacción suelo - estructura) es modelada mediante elementos Link/Support Multilinear Elastic. SAP2000 permite la linealidad o no linealidad de estos elementos:

- **Lineal:** Este es el caso de la rigidez vertical ( $K_v$ ) y la rigidez a balanceo ( $K_r$ ). Para su modelamiento SAP2000 pide ingresar la “rigidez efectiva” que corresponden 78960 Ton/m y 233775 Ton-m/rad para la rigidez vertical y a balanceo respectivamente; y el “amortiguamiento efectivo” que corresponde al valor del amortiguamiento del suelo en su estado lineal (5% - GYE-BSF).

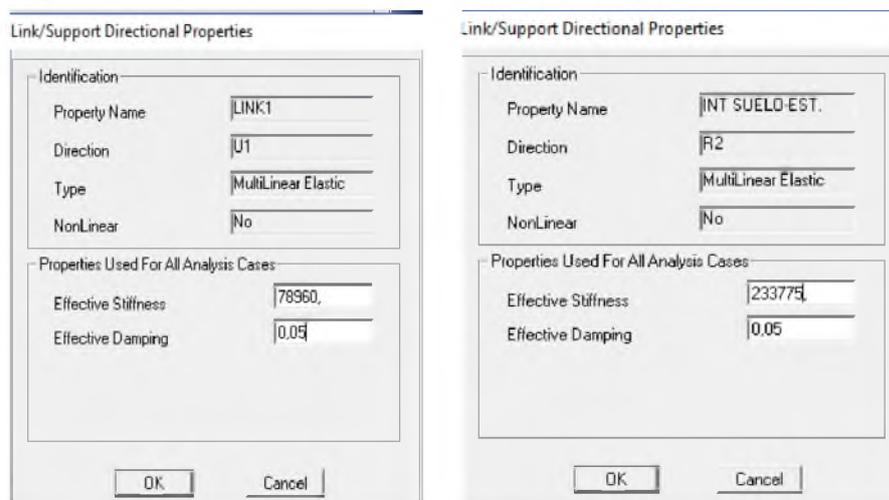
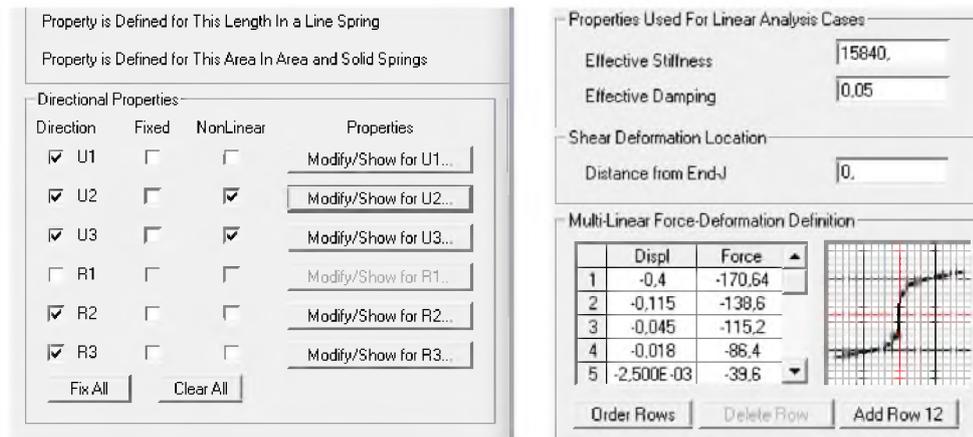


Figura 46.- Modelamiento de la Rigidez Vertical ( $K_v$ ) y la rigidez a balanceo ( $K_r$ ) mediante Link/Support Properties en el “Modelo 2”.

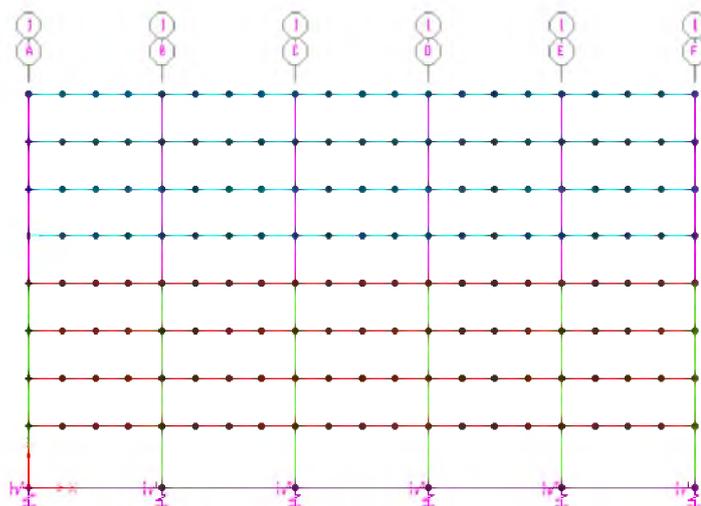
- **No Lineal:** Este es el caso de la rigidez horizontal ( $K_h$ ). Se ingresa la ley constitutiva obtenida por LPILE en el Capítulo 5: Análisis LPILE, Gráfico 4. SAP2000 pide especificar el límite de la rigidez elástica de la interacción suelo-cimentación como “Effective Stiffness”, que tomará el valor de 15840 Ton/m, que corresponde como el primer tramo de

pendiente de la ley constitutiva Fuerza de Corte – Desplazamiento Horizontal en la tabla 7.



**Figura 47.- Modelamiento de la Rigidez Horizontal ( $K_h$ ) mediante Link/Support Properties en el “Modelo 2”.**

De esta manera se modelan un conjunto de resortes verticales, horizontales y tipo espiral resultado de la interacción suelo-pilote, permitiendo que SAP2000 realice un análisis considerando la interacción suelo – estructura. El procedimiento seguido en SAP2000 para obtener los resultados del análisis sísmico en el “Modelo 1”, es el mismo procedimiento seguido para el análisis sísmico del “Modelo 2”.



**Figura 48.- Condición de apoyo en la base Modelada en SAP2000 para el desarrollo del “Modelo 2”**

### 6.2.1 Derivas Absolutas de Entrepiso

Al incorporar la interacción suelo-estructura se obtuvieron las siguientes derivas absolutas de entrepiso.

SISMO GUAYAQUIL				
ENTREPISO	100%X + 30%Y		30%X + 100%Y	
	$\Delta X_1$ (m)	$\Delta Y_1$ (m)	$\Delta X_2$ (m)	$\Delta Y_2$ (m)
8	0,2929	0,0953	0,0879	0,3176
7	0,2776	0,0897	0,0833	0,2989
6	0,2553	0,0819	0,0766	0,2730
5	0,2262	0,0721	0,0679	0,2402
4	0,1944	0,0615	0,0583	0,2049
3	0,1612	0,0506	0,0484	0,1685
2	0,1245	0,0386	0,0374	0,1287
1	0,0835	0,0255	0,0251	0,0851
BASE	0,0241	0,0071	0,0072	0,0237

Tabla 17.- Derivas Absolutas – Sismo Guayaquil “Modelo 2”.

SISMO IMPERIAL VALLEY				
ENTREPISO	100%X + 30%Y		30%X + 100%Y	
	$\Delta X_1$ (m)	$\Delta Y_1$ (m)	$\Delta X_2$ (m)	$\Delta Y_2$ (m)
8	0,1296	0,0382	0,0389	0,1273
7	0,1222	0,0361	0,0367	0,1202
6	0,1121	0,0330	0,0336	0,1101
5	0,0990	0,0291	0,0297	0,0970
4	0,0849	0,0248	0,0255	0,0825
3	0,0705	0,0203	0,0211	0,0676
2	0,0546	0,0154	0,0164	0,0514
1	0,0367	0,0101	0,0110	0,0338
BASE	0,0106	0,0028	0,0032	0,0093

Tabla 18.- Derivas Absolutas – Sismo Imperial Valley “Modelo 2”.

SISMO EUREKA				
ENTREPISO	100%X + 30%Y		30%X + 100%Y	
	$\Delta X_1$ (m)	$\Delta Y_1$ (m)	$\Delta X_2$ (m)	$\Delta Y_2$ (m)
8	0,0929	0,0292	0,0279	0,0975
7	0,0872	0,0273	0,0262	0,0911
6	0,0791	0,0247	0,0237	0,0822
5	0,0688	0,0213	0,0207	0,0712
4	0,0581	0,0179	0,0174	0,0595
3	0,0474	0,0144	0,0142	0,0480
2	0,0361	0,0108	0,0108	0,0360
1	0,0239	0,0070	0,0072	0,0234
BASE	0,0068	0,0019	0,0020	0,0064

Tabla 19.- Derivas Absolutas – Sismo Eureka “Modelo 2”

### 6.2.2 Fuerza Interna de Corte por Entrepiso

Determinado a partir del mismo procedimiento descrito en la sección 6.1.2 del presente capítulo.

SISMO GUAYAQUIL				
Entrepiso	100% X + 30% Y		30% X + 100% Y	
	$V_x$ (Ton)	$V_y$ (Ton)	$V_x$ (Ton)	$V_y$ (Ton)
8	1110,04	335,09	336,21	1113,11
7	2606,78	830,35	784,42	2765,49
6	4089,98	1277,39	1229,45	4255,62
5	5441,87	1665,20	1635,28	5547,36
4	6673,66	2000,80	2005,11	6665,02
3	7719,95	2290,03	2318,73	7629,64
2	8543,71	2526,98	2566,17	8419,08
1	9123,82	2695,30	2737,90	8983,30

Tabla 20.- Fuerzas de Corte Internas – Sismo Guayaquil “Modelo 2”.

SISMO IMPERIAL VALLEY				
Entrepiso	100% X + 30% Y		30% X + 100% Y	
	V <sub>x</sub> (Ton)	V <sub>y</sub> (Ton)	V <sub>x</sub> (Ton)	V <sub>y</sub> (Ton)
8	605,41	166,65	184,10	550,41
7	1381,60	377,86	416,35	1256,45
6	2041,15	543,96	614,26	1810,06
5	2560,56	692,36	770,27	2303,48
4	2988,27	844,85	898,79	2810,42
3	3384,26	956,50	1017,37	3183,26
2	3736,65	1027,07	1123,30	3417,96
1	4013,92	1062,55	1204,74	3540,46

Tabla 21.- Fuerzas de Corte Internas – Sismo Imperial Valley “Modelo 2”.

SISMO EUREKA				
Entrepiso	100% X + 30% Y		30% X + 100% Y	
	V <sub>x</sub> (Ton)	V <sub>y</sub> (Ton)	V <sub>x</sub> (Ton)	V <sub>y</sub> (Ton)
8	432,28	119,81	131,10	397,37
7	998,10	287,83	300,49	958,24
6	1490,24	436,64	448,16	1454,24
5	1872,09	554,26	562,83	1845,83
4	2160,60	639,75	649,51	2130,26
3	2365,15	692,03	710,75	2304,80
2	2501,33	718,18	751,73	2391,77
1	2585,48	727,97	775,97	2426,04

Tabla 22.- Fuerzas de Corte Internas – Sismo Eureka “Modelo 2”.

### 6.2.3 Reacciones Totales en la Base

Reacciones Totales en la Base (Modelo 2)						
Tipo de Sismo	Combinación	R <sub>hx</sub> (Ton)	R <sub>hy</sub> (Ton)	R <sub>v</sub> (Ton)	M <sub>x</sub> (Ton-m)	M <sub>y</sub> (Ton-m)
Guayaquil	100%X + 30%Y	9149	2702	20750	19660	20320
Guayaquil	30%X + 100%Y	2745	9008	24296	20229	6096
Imperial Valley	100%X + 30%Y	4026	1063	15249	8312	8918
Imperial Valley	30%X + 100%Y	1208	3543	16504	8110	2676
Eureka	100%X + 30%Y	2588	728	14137	5229	5833
Eureka	30%X + 100%Y	777	2426	15178	5366	1750

Tabla 23.- Reacciones Totales en la Base del Edificio, “Modelo 1”.

## CAPÍTULO 7: EVALUACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA GLOBAL SOBRE LA SUPERESTRUCTURA

En el siguiente capítulo se detalla el procedimiento numérico seguido para evaluar el “Modelo 1” y el “Modelo 2” en términos de Demanda a Corte Sísmico, derivas de entrepiso e índice de estabilidad lateral.

### 7.1 Modelo 1

#### 7.1.1 Derivas Relativa de Entrepiso (%)

En base a la deriva de cada entrepiso ( $\Delta$ ) en centímetros (cm), se obtiene la distorsión angular o la deriva relativa ( $\Delta\%$ ) del entrepiso. Por ejemplo, para el sismo Guayaquil (Modelo 1) con combinación 100%X + 30%Y:

$$\Delta_8 = \delta_8 - \delta_7 = 0.1168 - 0.1090$$

$$\Delta_8 = 0.1168 - 0.1090 = 0.0078 \text{ m}$$

$$\Delta_8(\%) = \frac{\Delta_8(m)}{h_{s8}} = \frac{0.0078}{3.25} = 0.24\%h_{sg}$$

Se calcula la distorsión angular de entrepiso en la dirección “X” y “Y” y se determina la distorsión angular total mediante el teorema de Pitágoras.

SISMO GUAYAQUIL						
ENTREPISO	100%X + 30%Y			30%X + 100%Y		
	$\Delta X_1$ (%)	$\Delta Y_1$ (%)	$\Delta_{TOT-1}$ (%)	$\Delta X_2$ (%)	$\Delta Y_2$ (%)	$\Delta_{TOT-2}$ (%)
8	<b>0,240</b>	0,086	0,255	0,072	0,286	0,295
7	0,359	0,124	0,379	0,108	0,412	0,426
6	0,467	0,161	0,494	0,140	0,535	0,553
5	0,501	0,172	0,529	0,150	0,572	0,591
4	0,508	0,173	0,536	0,152	0,577	0,597
3	0,536	0,181	0,566	0,161	0,603	0,624
2	0,530	0,177	0,559	0,159	0,590	0,611
1	0,347	0,114	0,365	0,104	0,381	0,395

Tabla 24.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 1”.

SISMO IMPERIAL VALLEY						
ENTREPISO	100%X + 30%Y			30%X + 100%Y		
	$\Delta X$ (%)	$\Delta Y$ (%)	$\Delta_{TOTAL}$ (%)	$\Delta X_2$ (%)	$\Delta Y_2$ (%)	$\Delta_{TOT-2}$ (%)
8	0,193	0,075	0,207	0,058	0,249	0,256
7	0,285	0,109	0,305	0,085	0,362	0,372
6	0,372	0,139	0,397	0,112	0,463	0,476
5	0,395	0,146	0,421	0,118	0,487	0,501
4	0,411	0,149	0,437	0,123	0,497	0,512
3	0,450	0,158	0,477	0,135	0,526	0,543
2	0,458	0,155	0,484	0,137	0,518	0,536
1	0,305	0,102	0,321	0,091	0,339	0,351

Tabla 25.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 1”.

SISMO EUREKA						
ENTREPISO	100%X + 30%Y			30%X + 100%Y		
	$\Delta X$ (%)	$\Delta Y$ (%)	$\Delta_{TOTAL}$ (%)	$\Delta X_2$ (%)	$\Delta Y_2$ (%)	$\Delta_{TOT-2}$ (%)
8	0,217	0,072	0,229	0,065	0,241	0,250
7	0,318	0,103	0,334	0,095	0,344	0,357
6	0,409	0,130	0,429	0,123	0,434	0,451
5	0,431	0,135	0,452	0,129	0,451	0,469
4	0,428	0,131	0,448	0,128	0,435	0,454
3	0,446	0,130	0,465	0,134	0,434	0,454
2	0,438	0,128	0,456	0,131	0,427	0,447
1	0,286	0,083	0,298	0,086	0,276	0,289

Tabla 26.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 1”.

El resumen de los resultados, para cada sismo y combinación de cargas para el “Modelo 1”, se ilustra en la figura 49.

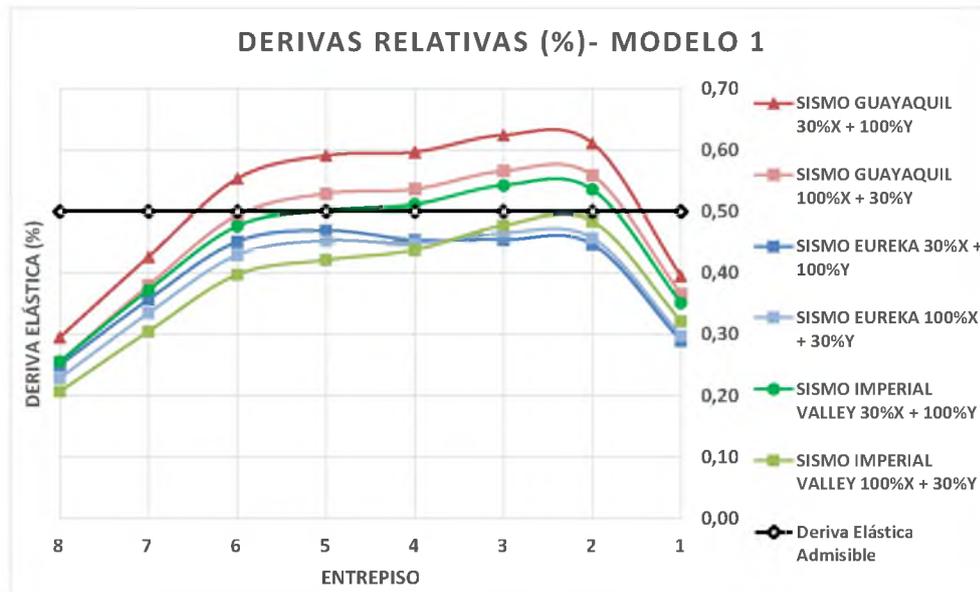


Figura 49.- Derivas Relativas (%) en “Modelo 1”.

### 7.1.2 Estabilidad Lateral

La estabilidad lateral es determinada mediante la expresión del NEC-15 expuesta en el Capítulo 4.

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i h_i} = \frac{M_{ACTUANTE}}{M_{RESISTENTE}}$$

La carga axial por piso ( $P_i$ ) es el producto entre el área de cada piso (1211.25 m<sup>2</sup>) y el esfuerzo en servicio producido por el 25% de las cargas vivas y el 100% de las cargas muertas.

Entrepiso	Altura (m)	Carga (Ton/m <sup>2</sup> )	ΣP (Ton)	ΣP <sub>Acumulado</sub> (Ton)
8	3,25	0,486	588,38	588,38
7	3,25	0,886	1073,03	1661,42
6	3,25	0,886	1073,03	2734,45
5	3,25	0,886	1073,03	3807,48
4	3,25	0,886	1073,03	4880,51
3	3,25	0,886	1073,03	5953,55
2	3,25	0,886	1073,03	7026,58
1	4,25	0,886	1073,03	8099,61

Tabla 27.- Carga axial total por entrepiso

Las derivas horizontales absolutas para cada entrepiso, tipo de sismo y combinación están resumidas en la tabla 28.

SISMO	Entrepiso	100% X + 30% Y		30% X + 100% Y	
		$\delta X$ (m)	$\delta Y$ (m)	$\delta X$ (m)	$\delta Y$ (m)
SISMO GUAYAQUIL	8	0,1168	0,0397	0,0350	0,1324
	7	0,1090	0,0369	0,0327	0,1231
	6	0,0973	0,0329	0,0292	0,1097
	5	0,0822	0,0277	0,0247	0,0923
	4	0,0659	0,0221	0,0198	0,0737
	3	0,0494	0,0165	0,0148	0,0550
	2	0,0320	0,0106	0,0096	0,0354
	1	0,0148	0,0049	0,0044	0,0162
SISMO IMPERIAL VALLEY	8	0,0963	0,0346	0,0289	0,1152
	7	0,0900	0,0321	0,0270	0,1071
	6	0,0808	0,0286	0,0242	0,0953
	5	0,0687	0,0241	0,0206	0,0803
	4	0,0558	0,0193	0,0168	0,0645
	3	0,0425	0,0145	0,0127	0,0483
	2	0,0279	0,0094	0,0084	0,0312
	1	0,0130	0,0043	0,0039	0,0144
SISMO EUREKA	8	0,0993	0,0305	0,0298	0,1016
	7	0,0923	0,0281	0,0277	0,0938
	6	0,0820	0,0248	0,0246	0,0826
	5	0,0687	0,0205	0,0206	0,0685
	4	0,0547	0,0162	0,0164	0,0538
	3	0,0409	0,0119	0,0123	0,0397
	2	0,0264	0,0077	0,0079	0,0256
	1	0,0122	0,0035	0,0036	0,0117

Tabla 28.- Resumen de Distorsión Angular de Entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga "Modelo 1".

La sumatoria de la fuerza de corte interna en cada entrepiso resultante del tipo de sismo y combinación de carga aplicada a la estructura, se encuentran resumidos en las tablas 13 14 y 15.

Finalmente el índice de estabilidad total  $Q_i$  se obtuvo como la hipotenusa del índice de estabilidad individual en la dirección X y dirección Y, los resultados se resumen en la Tabla 29.

SISMO	Entrepiso	100% X + 30% Y			30% X + 100% Y		
		$Q_{ix}$	$Q_{iy}$	$Q_{TOT}$	$Q_{ix}$	$Q_{iy}$	$Q_{TOT}$
SISMO GUAYAQUIL	8	0,0354	0,0368	0,0510	0,0353	0,0368	0,0510
	7	0,0379	0,0391	0,0544	0,0378	0,0391	0,0544
	6	0,0363	0,0375	0,0522	0,0362	0,0375	0,0522
	5	0,0328	0,0339	0,0472	0,0328	0,0339	0,0472
	4	0,0281	0,0291	0,0404	0,0280	0,0291	0,0404
	3	0,0226	0,0234	0,0326	0,0226	0,0234	0,0326
	2	0,0160	0,0165	0,0229	0,0159	0,0165	0,0229
	1	0,0062	0,0064	0,0089	0,0062	0,0064	0,0089
SISMO IMPERIAL VALLEY	8	0,0319	0,0347	0,0471	0,0317	0,0347	0,0470
	7	0,0364	0,0381	0,0527	0,0364	0,0381	0,0527
	6	0,0355	0,0364	0,0508	0,0355	0,0364	0,0508
	5	0,0330	0,0331	0,0468	0,0330	0,0331	0,0468
	4	0,0292	0,0290	0,0412	0,0292	0,0290	0,0412
	3	0,0230	0,0236	0,0330	0,0230	0,0236	0,0330
	2	0,0159	0,0165	0,0229	0,0159	0,0165	0,0229
	1	0,0062	0,0063	0,0089	0,0062	0,0063	0,0089
SISMO EUREKA	8	0,0298	0,0317	0,0435	0,0297	0,0317	0,0434
	7	0,0329	0,0347	0,0478	0,0329	0,0347	0,0478
	6	0,0330	0,0342	0,0475	0,0329	0,0342	0,0475
	5	0,0314	0,0318	0,0447	0,0314	0,0318	0,0447
	4	0,0277	0,0280	0,0394	0,0277	0,0280	0,0394
	3	0,0225	0,0232	0,0323	0,0225	0,0232	0,0323
	2	0,0160	0,0165	0,0229	0,0160	0,0165	0,0229
	1	0,0063	0,0064	0,0090	0,0063	0,0064	0,0090

Tabla 29.- Índice de Estabilidad de cada entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga "Modelo 1".

La siguiente figura ilustra la manera en que el índice de estabilidad varía por cada entrepiso de la estructura.

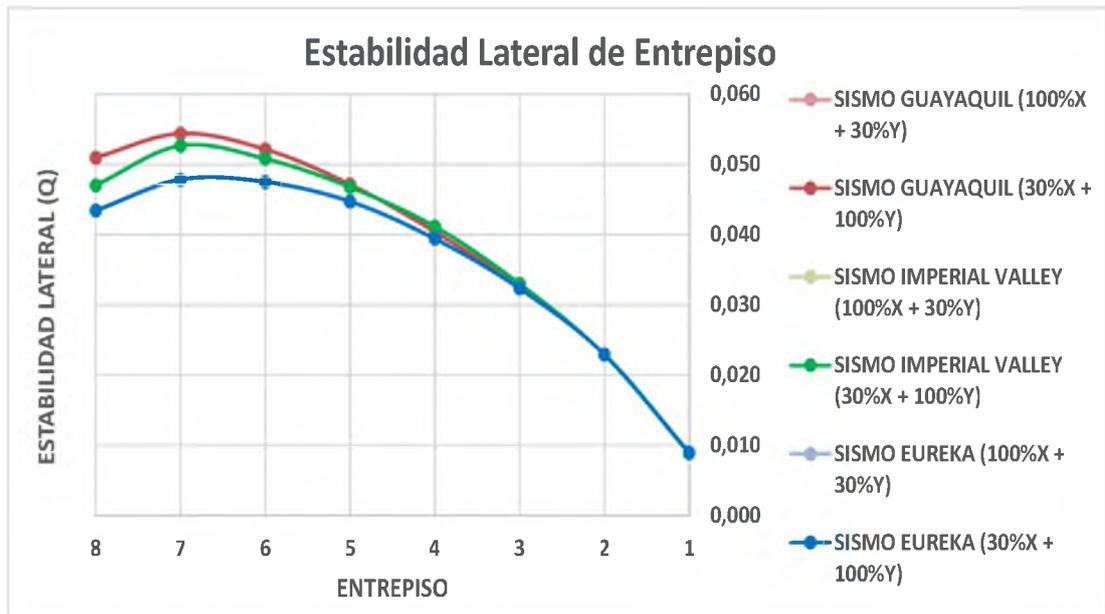


Figura 50.- índice de Estabilidad de Entrepiso “Modelo 1”.

### 7.1.3 Demanda de Corte Sísmico

Se evalúa la variación de la demanda de corte sísmico en la base de la estructura, al aplicar la combinación de carga correspondiente a la evaluación de estabilidad lateral:

$$U = DD + DL + (E_{100x} + E_{30y})$$

$$U = DD + DL + (E_{30x} + E_{100y})$$

Las figuras 51 y 52 muestran la fuerza interna de corte producida en cada entrepiso según el tipo de sismo en el “Modelo 1”.

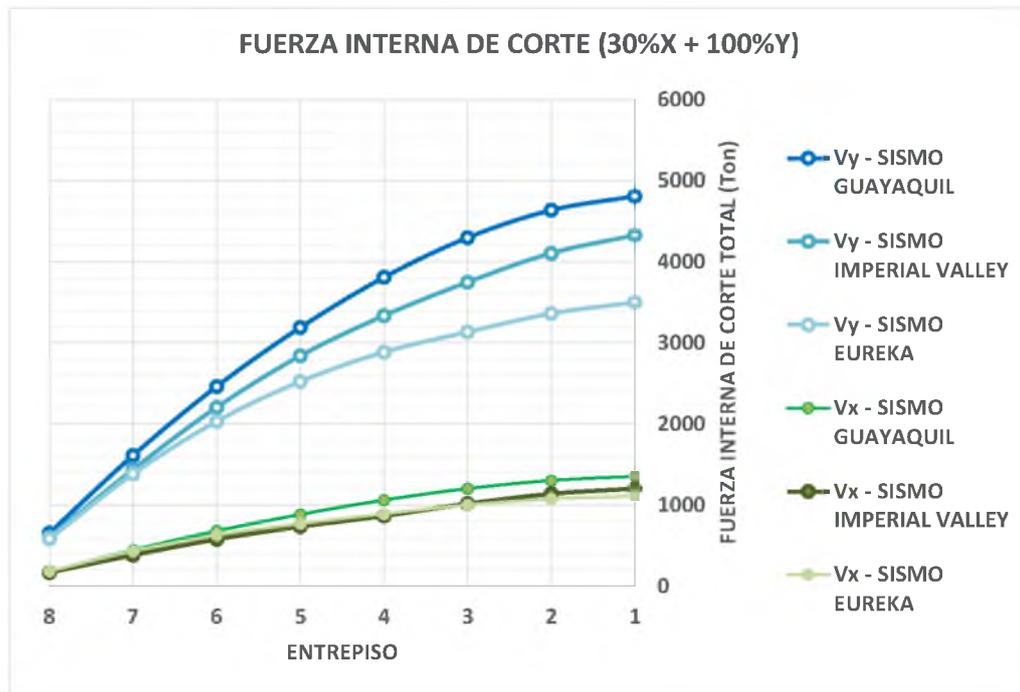


Figura 51.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 1” – Combinación: 30%X + 100%Y.

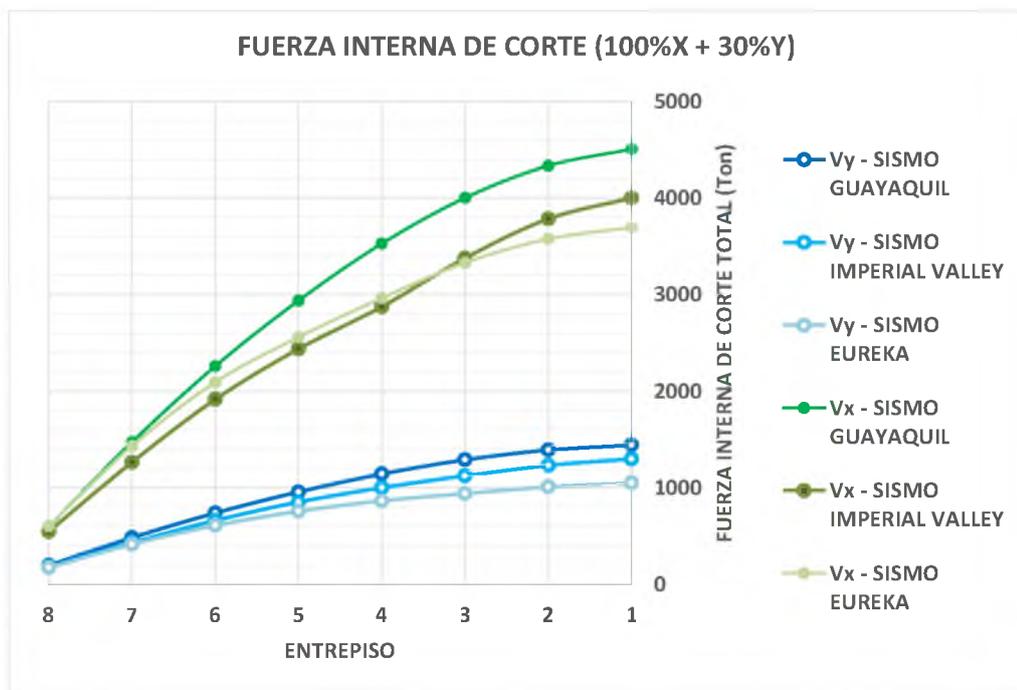


Figura 52.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 1” – Combinación: 100%X + 30%Y.

Una forma consolidada de evaluar la magnitud de la demanda sísmica impuesta por un sismo, es mediante las reacciones en la base de la edificación. La figura 53, donde se ilustra las reacciones horizontales y verticales resultantes de cada tipo de sismo y combinación sísmica.

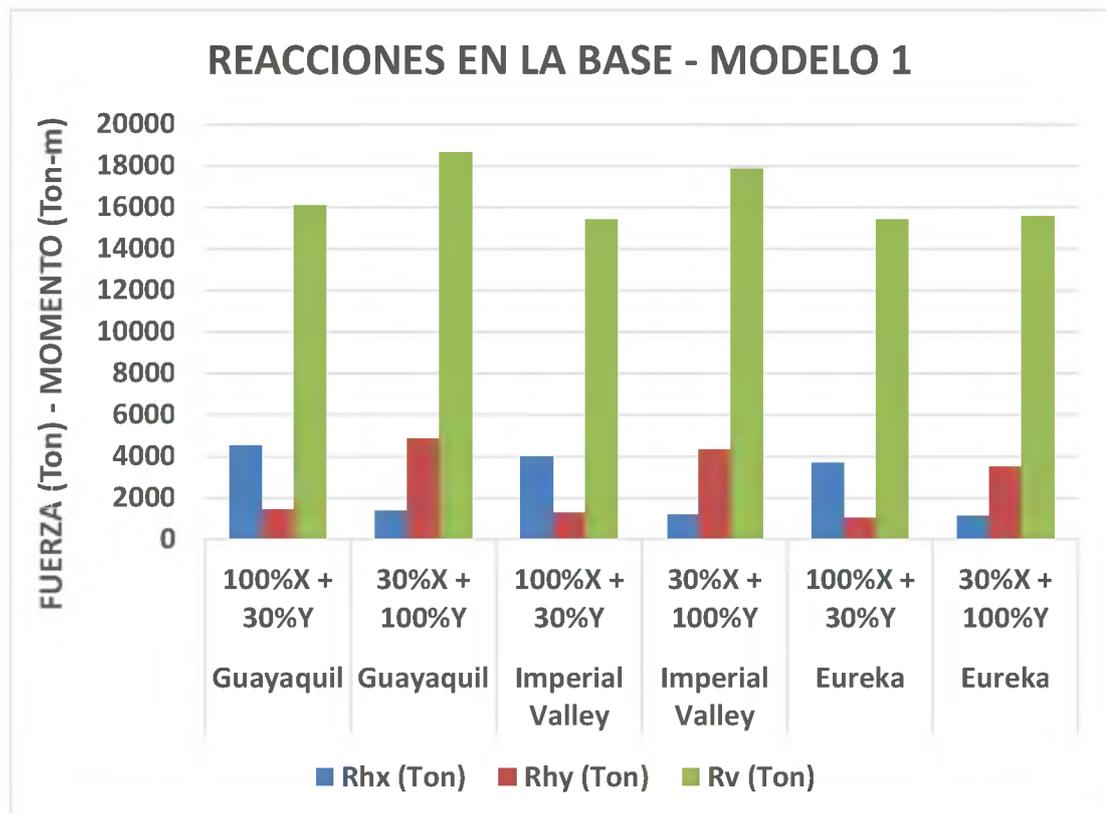


Figura 53.- Reacciones Totales en la Base del Edificio “Modelo 1”.

## 7.2 Modelo 2

### 7.2.1 Derivas Relativa de Entrepiso (%)

A continuación se muestran las derivas relativas expresadas en porcentaje (distorsión angular) para cada tipo de sismo y combinación sísmica:

SISMO GUAYAQUIL						
ENTREPISO	100%X + 30%Y			30%X + 100%Y		
	$\Delta X_1$ (%)	$\Delta Y_1$ (%)	$\Delta_{TOT-1}$ (%)	$\Delta X_2$ (%)	$\Delta Y_2$ (%)	$\Delta_{TOT-2}$ (%)
8	0,471	0,175	0,502	0,141	0,585	0,601
7	0,686	0,243	0,728	0,206	0,809	0,835
6	0,895	0,306	0,946	0,269	1,022	1,056
5	0,978	0,329	1,032	0,294	1,095	1,134
4	1,022	0,337	1,076	0,306	1,123	1,164
3	1,129	0,367	1,187	0,339	1,225	1,271
2	1,261	0,403	1,324	0,378	1,342	1,394
1	1,399	0,433	1,464	0,420	1,444	1,504

Tabla 30.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 2”.

SISMO IMPERIAL VALLEY						
ENTREPISO	100%X + 30%Y			30%X + 100%Y		
	$\Delta X$ (%)	$\Delta Y$ (%)	$\Delta_{TOTAL}$ (%)	$\Delta X_2$ (%)	$\Delta Y_2$ (%)	$\Delta_{TOT-2}$ (%)
8	0,228	0,066	0,237	0,068	0,218	0,229
7	0,311	0,093	0,324	0,093	0,311	0,324
6	0,402	0,121	0,420	0,121	0,405	0,422
5	0,436	0,133	0,456	0,131	0,445	0,463
4	0,443	0,137	0,464	0,133	0,457	0,476
3	0,490	0,150	0,512	0,147	0,500	0,521
2	0,550	0,163	0,574	0,165	0,542	0,567
1	0,614	0,173	0,637	0,184	0,575	0,604

Tabla 31.- Distorsión Angular Total – Sismo Guayaquil “Modelo 2”.

SISMO EUREKA						
ENTREPISO	100%X + 30%Y			30%X + 100%Y		
	$\Delta X$ (%)	$\Delta Y$ (%)	$\Delta_{TOTAL}$ (%)	$\Delta X_2$ (%)	$\Delta Y_2$ (%)	$\Delta_{TOT-2}$ (%)
8	0,174	0,059	0,184	0,052	0,197	0,204
7	0,249	0,082	0,262	0,075	0,272	0,282
6	0,317	0,102	0,333	0,095	0,341	0,354
5	0,332	0,108	0,349	0,100	0,358	0,372
4	0,329	0,107	0,346	0,099	0,355	0,369
3	0,347	0,111	0,365	0,104	0,369	0,383
2	0,373	0,116	0,391	0,112	0,386	0,402
1	0,403	0,120	0,421	0,121	0,401	0,419

Tabla 32.- Distorsión Angular Total – Sismo Eureka “Modelo 2”.

El resumen de los resultados, en términos de derivas relativas totales para cada sismo y combinación de cargas para el “Modelo 2”, se ilustra en la siguiente figura.

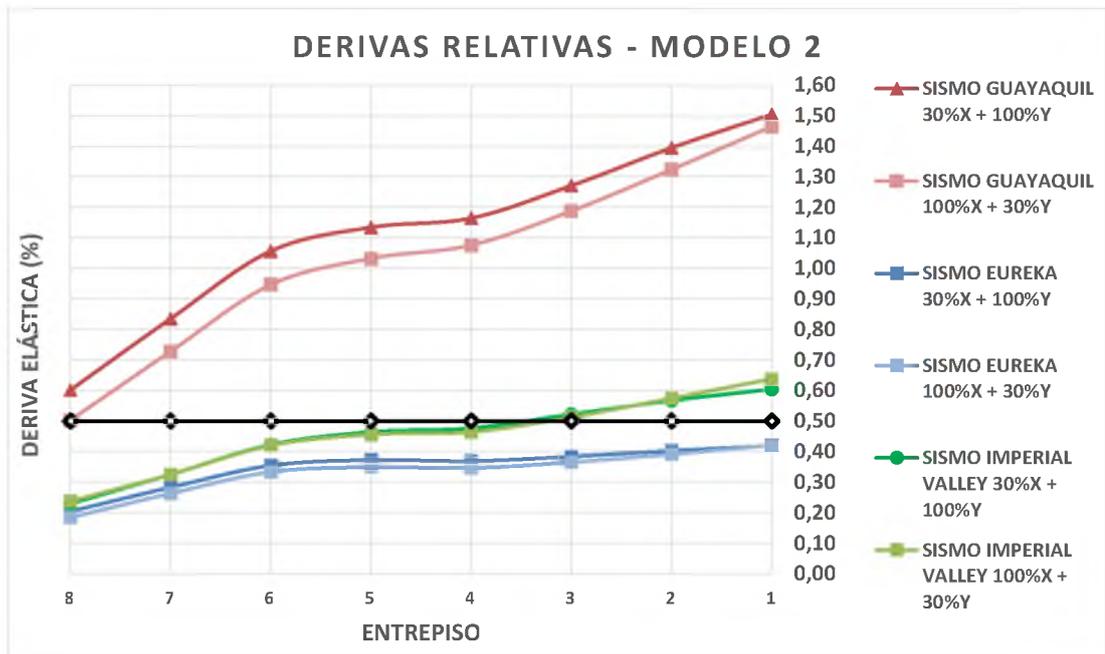


Figura 54.- Derivas Relativas (%) en “Modelo 2”.

## 7.2.2 Estabilidad Lateral

La carga axial total por entrepiso es igual a la determinada en la Tabla 25. Las derivas horizontales absolutas para cada entrepiso, tipo de sismo y combinación están resumidas en la tabla 33.

SISMO	Entrepiso	100% X + 30% Y		30% X + 100% Y	
		$\delta X$ (m)	$\delta Y$ (m)	$\delta X$ (m)	$\delta Y$ (m)
SISMO GUAYAQUIL	8	0,2929	0,0397	0,0879	0,1324
	7	0,2776	0,0369	0,0833	0,1231
	6	0,2553	0,0329	0,0766	0,1097
	5	0,2262	0,0277	0,0679	0,0923
	4	0,1944	0,0221	0,0583	0,0737
	3	0,1612	0,0165	0,0484	0,0550
	2	0,1245	0,0106	0,0374	0,0354
	1	0,0835	0,0049	0,0251	0,0162
SISMO IMPERIAL VALLEY	8	0,1296	0,0382	0,0389	0,1273
	7	0,1222	0,0361	0,0367	0,1202
	6	0,1121	0,0330	0,0336	0,1101
	5	0,0990	0,0291	0,0297	0,0970
	4	0,0849	0,0248	0,0255	0,0825
	3	0,0705	0,0203	0,0211	0,0676
	2	0,0546	0,0154	0,0164	0,0514
	1	0,0367	0,0101	0,0110	0,0338
SISMO EUREKA	8	0,0929	0,0292	0,0279	0,0975
	7	0,0872	0,0273	0,0262	0,0911
	6	0,0791	0,0247	0,0237	0,0822
	5	0,0688	0,0213	0,0207	0,0712
	4	0,0581	0,0179	0,0174	0,0595
	3	0,0474	0,0144	0,0142	0,0480
	2	0,0361	0,0108	0,0108	0,0360
	1	0,0239	0,0070	0,0072	0,0234

Tabla 33.- Resumen de Distorsión Angular de Entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga “Modelo 1”.

La sumatoria de la fuerza de corte interna en cada entrepiso resultante del tipo de sismo y combinación de carga aplicada a la estructura, se encuentran resumidos en las tablas 20, 21 y 22.

El índice de estabilidad total para cada entrepiso ( $Q_i$ ) es determinado de la misma manera que en la sección 7.1.2 del presente capítulo. Los resultados del índice de estabilidad para el “Modelo 2” están resumidos en la Tabla 34.

SISMO	Entrepiso	100% X + 30% Y			30% X + 100% Y		
		$Q_{ix}$	$Q_{iy}$	$Q_{TOT}$	$Q_{ix}$	$Q_{iy}$	$Q_{TOT}$
SISMO GUAYAQUIL	8	0,0478	0,0215	0,0524	0,04732	0,02153	0,0520
	7	0,0544	0,0227	0,0590	0,05427	0,02276	0,0589
	6	0,0525	0,0217	0,0568	0,05241	0,02169	0,0567
	5	0,0487	0,0195	0,0524	0,04862	0,01949	0,0524
	4	0,0437	0,0166	0,0468	0,04368	0,01661	0,0467
	3	0,0383	0,0132	0,0405	0,03821	0,01320	0,0404
	2	0,0315	0,0091	0,0328	0,03147	0,00908	0,0328
	1	0,0174	0,0034	0,0178	0,01744	0,00343	0,0178
SISMO IMPERIAL VALLEY	8	0,0388	0,0415	0,0568	0,03823	0,04187	0,0567
	7	0,0452	0,0488	0,0665	0,04501	0,04891	0,0665
	6	0,0462	0,0511	0,0689	0,04606	0,05118	0,0689
	5	0,0453	0,0492	0,0669	0,04519	0,04931	0,0669
	4	0,0427	0,0440	0,0613	0,04255	0,04408	0,0613
	3	0,0381	0,0389	0,0545	0,03807	0,03892	0,0544
	2	0,0316	0,0324	0,0453	0,03150	0,03250	0,0453
	1	0,0174	0,0182	0,0252	0,01740	0,01817	0,0252
SISMO EUREKA	8	0,0389	0,0442	0,0589	0,03848	0,04442	0,0588
	7	0,0447	0,0485	0,0660	0,04452	0,04860	0,0659
	6	0,0447	0,0475	0,0652	0,04457	0,04758	0,0652
	5	0,0431	0,0451	0,0624	0,04299	0,04516	0,0624
	4	0,0403	0,0419	0,0582	0,04026	0,04195	0,0581
	3	0,0367	0,0381	0,0529	0,03661	0,03813	0,0529
	2	0,0312	0,0325	0,0450	0,03111	0,03252	0,0450
	1	0,0176	0,0184	0,0255	0,01764	0,01840	0,0255

Tabla 34.- Índice de Estabilidad de cada entrepiso según el tipo de sismo y combinación de carga “Modelo 1”.

El siguiente gráfico ilustra como varía el índice de estabilidad a lo largo de la edificación según el entrepiso.

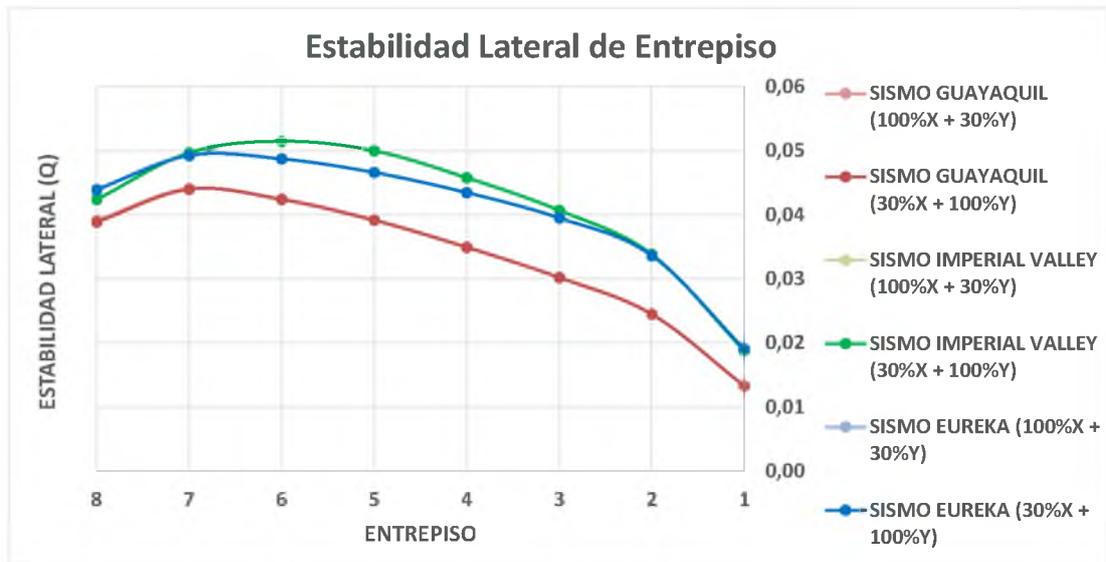


Figura 55.- índice de Estabilidad de Entrepiso “Modelo 1”.

### 7.2.3 Demanda de Corte Sísmico

La demanda de Corte Sísmico del “Modelo 2” es evaluada tal y como se describió en la sección 7.1.3 del presente capítulo. Las figuras 56 y 57 muestran la fuerza interna de corte producida en cada entrepiso según el tipo de sismo.

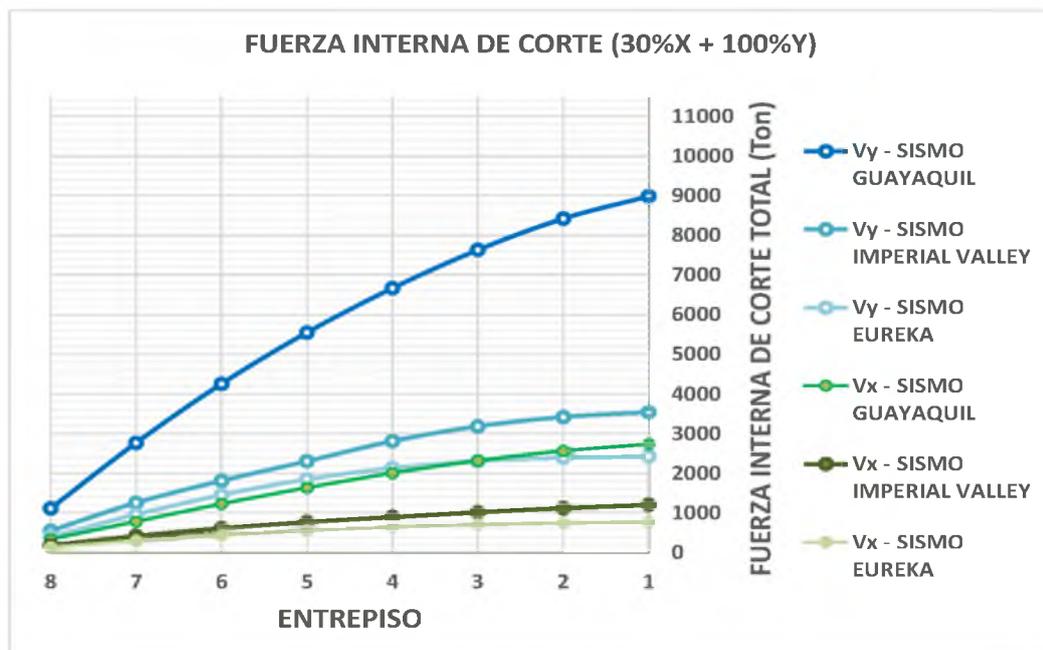


Figura 56.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 2” – Combinación: 30%X + 100%Y.

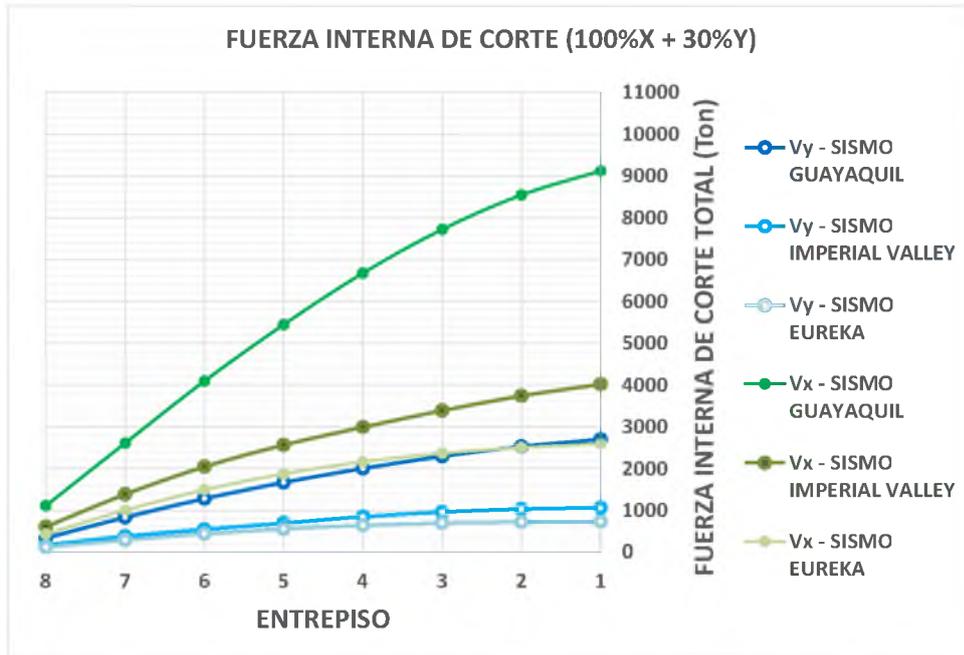


Figura 57.- Fuerza Interna de Corte por Entrepiso “Modelo 2” – Combinación: 100%X + 30%Y.

La figura 58 ilustra las reacciones horizontales y verticales resultantes de cada tipo de sismo y combinación sísmica.

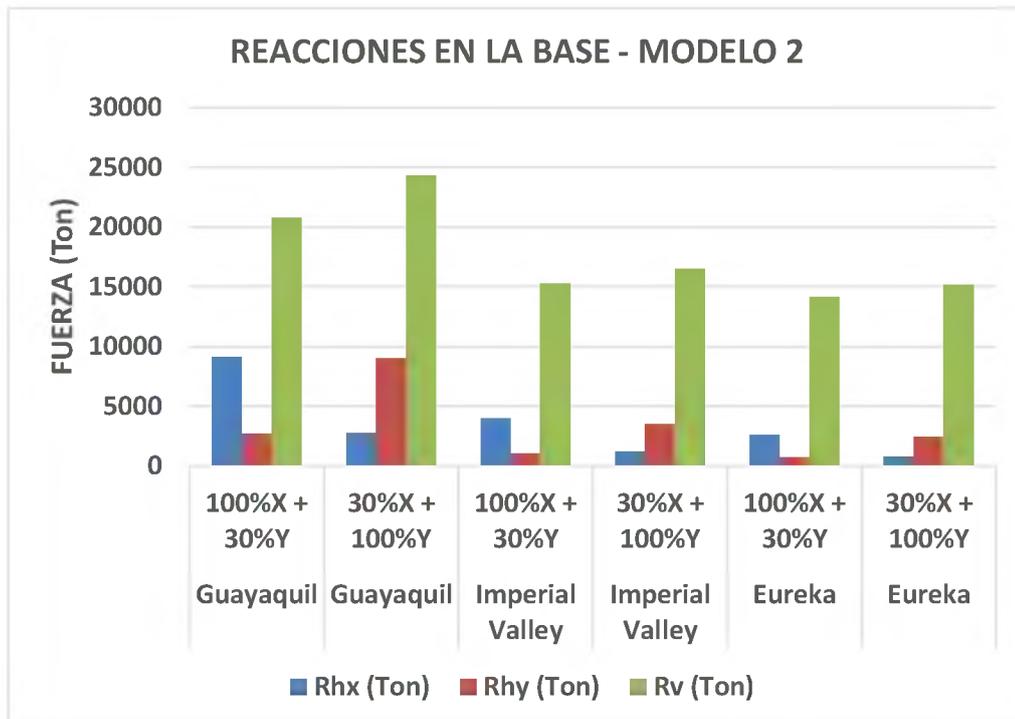


Figura 58.- Reacciones Totales en la Base del Edificio “Modelo 1”.

## CAPÍTULO 8: COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el siguiente capítulo se hace un análisis comparativo entre los resultados del análisis estructural en términos de la demanda de corte sísmico, derivas de entrepiso y estabilidad lateral, entre los dos modelos. Para este análisis se consideran las derivas relativas de entrepisos, fuerzas internas de corte e índices de estabilidad máximos obtenidos en el Capítulo 7, para ambos modelos.

### 8.1 Comparación de Estados Límite

#### 8.1.1 Derivas Relativas (%)

Para el caso de la combinación  $U = (E_{30x} + E_{100y})$  para el control de derivas relativas, se obtuvieron los siguientes resultados.

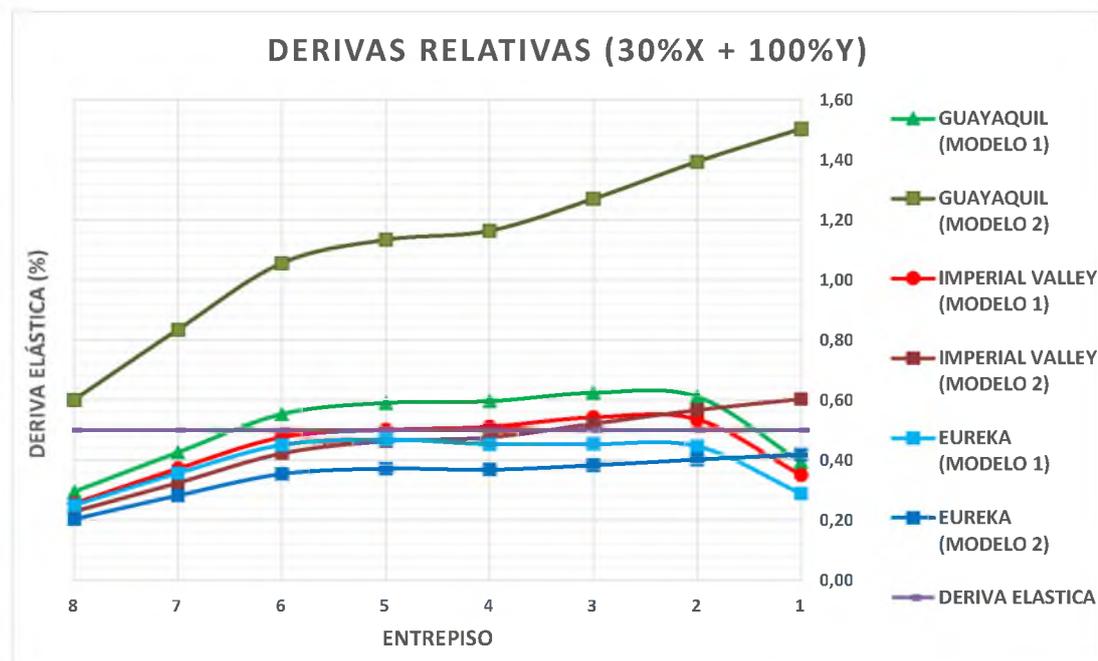
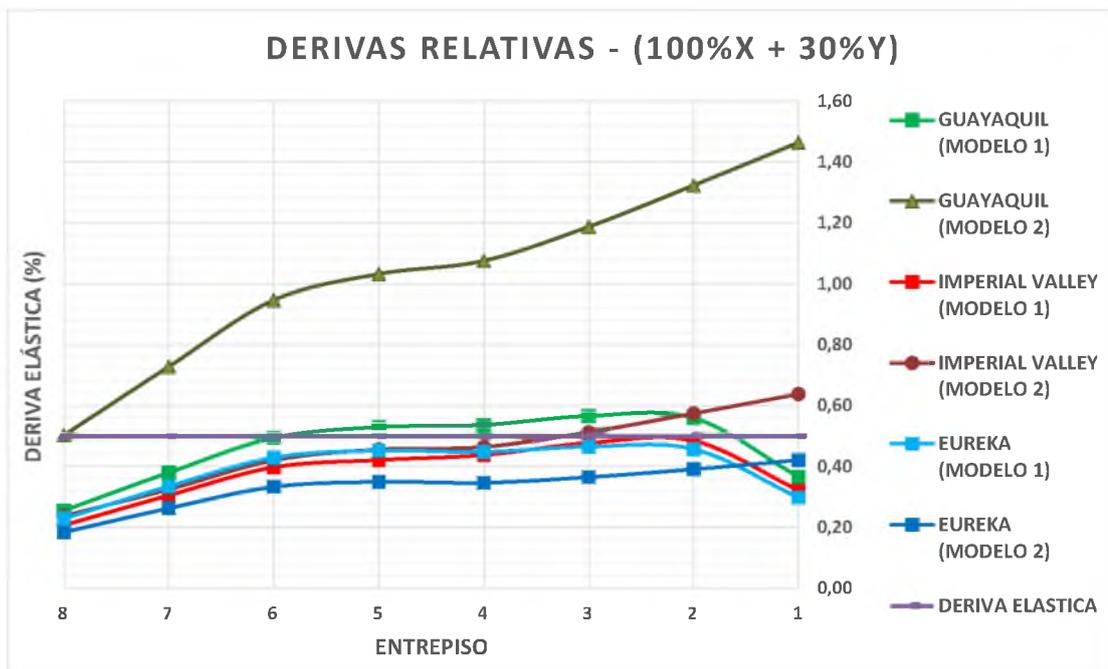


Figura 59.- Derivas Relativas Máximas producidas en Combinación de Carga:  
 $U = (E_{30x} + E_{100y})$

El “Modelo 1”, donde predomina el movimiento de los entrepisos intermedios (del 2 al 6) para todos los sismos aplicados, presenta una deriva relativa elástica máxima de 0,62% en el 3<sup>er</sup> entrepiso para el sismo Guayaquil. Sin embargo al incorporar los efectos de la interacción suelo – estructura en el

“Modelo 2”, predomina el movimiento de los entrepisos inferiores (del 1 al 3) para todos los sismos aplicados, y para el Sismo Guayaquil se produce una deriva elástica máxima de 1,50% en el 1<sup>er</sup> entrepiso. La deriva de 1.50% en este sismo resulta fuera del rango elástico y solo tiene un significado cualitativo, más no cuantitativo.

Al evaluar la combinación  $U = (E_{100x} + E_{30y})$  para el control de las derivas relativas en la dirección X:



**Figura 60.- Derivas Relativas Máximas producidas en Combinación de Carga:**  
 $U = (E_{100x} + E_{30y})$

Asumiendo una condición empotrada (Modelo 1), predomina el movimiento horizontal de los pisos intermedios (del 2 al 6) para todos los sismos, obteniéndose una deriva relativa máxima de 0.58% en el segundo entrepiso para el Sismo Guayaquil. Al incorporar los efectos de la interacción suelo – estructura pasa a predominar nuevamente el movimiento horizontal de los entrepisos inferiores (del 1 al 4), con una deriva relativa máxima de 1.44% en el primer entrepiso para el Sismo Guayaquil. Nuevamente la deriva de 1.44% para el Sismo Guayaquil resulta fuera de rango elástico, por lo que su significado es cualitativo y no cuantitativo.

En resumen, la flexibilización de la base debido a la interacción suelo-estructura incrementa la demanda de derivas elásticas del primer entrepiso y sus consecutivos. Se determinó un incremento en las derivas de  $1.50/0.62=2.50$  veces para el sismo Guayaquil y  $0.60/0.50=1.20$  veces para el Sismo Imperial Valley; sin embargo para el Sismo Eureka, no se presentó cambio significativo en la deriva relativa máxima esperada. Estas variaciones en las demandas de las derivas se deben a la interacción entre el contenido frecuencial del sismo considerado y el periodo de la estructura que se ve modificado al incorporar la interacción suelo-estructura. En la sección 8.2 del presente Capítulo se explica numéricamente esta relación.

Cabe mencionar, que la variación de la deriva relativa máxima al aplicar una u otra combinación de carga se puede despreciar ya que es muy baja. No existe una combinación de carga específica " $U = (E_{100x} + E_{30y})$  o  $U = (E_{30x} + E_{100y})$ " que intensifique la deriva relativa máxima esperada para un evento sísmico. Esto se debe a que la superestructura es esencialmente simétrica, con una ligera diferencia de rigidez lateral en el Sentido X respecto al Sentido Y, originada en la disposición del sistema de vigas secundarias en el Sentido X.

### 8.1.2 Comparación de Demanda de Corte Sísmico

Para cada combinación de cargas se analiza la dirección del edificio que demanda mayor fuerza cortante en sus entrepisos. Al aplicar la combinación de carga  $U = DD + DL + (E_{30x} + E_{100y})$  se obtiene una variación de la Fuerza Interna Total de Corte por entrepiso en la dirección "Y" tal como lo muestra la figura 61.

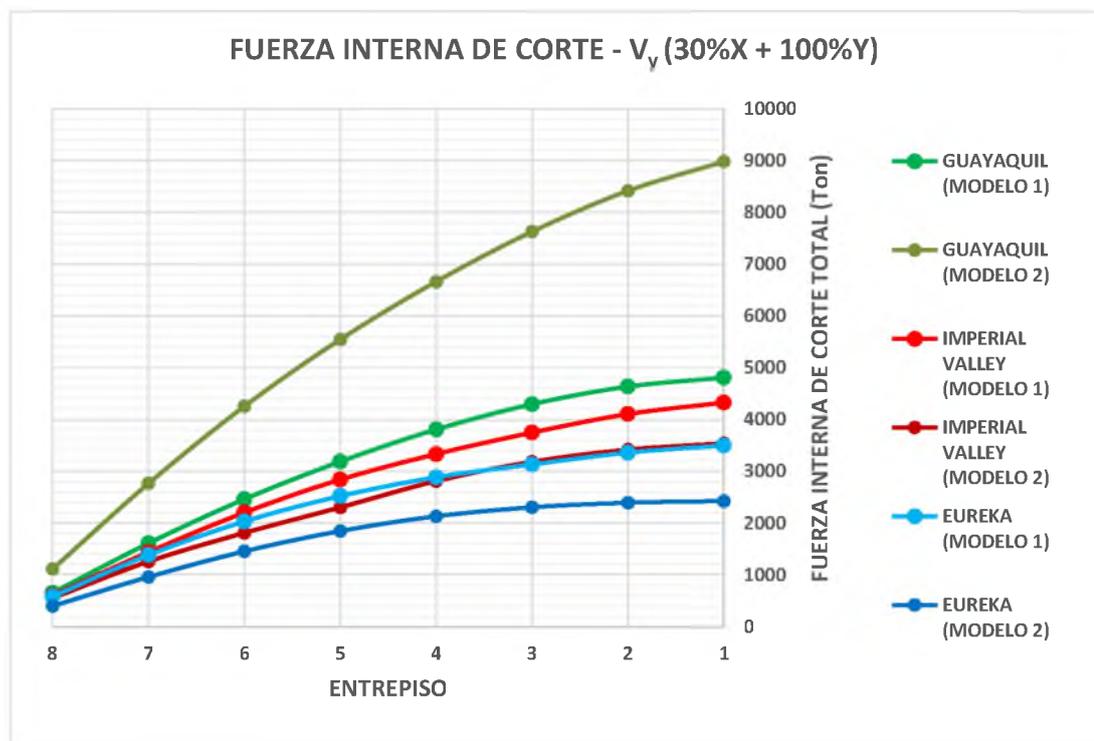


Figura 61.- Variación de Fuerza Interna de Corte Total Máxima por Entrepiso para combinación  $U = DD + DL + (E_{30x} + E_{100y})$ .

Al evaluar la combinación de resistencia requerida  $U = DD + DL + (E_{100x} + E_{30y})$  en la dirección "X" se obtuvieron los siguientes resultados:

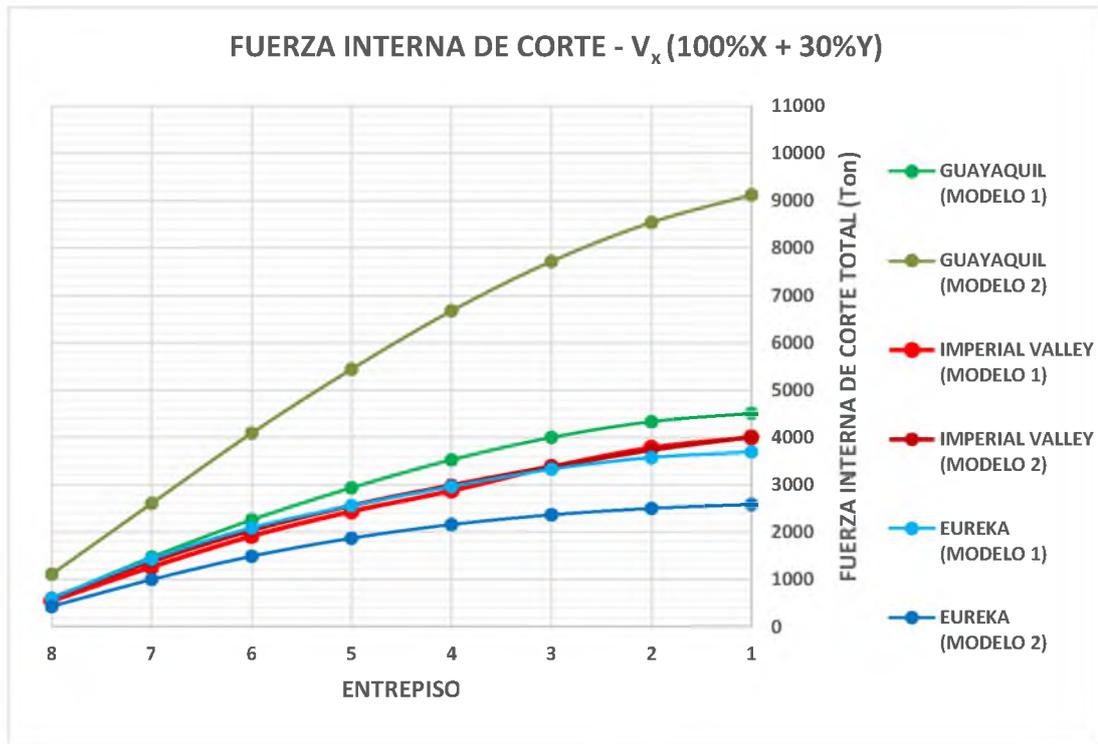


Figura 62.- Variación de Fuerza Interna de Corte Total Máxima por Entrepiso para combinación  $U = DD + DL + (E_{30x} + E_{100y})$ .

Al incorporar la interacción suelo-estructura en la dirección “Y”, el sismo Imperial Valley redujo la fuerza interna de corte por entrepiso en un 20%, y para el sismo Eureka la fuerza interna de corte se redujo en un 30%. Solamente para el Sismo Guayaquil la fuerza interna de corte total de entrepiso se incrementó en un 100%, el doble de la fuerza de corte interna por entrepiso al realizar un análisis a condición de apoyo empotrada.

Por otro lado, al incorporar la interacción suelo-estructura en el sentido “X”, el sismo Imperial Valley no produjo cambio alguno en la magnitud de la fuerza interna de corte esperada; sin embargo el Sismo Eureka redujo en un 30% la fuerza interna de corte por entrepiso. De igual manera que en la dirección “X”, la fuerza interna de corte para el Sismo Guayaquil se ve incrementada en un 100% al incorporar la interacción suelo-estructura.

La modificación de la fuerza interna de corte por entrepiso debe ser consistente con las reacciones producidas en la base, al aplicar las

ecuaciones:  $U = 1.2DD + 1DL + (E_{100x} + E_{30y})$  para la dirección “X” y  $U = 1.2DD + 1DL + (E_{30x} + E_{100y})$  para la dirección “Y”. La figura 63 ilustra el resumen de los resultados:

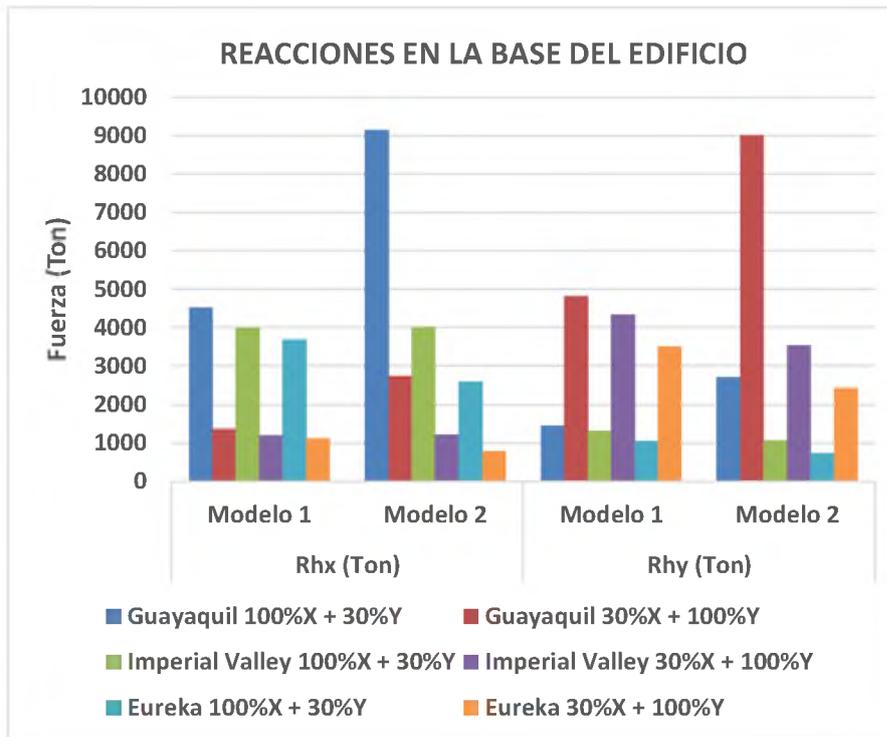


Figura 63.- Reacciones en la Base de Edificio para el control de la Resistencia Requerida en el “Modelo 1” y el “Modelo 2”.

Únicamente para el Sismo Guayaquil, al incorporar la interacción suelo estructura el cortante en la base se incrementa en un 100%, independiente de la combinación sísmica aplicada. Para el Sismo Imperial Valley no hay cambio aparente alguno con el cortante en la dirección “X”, pero si hay una reducción del 20% al incorporar la interacción suelo-estructura en la dirección “Y”. Para el Sismo Eureka redujo el cortante en la base en un 30% tanto en la dirección “X” como en la dirección “Y”.

Al incorporar la interacción suelo – estructura en la base del edificio, el incremento o reducción de la demanda de corte de piso y el Cortante Basal depende del periodo modificado del edificio y su interacción con el contenido frecuencial del sismo esperado.

### 8.1.3 Estabilidad Lateral

De acuerdo a la combinación de carga  $U = DD + DL + (E_{30x} + E_{100y})$ , que controla la estabilidad lateral en la dirección Y, se obtienen los siguientes resultados:

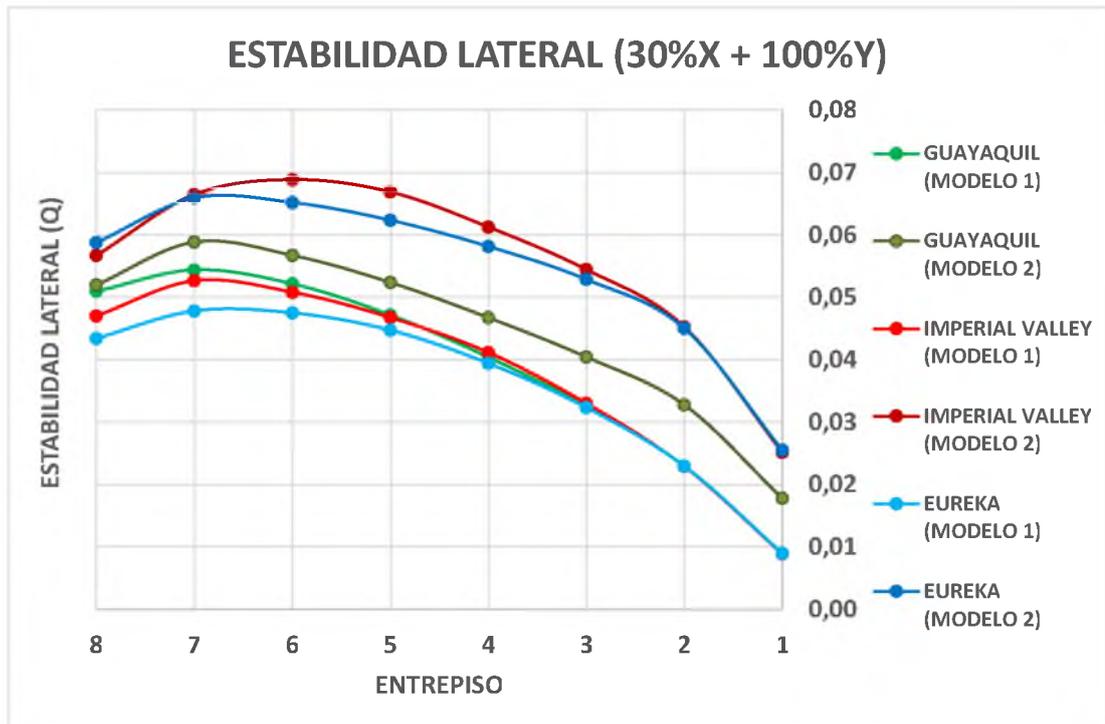


Figura 64.- Índice de Estabilidad máximo producido en la Combinación de Carga:  $U = (E_{30x} + E_{100y})$ .

Para el modelo de condición de base empotrada (Modelo 1), se obtuvo un índice de estabilidad máximo de 0.055 en el 7<sup>mo</sup> entrepiso para el sismo Guayaquil; al incorporar la interacción suelo – estructura (Modelo 2), el índice de estabilidad máximo es 0.68 en el 6<sup>to</sup> entrepiso para el sismo Imperial Valley.

El índice de estabilidad lateral se ha incrementado  $0.058/0.055=1.05$  veces para el Sismo Guayaquil,  $0.066/0.048=1.15$  veces para el Sismo Eureka y  $0.070/0.053=1.30$  veces para el sismo Imperial Valley. De acuerdo a los resultados obtenidos, los índices de estabilidad por entrepiso resultantes de la combinación de carga  $U = DD + DL + (E_{30x} + E_{100y})$  son casi iguales a los obtenidos por la combinación de carga  $U = DD + DL + (E_{100x} + E_{30y})$ . Esto se

debe a que los valores de  $P_i$ ,  $V_i$ ,  $h_{si}$  son los mismos, y los valores de  $\Delta_{si}$  cambian mínimamente.

La figura 65 muestra la variación del máximo índice de estabilidad a lo largo de los entresijos del edificio para la combinación de carga  $U = DD + DL + (E_{100x} + E_{30y})$ , y es muy similar a la figura 64.

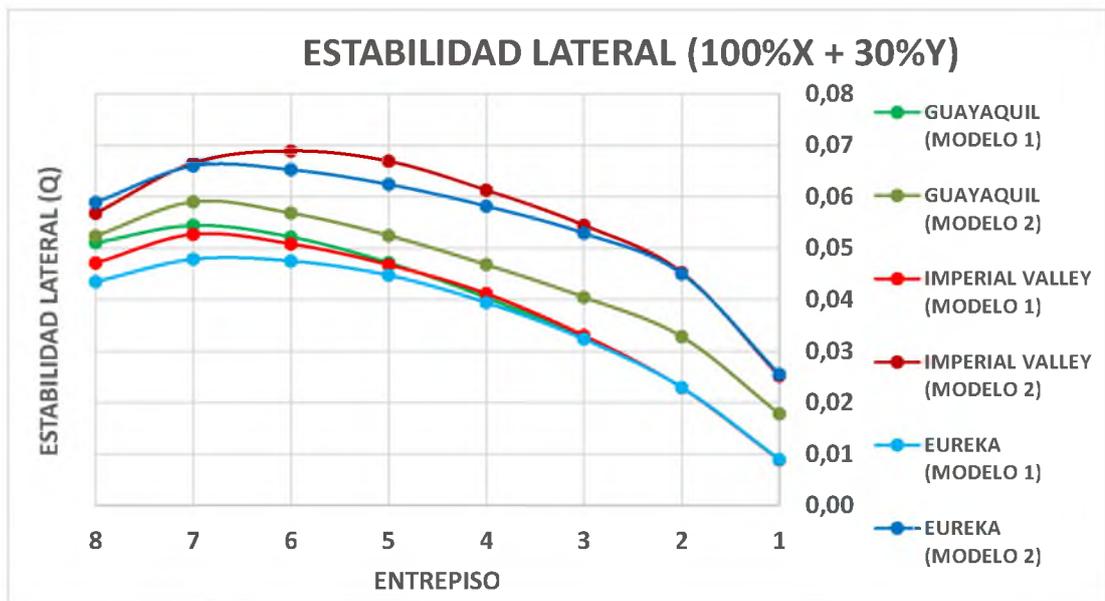


Figura 65.- Índice de Estabilidad máximo producido en la Combinación de Carga:  $U = (E_{30x} + E_{100y})$ .

Se ha analizado que la incorporación de los efectos suelo – estructura pueden incrementar de 1.05 a 1.30 veces el índice de estabilidad máximo obtenido por un análisis de condición empotrada. En este caso la edificación no presenta problemas de estabilidad, dado que la superestructura fue diseñada tomando como punto de partida los exigentes requerimientos de NEC-15 para el Control de Daños frente a un Sismo de Servicio. Sin embargo, este incremento puede llegar a elevar los efectos  $P-\Delta$  y poner en riesgo la estabilidad lateral de la estructura; como podría suceder en el caso de estructuras que son diseñadas de manera más flexible (utilizando  $R=8$  por ejemplo) para cumplir exclusivamente con los requerimientos de Seguridad de Vida expuestos por NEC-15 para un Sismo de Diseño

Cabe mencionar que no necesariamente el sismo de Guayaquil, que controló el estado de derivas relativa, ha controlado el estado de estabilidad lateral. No se ha encontrado buena correlación entre el incremento del Corte Sísmico y el índice de estabilidad lateral; y tampoco una correlación entre el incremento de las derivas de entrepiso y el incremento del índice de Estabilidad Lateral, para una situación especial de aumento significativo de la demanda sísmica, originada por efectos de resonancia de la estructura para un sismo crítico, tal y como el Sismo Guayaquil en el “Modelo 2”.

Si fue posible determinar una buena correlación entre el incremento del Cortante Sísmico Dinámico y las Derivas Elásticas con el incremento de la demanda sísmica por efecto de resonancia.

## **8.2 Análisis de Resultados**

Al incorporar la interacción suelo estructura en una edificación se flexibiliza la conexión base-superestructura y esto modifica el periodo fundamental de la estructura, generando una respuesta diferente ante un movimiento sísmico.

Se observa que en el “Modelo 2” para el Sismo Guayaquil se produce una amplificación de la demanda sísmica de corte y derivas debido al efecto resonante de la estructura con la vibración del suelo. Al flexibilizar la base en el “Modelo 2” debido a la incorporación de los efectos de interacción suelo-estructura, la estructura se flexibiliza un 25% más (El periodo fundamental crece de 0.83s a 1.05s).

De acuerdo con lo sugerido por los requerimientos de las normativas ASCE 7-10 y NEC-15, se entiende que al incorporar la interacción suelo-estructura en un análisis sísmico se pueden incrementar las derivas relativas de los entrepisos y el Cortante Basal puede reducirse por la disipación de energía en la base. Sin embargo, con el análisis comparativo en este trabajo de grado, se obtiene que para ciertos sismos donde el periodo de vibración del sitio es coincidente con el periodo fundamental de la estructura hay un incremento significativo tanto de derivas de entrepiso como del Cortante Basal.

## 8.2.1 Efectos de Amplificación

El Sismo Guayaquil (1990) ocurrió por subducción, con un foco sísmico localizado a 200km de profundidad, el tren de ondas sísmicas percibidas por la estación acelerográfica ubicada en el sótano del edificio Torre de la Merced no es rico en las frecuencias emitidas por la fuente sísmica, sino más bien las frecuencias del sitio.

Por efectos de la distancia las vibraciones de la fuente se filtraron y el pico de aceleración a 1.20s (Figura 66) revela el periodo propio del suelo en el sitio, el cual entra en el rango de los resultados propuestos por Argudo y Yela<sup>24</sup> donde se establece que el periodo del suelo blando en el centro de la ciudad de Guayaquil oscila entre 0.80 y 1.20 segundos. Al no incorporar los efectos de interacción suelo-estructura el edificio presenta un periodo de 0.83s y al incorporar estos efectos el periodo se incrementa a 1.05 s. Al aproximarse el periodo de la estructura con el periodo fundamental del suelo se produce un efecto de resonancia que es evidente únicamente en los resultados obtenidos para el Sismo de Guayaquil.

La figura 66 muestra cómo se produce el efecto de amplificación de la respuesta estructural sobre las gráficas del espectro de respuesta del Sismo Guayaquil, Eureka e Imperial Valley.

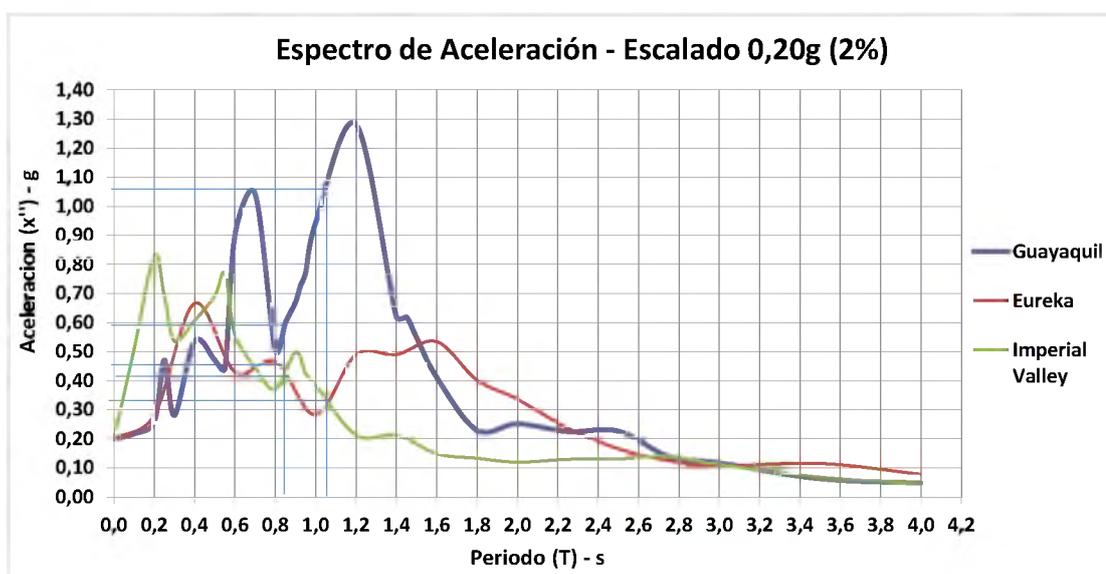


Figura 66.- Aceleración esperada en la estructura según el tipo de sismo.

De acuerdo con la figura 66, con el periodo fundamental determinado por SAP2000 en la condición empotrada, que correspondiente a 0.83s, se obtiene una aceleración espectral de respuesta para la estructura de: 0.55g para el Sismo Guayaquil, 0.45g para el Sismo Imperial Valley y 0.40g para el Sismo Eureka. Esto verifica porque el Sismo Imperial Valley produce resultados más críticos para el “Modelo 1”. Al incorporar los efectos de interacción suelo-estructura, el periodo fundamental se incrementa a 1.05 s; en este instante la aceleración espectral de respuesta para la estructura correspondiente al Sismo Eureka e Imperial Valley se reduce a 0.30g y 0.32g respectivamente, en cambio para el Sismo Guayaquil se incrementa considerablemente a 1.05g debido al efecto de resonancia producido.

Cabe mencionar también que los valores numéricos obtenidos en los análisis comparativos para el Sismo Guayaquil en condición resonante no tienen significado cuantitativo, sino solo cualitativo, porque el “Modelo 2” en condición resonante con derivas  $>>0.50\%$  está fuera del rango de comportamiento elástico. El modelo analizado cumple con el criterio columna fuerte-viga débil y al entrar en un estado de resonancia se espera que la fluencia de algunas vigas permita que la estructura se flexibilice aún más y modifique su periodo a un  $T > 1.20$  s; permitiéndole en algún instante, luego de experimentar daño severo, escapar del estado de resonancia sin que necesariamente ocurra un colapso.

### **8.2.2 Relación entre Análisis Historia-Tiempo y Análisis Espectral**

En esta sección se plantea el cálculo de un factor de escalamiento “ $F_e$ ” que relacione el Cortante Basal estático obtenido mediante la Ecuación de la Sección 6.32 de la norma NEC-15 con el Cortante Basal Dinámico obtenido mediante el análisis historia tiempo del tipo modal del presente trabajo de grado.

El Cortante Basal estático definido por NEC-15 viene dado por la siguiente expresión:

$$V = \frac{S_a I}{R \phi_p \phi_v} W$$

Donde  $I = 1$  y  $\phi_p = \phi_v = 1$  debido a que la estructura no presenta irregularidades de planta o elevación. De acuerdo al gráfico 23, la aceleración en sitio ( $S_a$ ) para un periodo de retorno  $Tr=475$  años, obtenida para una estructura de condición inicial empotrada con  $T=0.83s$  (Modelo 1), corresponde a  $0.72g$ . Sin embargo, dado que se ha modelado la estructura mediante un sismo con  $F_a Z = 0.20g$ , que corresponde a un periodo de retorno  $Tr=25$  años, la aceleración de sitio es de  $0.36g$  (la mitad de la aceleración con  $Tr=475$  años, correspondiente a un Sismo de Diseño). El peso sísmico reactivo del edificio, considerando un 25% de la carga viva es de  $8100$  Ton.

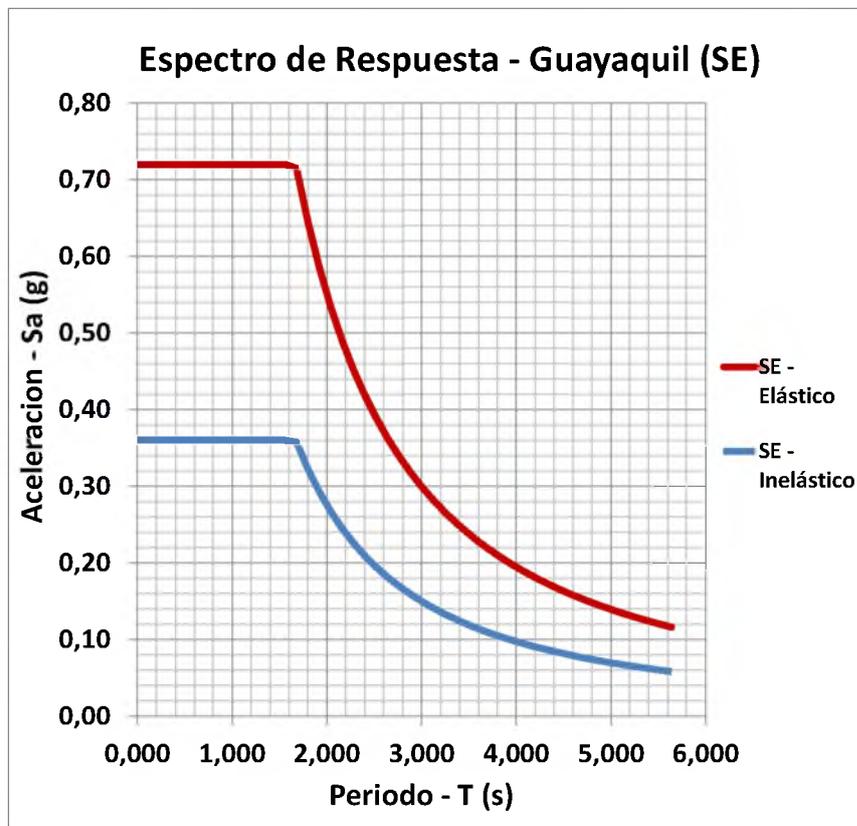


Figura 67.- Espectro de Respuesta tipo E en Guayaquil (NEC-15)

Por lo tanto, el Cortante Basal estático determinado mediante un análisis tipo espectral, utilizando  $R_{req} = 2$ :

$$V = \frac{(0.72) (1)}{(2)(1)} (8100)$$

$$V = 2916 \text{ Ton}$$

El Cortante Basal dinámico determinado mediante un análisis historia-tiempo modal en el primer modo de vibración se encuentra resumido en las siguientes tablas:

COMBINACION DE CARGA DE SISMO: 100%X + 30%Y						
Tipo de Sismo	Max. Deriva Relativa (%)		Max. Índice de Estabilidad		Cortante Basal Dinámico - $V_{dx}$ (Ton)	
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
Guayaquil	0,58	1,44	0,055	0,058	4526	9149
Imperial	0,48	0,64	0,053	0,066	4004	4026
Eureka	0,46	0,42	0,048	0,070	3694	2588

Tabla 35.- Resumen de resultados obtenidos en el “Modelo 1” y “Modelo 2” en análisis sísmico tipo Historia Tiempo. Combinación: 100%X + 30%Y

COMBINACION DE CARGA DE SISMO: 30%X + 100%Y						
Tipo de Sismo	Max. Deriva Relativa Elástica (%)		Max. Índice de Estabilidad		Cortante Basal Dinámico - $V_{dy}$ (Ton)	
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
Guayaquil	0,62	1,50	0,041	0,049	4828	9008
Imperial	0,54	0,60	0,039	0,052	4333	3543
Eureka	0,46	0,44	0,036	0,044	3514	2426

Tabla 36.- Resumen de resultados obtenidos en el “Modelo 1” y “Modelo 2” en análisis sísmico tipo Historia Tiempo. Combinación: 30%X + 100%Y

La relación entre el Cortante Basal estático ( $V$ ) y el Cortante Basal dinámico ( $V_d$ ), para  $T_r=25$  años (Aceleración máxima de 0.20g) se presenta en la tabla 37. Siendo:

$$F_e = \frac{V_d}{V}$$

$F_e = V_d/V$ (Tr=25 años)				
Tipo de Sismo	100%X + 30%Y		30%X + 100%Y	
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 1	Modelo 2
Guayaquil	1,5	3,0	1,6	2,9
Imperial	1,3	1,3	1,4	1,1
Eureka	1,2	0,8	1,1	0,8

Tabla 37.- Relación  $V_d/V$  para un Sismo de Servicio de  $T_r = 25$  años.

Para la relación  $V_d/V$  se tienen las siguientes observaciones:

- **Observación 1:** Para el “Modelo 1”, que corresponde a un análisis de una estructura de condición de base empotrada se tiene  $1 < F_e < 1.60$ .
- **Observación 2:** Para la estructura del “Modelo 2”, que incorpora la interacción suelo-estructura), cuando no se producen efectos de resonancia, se tiene  $0.80 < F_e < 1.10$ ; donde se aprecia una reducción del Corte Sísmico Dinámico en la base de la estructura al considerar los efectos de interacción suelo-estructura.
- **Observación 3:** Cuando el “Modelo 2” se ve afectado por efectos de resonancia, como sucede con el caso del Sismo Guayaquil ( $F_e=3$ ). En este caso se debe hacer un análisis cuantitativo en el rango inelástico por medio de otro tipo de Software. Mediante un Software Elástico como lo es SAP2000, no es posible elaborar conclusiones cuantitativas, solo cualitativas. Cualitativamente, se observa un elevado incremento de la Demanda Sísmica, lo que se traduce en un incremento significativo del daño estructural.

### 8.2.3 Reducción del Cortante Basal

En el capítulo 19 en ASCE 7-10 propone mediante las expresiones (19.2-3) y (19.2-4) una modificación del periodo fundamental debido a la flexibilización de la base al incorporar la interacción suelo-estructura:

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta}\right)}$$

Dónde: T es el periodo fundamental de la estructura en condición empotrada,  $\bar{h}$  es la altura efectiva de la estructura que se puede considerar como  $0.7h_n$ ,  $K_\theta$  es la rigidez a balanceo de la cimentación,  $K_y$  es la rigidez lateral de la cimentación,  $\bar{W}$  es el 70% del peso sísmico de la estructura y  $\bar{k}$  es la rigidez de la estructura considerando que está fija en su base que puede ser determinada como:

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left( \frac{\bar{W}}{g T^2} \right)$$

Sin embargo la rigidez vertical de la estructura ( $\bar{k}$ ) propuesta por esta expresión no puede ser aplicada a pilotes de punta. Esta expresión corresponde a la respuesta dinámica de un peso efectivo " $\bar{W}$ " con cimentación superficial, que está desplantada directamente sobre el suelo. Por esta razón al usar las ecuaciones del Capítulo 19 en ASCE 7-10 se obtiene una cimentación mucho más flexible con  $T = 1.65s$ :

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left( \frac{\bar{W}}{g T^2} \right) = 4\pi^2 \left( \frac{0.70 * 8100}{(9.81) (0.83)^2} \right)$$

$$\bar{k} = 33122$$

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left(1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta}\right)} = 0.83 \sqrt{1 + \frac{33122}{22500} \left(1 + \frac{22500 * (15.90)^2}{24 * 233775}\right)}$$

$$\tilde{T} = 1.65 s$$

Por lo que la expresión mostrada en el Capítulo 19 en ASCE 7-10 no es aplicable a estructuras asentadas en el suelo blando de Guayaquil, ya que estas requerirán necesariamente de cimentaciones profundas a base de pilotes.

## 8.2.4 Aplicabilidad del Método de Lysmer

El método analítico expuesto en el presente trabajo de grado consta del uso de las expresiones expuestas por Gazetas<sup>16-17</sup> y la analogía de Lysmer<sup>14</sup>. En esta sección se comparan los resultados de estas expresiones con los resultados obtenidos mediante el procedimiento computacional convencional, el que es descrito en el Capítulo 5.

Tanto en el método computacional como el analítico se modela la rigidez del suelo como un resorte con una rigidez que puede ser lineal (para vibraciones verticales y a balanceo) o no lineal (vibración horizontal), cabe recordar que las expresiones expuestas en el método analítico están dirigidas a pilotes que trabajan a fricción no a punta:

- **Rigidez Vertical:** Por el método analítico se obtiene una rigidez vertical de 163309 Ton/m mientras que por la asunción de la rigidez axial de un pilote con base empotrada se obtiene 78960 Ton/m. Hay que considerar que el método analítico a partir de las expresiones de Gazetas<sup>17-18</sup> toma en cuenta la esbeltez del pilote y el confinamiento del suelo circundante, mientras que la rigidez axial de 78960 Ton/m no considera en lo absoluto la rigidez a punta y a fuste del suelo. Este es el motivo por el cual considerar la rigidez vertical del grupo de pilotes por las expresiones de Gazetas da una rigidez más alta que considerar solo la rigidez axial del material del pilote.
- **Rigidez Horizontal:** Por el método analítico se obtiene una rigidez elástica de 3997 Ton/m y una rigidez inelástica de 1888 Ton/m, mientras que en el procedimiento computacional se obtiene una rigidez elástica de 15840 Ton/m y una rigidez inelástica que varía entre 3019 y 112 Ton/m, según la deformación en la cabeza del pilote. La rigidez horizontal del conjunto suelo-cimentación resultante del método analítico son inferiores, ya que las expresiones de Gazetas están dirigidas a pilotes a fricción y el análisis computacional fue dirigido a un pilote a punta.

- **Rigidez al Balanceo:** Por ambos métodos la rigidez a balanceo es tan alta que puede ser despreciada la rotación en la conexión cabeza de pilote-encepado. Por el método analítico se obtiene 257176 Ton-m/rad y por el método computacional se obtiene 233775 Ton-m/rad. En realidad el resultado obtenido por el método computacional es mayor, porque se tiene que considerar el confinamiento del pilote debido al suelo circundante; y en el cálculo de la rigidez a balanceo por el método computacional en el presente trabajo de grado " $K_r = 233775 \text{ Ton-m/rad} = 110400 + (78960 \cdot (1.25)^2)$ ", la rigidez vertical del grupo de pilotes  $K_v = 78960$ " no considera el confinamiento del suelo circundante y la rigidez vertical del suelo en la punta del pilote; como tampoco considera la rigidez de las vigas de cimentación.

## **CAPÍTULO 9: LIMITACIONES, EXCLUSIONES, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

### **9.1 Limitaciones**

#### **9.1.1 Modelo**

La estructura con la cual se llevó a cabo el presente trabajo de grado no presenta irregularidades de planta o elevación y tiene un alto nivel de redundancia. Esto hace que los resultados obtenidos correspondan a la condición más favorable posible, la de una estructura regular que no es controlada por el efecto de torsión.

#### **9.1.2 Sección Agrietada**

El análisis efectuado para hallar la capacidad a carga lateral última del pilote no considera la pérdida de rigidez debido al agrietamiento de la sección. Esto se traduce en desplazamientos inferiores, en comparación con los que se obtendrían al considerar la sección agrietada del pilote.

#### **9.1.3 Software**

El Software LPILE v6.0 limita la determinación de la ley constitutiva ante carga lateral de un pilote, dado que no permite la superposición de análisis de cabeza restringida y cabeza libre, en forma secuencial con precisión en términos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas. Por este motivo la capacidad a carga lateral última del pilote es estimada mediante una extrapolación de la forma de la curva resultante del análisis de cabeza restringida.

### **9.1.4 Registros Historia – Tiempo**

Los registros historia – tiempo utilizados en el desarrollo de este trabajo de grado no corresponden en un 100% a movimientos sísmicos registrados en suelo blando tipo E en la ciudad de Guayaquil. De los 3 utilizados solo 1 es un registro corresponde a una estación acelerográfica ubicada en el centro de Guayaquil y este corresponde a un nivel de aceleración muy baja ( $A_g = 0.03g$ ). Esto conlleva a un cuestionamiento sobre la precisión con la que su escalamiento permite modelar los efectos de un movimiento fuerte del terreno ( $A_g = 0.11g$  y al considerar los efectos de sitio según los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil:  $A_{MAX, E} = 0.20g$ ).

Esto se compensó tomando dos registros ajenos a la ciudad (Imperial Valley y Eureka) ricos en frecuencias y que se registraron en suelos tipo D y E.

### **9.1.5 Amortiguamiento del Sistema**

En el presente trabajo de grado se han desarrollado espectros de respuesta y se ha modelado el comportamiento dinámico de la estructura considerando un coeficiente de amortiguamiento estructural de 2%, lo que refleja que la estructura está compuesta por acero estructural de bajo amortiguamiento. Sin embargo el sistema estructural del edificio utiliza columnas compuestas que consisten de secciones tubulares de acero estructural rellenas con hormigón, por lo que el coeficiente de amortiguamiento estructural pudo también ser homologado con el 5% (correspondiente a una estructura de hormigón). Para el desarrollo del trabajo se consideró utilizar 2% con el fin de evaluar la estructura en una condición menos favorable.

### **9.1.6 Aplicabilidad del Método Analítico de Lysmer**

En el presente trabajo de grado se aplican las expresiones de Gazetas<sup>17-18</sup> y la Analogía de Lysmer<sup>14</sup> para determinar la rigidez vertical, horizontal y a balanceo de un grupo de pilotes. De acuerdo con lo señalado en el Análisis

de Resultados de la sección 9.2.4, la rigidez vertical y a balanceo, son muy elevadas por lo que se podría considerar que los efectos de interacción vertical y rotacional son despreciables. La ley constitutiva de rigidez horizontal determinada por el método analítico de Lysmer es baja en el rango elástico; esto es debido a que las fórmulas están dirigidas a pilotes a fricción y no resultan aplicables al caso de pilotes a punta.

Una limitación de este Trabajo de Grado es que la metodología propuesta usando LPILE para el cálculo de la Rigidez Lateral  $K_H$ , no ha podido ser comparada en resultados con un método analítico formulado para pilotes a punta.

## 9.2 Exclusiones

- El estudio de pilotes cortos no está considerado. En el presente trabajo de grado se evalúa el comportamiento de pilotes largos que fallan de manera dúctil a flexión.
- No fue posible proponer un método aproximado para determinar cuantitativamente la rigidez vertical y a balanceo de un pilote a punta, dado que no se han dado o culminado investigaciones referentes al tema. Sin embargo, estas son numéricamente tan altas que no afectan al comportamiento dinámico de la estructura a un Sismo de Servicio; y para fines prácticos resulta adecuado el uso de los valores analíticos para la rigidez al balanceo  $K_r$  y la rigidez vertical  $K_v$  como los formulados por Lysmer.
- El modelo de la superestructura no incluye la rigidez de las paredes; las que se presumieron de muy baja resistencia y con rigidez despreciable, al nivel de un Sismo de Servicio.

### 9.3 Conclusiones

Una de las características especiales del suelo blando tipo E es su capacidad para amplificar sismos de intensidad baja a moderada, y atenuar sismos de gran intensidad. Esto quiere decir que un Sismo de Servicio con aceleración en roca de 0.11g puede amplificarse a 0.20g por Efectos de Sitio (Resonancia del Suelo) en depósitos de suelos blandos.

Como primera conclusión se obtuvo que la incorporación de los efectos suelo-estructura puede resultar desfavorable en la estructura durante una condición resonante (cuando el contenido frecuencial del sismo y el periodo de la estructura coinciden o son próximos entre sí), ya que tal como se observó para el Sismo Guayaquil se pueden generar un incremento del 100% para el Cortante Basal y 200% para las derivas relativas de entrepiso. Por otro lado, la incorporación de los efectos de interacción suelo-estructura puede resultar favorable cuando las estructuras al flexibilizarse se alejan de una condición resonante (cuando el contenido frecuencial del sismo y el periodo de la estructura se distancian) y se podrían reducir las derivas relativas elásticas en un 10% y el cortante en la base de la estructura hasta un 30%, tal como lo indica el comportamiento dinámico de la estructura ante el Sismo Eureka.

Una segunda conclusión es que al flexibilizar la base por los efectos de interacción suelo-estructura, se aumenta la demanda de desplazamientos y ductilidad del entrepiso de planta baja y en general de los primeros pisos; es decir que si no se cumple el criterio de columna fuerte-viga débil en el primer entrepiso, la estructura estaría en riesgo de desarrollar un mecanismo de piso débil y ver comprometida su estabilidad global.

Como tercera conclusión se tiene que al incorporar los efectos de interacción suelo-estructura en un edificio de 8 pisos, con las características dinámicas analizadas en este trabajo, se producen efectos de resonancia de la estructura con el suelo. Cuando se flexibiliza la base de un edificio de 8 pisos, su periodo modificado entra en el rango de periodos fundamentales de las arcillas

blandas de Guayaquil (de 0.80s a 1.20s). Esta es una singularidad para el caso de un edificio de 8 pisos asentado en suelos blandos, que puede enfrentar un sismo como el de Guayaquil (1990), mismo que a su vez denota en su registro historia tiempo un Efecto de Sitio o amplificación de las vibraciones del suelo. Esta singularidad está caracterizada por un doble efecto de resonancia: la del suelo con el sismo, y la del sistema estructural y la cimentación en interacción con el suelo.

Como cuarta conclusión, cuando existen efectos de sitio y la estructura está asentada sobre suelos blandos el factor de reducción  $R=8$  propuesto por NEC-15 es muy alto y genera una brecha entre los requerimientos de la norma NEC-15 para el control de daño mediante comportamiento elástico a un Sismo de Servicio ( $T_r=25$  años) y los requerimientos propuestos por NEC-15 para garantizar la "Seguridad de Vida" a un Sismo de Diseño ( $T_r = 475$  años). En este trabajo de grado se obtuvo un  $R=4$  (cuando no se incluían los efectos de sitio) y  $R=2$  (cuando los efectos de grupo para suelo Tipo E eran incluidos) como brecha entre el comportamiento elástico para un Sismo de Servicio y un Sismo de Diseño; valores que están muy lejos del valor recomendado  $R=8$ . También se sospecha que el valor  $A_g = 0.11g$  es alto para  $T_r = 25$  años, sobre la base de los daños observados en estructuras durante el Sismo de Guayaquil<sup>25</sup> del 18 de Agosto de 1980.

Como quinta conclusión, la reducción del Cortante Basal por efectos de interacción suelo-estructura es viable cuando la estructura se aleja de la condición de resonancia con la flexibilización de su base por efectos de interacción suelo-estructura, una estructura resonante incrementará la demanda del Cortante Basal. En el presente trabajo de grado se corrobora para el Sismo de Eureka la reducción de un 30% del Cortante Basal Estático, lo que se sustenta en que la estructura aleja de la condición resonante.

La reducción de Cortante Basal Estático debería ser permitida por NEC-15 siempre y cuando la incorporación de la interacción suelo-estructura reduzca la demanda sísmica en la base a niveles inferiores que el Cortante Basal

Estático calculado y la flexibilización de la base aleje al periodo fundamental de la estructura del periodo fundamental del suelo. En el caso de una estructura que sea más flexible que el suelo (por ejemplo una estructura de 20 pisos), esta puede llegar a cambiar su respuesta estructural dinámica de manera que la incorporación de la interacción suelo-estructura sea favorable. En cuyo caso la reducción del Corte Basal de Diseño podría justificarse conforme ASCE 7-10, donde se limita al Cortante Basal Dinámico a un valor igual o mayor que el 70% del Cortante Basal Estático (Límite de la Reducción propuesta por ASCE 7-10).

Como sexta conclusión, la formulación propuesta por ASCE 7-10 para calcular el periodo fundamental de una estructura, modificado por los efectos de interacción, no es aplicable para los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil. En los suelos blandos de Guayaquil se usará una cimentación profunda y la expresión expuesta por ASCE 7-10 funciona para estructuras con cimentaciones superficiales.

#### **9.4 Recomendaciones**

Dado que el estudio estuvo dirigido a una estructura regular, se recomienda ampliar la evaluación al caso de estructuras con algún tipo de irregularidad, torsión o menor redundancia estructural; y corroborar si los resultados obtenidos para la estructura seleccionada en este Trabajo de Grado resultan similares o diferentes.

Estudiar con un software de análisis inelástico el comportamiento estructural en condición resonante y cuando es sometida al Sismo de Diseño (NEC-15,  $T_r = 475$  años). El software debe permitir considerar el daño mediante el agrietamiento de las secciones, o la flexibilización de la estructura mediante la fluencia de algunas vigas (criterio columna fuerte-viga débil), y comprobar que inelásticamente la estructura sostener puede estabilidad para el Sismo de Diseño aun cuando transitoriamente experimenta condición resonante.

Adicionalmente, se recomienda estudiar los efectos de interacción para una cimentación con pilotes cortos; así como estudiar la influencia de donde se incluya la mampostería (conformada por paredes) en el comportamiento sísmico de la estructura en interacción con el suelo.

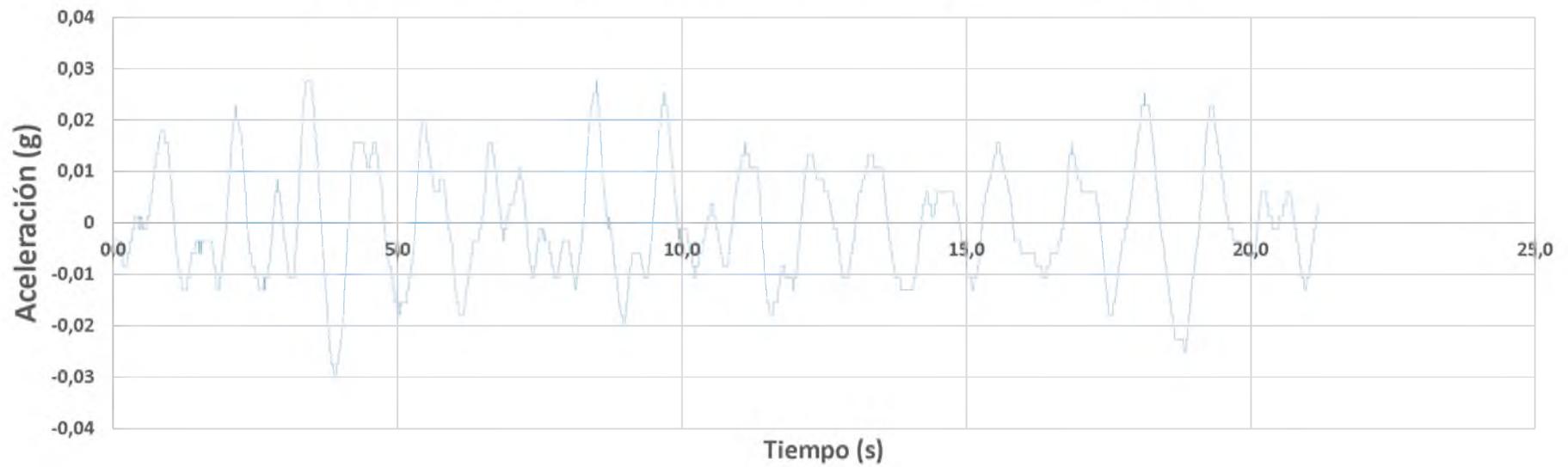
## **CAPÍTULO 10: REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- [1] Ladd & Foott (1974). *Stress History and Soil Engineering Properties*. Cambridge: MIT
- [2] Braja. M. Das, Zhe Luo (2011). *Principle of Soil Dynamics*. USA: CENGAGE Learning
- [3] Selva R. (1983). *Dinámica de Suelos y Estructuras Aplicadas a la Ingeniería Sísmica*. México: EDITORIAL LIMUSA
- [4] González Blandón, Claudia M., & Romo Organista, Miguel P. (2011). Estimación de propiedades dinámicas de arcillas. *Ingeniería sísmica*, (84), 1-23. Recuperado en 21 de Noviembre del 2015, de [http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S0185-092X2011000100001&lng=es&tlng=es](http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2011000100001&lng=es&tlng=es)
- [5] Cepeda D. I, Arenas L. B (2010). *Caracterización Dinámica de Suelos; Estado del Arte e Implementación del Laboratorio*. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- [6] Anónimo. (n.d). *Comportamiento Dinámico de las Arcillas* (pp 5-17)
- [7] Seed H. B, Wong R. T, Idriss I. M, Tokimatsu K (1986). *Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils* *Journal of Geotechnical Engineering*. (pp 1016 – 1032). ASCE.
- [8] Vera Grunauer, Xavier (2014). *Elaboración del Documento de la Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la norma Ecuatoriana de la Construcción 2011*. Ecuador: Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos.
- [9] Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972) *Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects*. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE. 98(6).
- [10] Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972b) "Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE.
- [11] Colombia (1998). *Normas Colombianas de Diseño y Construcción. Sismo Resistente. Capítulo A.7: Interacción Suelo-Estructura* (pp. 57).
- [12] Aguilar, H. Avilés, Javier (2003) *Influencia de Pilotes de Fricción en la interacción Dinámica Suelo-Estructura*. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. Vol. 19, N° 1, pp. 3-18.
- [13] P. Coduto, D (2001) *Foundation Design Principles and Practices* (Segunda Edición).

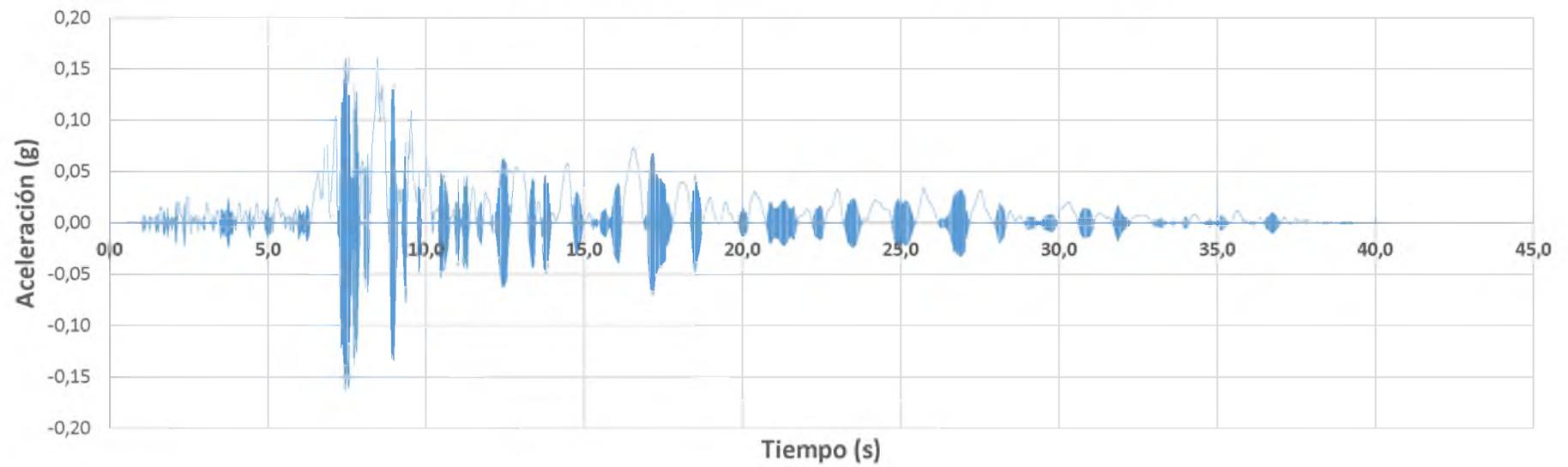
- [14] J. Lysmer, (1965). Vertical Motions of Rigid Footings, Tesis doctoral, University of Michigan, Ann Arbor
- [15] R. Dorby y G. Gazetas (1988). Symple Method for Dynamic Stiffness and Damping of Floating Pile Groups. *Geotechnique*, Vol. 38, N° 4, pp. 557-574.
- [16] Gazetas G y Makris N (1990), "Dynamic Pile-Soil-Pile Interaction, I: Analysis of Axial Vibration", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 18.
- [17] Gazetas G (1991), "Foundation Vibrations", *Foundation Engineering Handbook*, Ed. H Fang, Van Nostrand Reinhold, Nueva York.
- [18] Aguilar, Héctor (2010), "Efecto de Grupo de Pilotes en la Respuesta de Estructuras", UNAM.
- [19] Brown, D.A, O' Neill, M.W, HOIT. M, y otros (2001), "Static and Dynamic Lateral Loading of Pile Groups", NCHRP Report 461. Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C.
- [20] Argudo y ASOCIADOS S.A., AROGOCONSA (2015), "Recomendaciones Geotécnicas y Estructurales para el Diseño y Construcción de la Cimentación de la Nueva Planta de Morteros de Sika en Durán", Solicitado por: GEOCON S.A.
- [21] Argudo y ASOCIADOS S.A., AROGOCONSA (2013), "Informe Técnico del Estudio de Evaluación Sismo-Resistente de la Cimentación de los Silos del Proyecto: Terminal Logístico Duran de Trinipuerto, Mediante Análisis de Interacción Suelo-Pilote, y Recomendaciones para la Optimización y Actualización de su Diseño Estructural", Solicitado por: GEOCON S.A.
- [22] American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10). Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- [23] Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015). NEC. Capítulo 2: Peligro Sísmico y Requisitos de Diseño Sismo – Resistentes, Ecuador.
- [24] Argudo J. Yela R, (1994). Microzonificación Sísmica de Guayaquil. Memorias de las VIII Jornadas de Ingeniería Estructural, Universidad Central. Ecuador.
- [25] Argudo J. F, Mera W., Villacrés A, Peña J (1999). Proyecto RADIUS: Herramientas de Evaluación del Riesgo para el Diagnóstico de Zonas Urbanas contra Desastres Sísmicos, M. I. Municipalidad de Guayaquil; Universidad Católica Santiago de Guayaquil, Secretaria del Decenio Internacional para la Reducción de Desastres Naturales de las Naciones Unidas (IDNDR- ISDR NN. UU); GeoHazards International (GHI).

## **ANEXO I: REGISTROS HISTORIA TIEMPO**

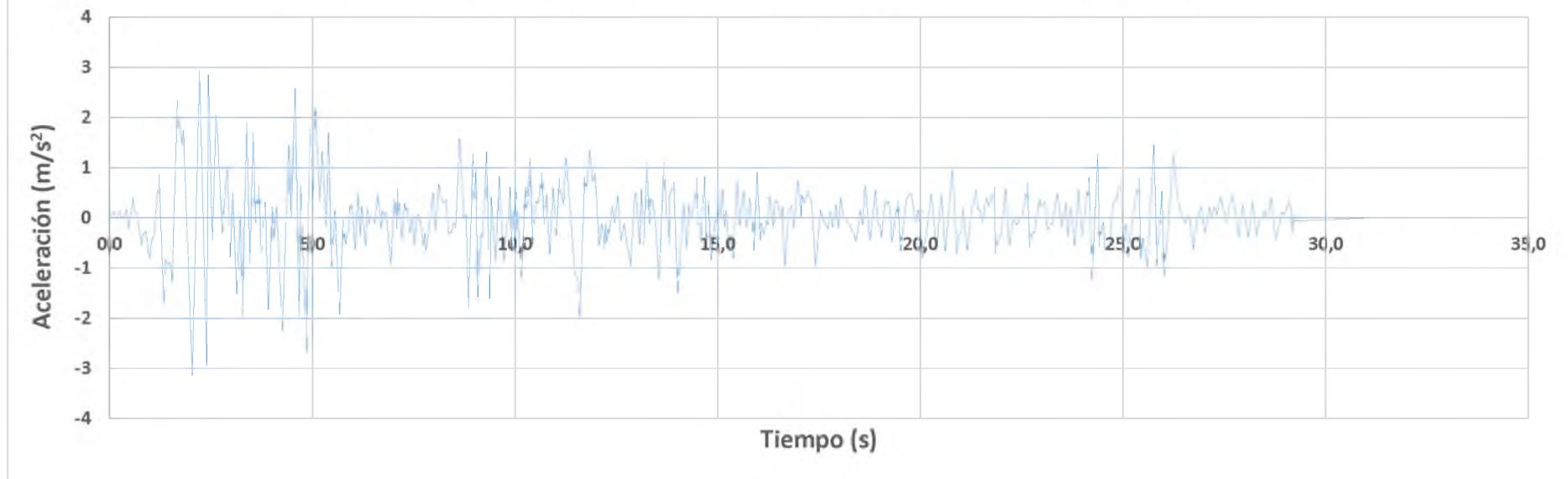
## Acelerograma Sismo Guayaquil - Original



## Acelerograma Sismo Eureka - Original



## Acelerograma Sismo Imperial Valley - Original



**ANEXO II: PERFIL ESTRATIGRÁFICO**  
**PERFORACIONES P2 Y P2-B DE LA REFERENCIA #8**



GEOESTUDIOS  
"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2**

HOJA 1 de 2

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy  
 PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11  
 FECHA COMIENZO 13/1/14 FECHA FINAL 17/1/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm  
 CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO  
 MÉTODO: DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m  
 PERFORADOR: Angel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN —  
 REGISTRADO POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759565

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NUMERO	RECUPERACIÓN (%)	SU-PEN. DE BOLSILLO (kPa)	SU-TORVANE (kPa)	FALL CONE TEST (kPa)	COMPRESION SIMPLE (kPa)	VELETA M. DE LAB. (kPa)	PESO VOLUMÉTRICO (gr/cm <sup>3</sup> )	GRAVEDAD ESPECÍFICA	OCR	FINOS (%)
			0.00m Arcilla arenosa color amarillo oscuro de consistencia blanda con presencia material vegetal											
	2.00		1.00m (CH) 0% grava, 1% arena, 18% limo, 81% arcilla Arcilla color gns verdosa con pintas amarillo oliva de consistencia rígida	MI 1	80	45	47	130	61	-	1.79	2.64	6.66	99
			2.00m (CH) 0% grava, 1% arena, 14% limo, 85% arcilla Arcilla color amarillo oscuro con pintas de oxidaciones de consistencia firme	MI 2	80	34	32	58	55	36	1.68	2.63	-	99
	4.00		3.00m (CH) 0% grava, 0% arena, 12% limo, 88% arcilla Arcilla color amarillo oscuro con pintas de oxidaciones de consistencia blanda	MI 3	100	12	11	27	17	20	1.49	2.66	2.62	100
			4.00m (CH) 0% grava, 0% arena, 16% limo, 84% arcilla Arcilla color amarillo oscuro con pintas de oxidaciones de consistencia muy blanda	MI 4	80	-	8	6	8	4	1.45	2.66	-	100
	6.00		5.00m (CH) 0% grava, 2% arena, 43% limo, 55% arcilla Arcilla color gns verdosa de consistencia blanda	MI 5	80	25	26	21	20	22	1.53	2.67	1.57	98
			6.00m (CH) 0% grava, 1% arena, 16% limo, 83% arcilla Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MI 6	100	18	17	25	5	11	1.44	2.64	-	99
	8.00		7.00m (CH) 0% grava, 2% arena, 41% limo, 57% arcilla Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MI 7	80	12	10	32	8	24	1.45	2.65	1.00	98
			8.00m (CH) 0% grava, 5% arena, 23% limo, 72% arcilla Arcilla color gns verdoso de consistencia muy blanda	MI 8	100	13	19	25	6	32	1.41	2.64	-	95
	10.00		9.00m (CH) 0% grava, 2% arena, 25% limo, 73% arcilla Arcilla color gns verdoso con pintas de oxidación de consistencia muy blanda	MI 9	100	5	4	6	5	-	1.42	2.66	-	98
			10.50m (CH) 0% grava, 3% arena, 34% limo, 63% arcilla Arcilla color gns verdoso de consistencia blanda	MI 10	100	17	14	5	-	15	-	2.67	-	97
	12.00		12.00m (CH) 0% grava, 3% arena, 25% limo, 72% arcilla Arcilla color gns verdoso de consistencia muy blanda	MI 11	80	-	8	-	-	-	-	2.65	-	97
	14.00		13.50m (CH) 0% grava, 3% arena, 22% limo, 75% arcilla Arcilla color gris verdoso con pintas de oxidación de consistencia muy blanda	MI 12	100	9	7	13	8	14	1.41	2.67	-	97

REGISTRO COLUMNAS - A4 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE GYE.GPJ - GINT STD ESPAÑA.LAB.GDT - 20/06/14

(Continúa en la Página Siguiente)



GEOESTUDIOS  
 "Cda Kennedy Norte" - Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
 Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2**

HOJA 2 de 2

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy  
 PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11  
 FECHA COMIENZO 13/1/14 FECHA FINAL 17/1/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm  
 CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO \_\_\_\_\_  
 MÉTODO: \_\_\_\_\_ DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m  
 PERFORADOR: Anjel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN \_\_\_\_\_  
 REGISTRADO POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759565

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NUMERO	RECUPERACIÓN %	SU-PEN. DE BOLSILLO (kPa)	SU-TORVANE (kPa)	FALL CONE TEST (kPa)	COMPRESION SIMPLE (kPa)	VELETA M. DE LAB. (kPa)	PESO VOLUMETRIC (gramos)	GRAVEDAD ESPECIFICA	OCR	FINOS (%)	
16	-12.00		15.00m (CH) 0% grava, 9% arena, 24% limo, 67% arcilla Arcilla color gris verdoso con lentes de arena de consistencia firme	MI 13	100	25	26	25	25	37	1.57	2.67	1.07	91	
18	-14.00		16.50m (CH) 0% grava, 6% arena, 18% limo, 76% arcilla Arcilla color gris verdoso con pintas de oxidación de consistencia muy blanda	MI 14	100	-	2	6	8	17	1.42	2.67	-	94	
20	-16.00		18.00m (CH) 0% grava, 5% arena, 17% limo, 78% arcilla Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MI 15	100	16	16	23	11	15	1.40	2.66	1.00	95	
22	-18.00		19.50m (CH) 0% grava, 12% arena, 28% limo, 60% arcilla Arcilla color gris verdoso de consistencia muy blanda	MI 16	80	-	4	7	5	7	1.53	2.67	-	88	
24	-20.00		21.00m (CH) 0% grava, 10% arena, 40% limo, 50% arcilla Arcilla color gris verdoso con lentes de arena de consistencia firme	MI 17	100	27	25	40	23	28	1.61	2.66	1.17	90	
26	-22.00		22.50m (CH) 0% grava, 13% arena, 34% limo, 53% arcilla Arcilla color gris verdoso de consistencia muy blanda	MI 18	80	-	-	-	-	-	-	2.67	-	-	87
			24.00m (CH) 0% grava, 17% arena, 26% limo, 57% arcilla Arcilla color gris verdoso de consistencia muy blanda	MI 19	80	-	-	-	-	-	-	2.68	-	-	83

Fin de SONDEO a 26.00m

REVISADO: \_\_\_\_\_  
 DISEÑADO: \_\_\_\_\_  
 ELABORADO: \_\_\_\_\_  
 APROBADO: \_\_\_\_\_  
 FECHA: \_\_\_\_\_



GEOESTUDIOS  
"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2B**

HOJA 1 de 16

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy  
 PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11  
 FECHA COMIENZO 13/11/14 FECHA FINAL 6/2/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm  
 CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO  
 MÉTODO: PERCUSION DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m  
 PERFORADOR: Angel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN —  
 REGISTRADO POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759665

REGISTRO COLUMNAS - A4 MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE GYE CPJ GINT STD ESPAÑA LAS GDT 18/5/14

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NUMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	Su-PEN DE BOLSILLO (kPa)	Su-TORVAÑE (kPa)	HUMEDAD (%)	LIMITE ATTERBERG			
										LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICIDAD	FINOS (%)
1	3.00		0.00m (CH) 12 % grava, 32 % arena, 55 % finos Arcilla arenosa color amarillo oscuro de consistencia blanda con presencia material vegetal	MA 1	60	2-2-2 (4)			33.0	-	-	-	55
			0.45m (CH) 0 % grava, 4 % arena, 96 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia firme	MA 2	20	5-4-4 (8)			33.0	-	-	-	96
			0.90m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia blanda	MA 3	80	2-2-2 (4)			43.0	84.0	27.0	57.0	99
2	2.00		1.50m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla de color amarillo oscuro de consistencia firme	MA 4	80	3-3-4 (7)			65.0	97.0	37.0	60.0	99
			1.95m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia firme	MA 5	100	3-3-3 (8)			69.0	88.0	33.0	55.0	99
3	1.00		2.40m (CH) 0 % grava, 4 % arena, 96 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia firme	MA 6	80	2-3-2 (5)			96.0	99.0	38.0	61.0	96
			3.00m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia blanda	MA 7	80	1-1-2 (3)			103.0	83.0	32.0	51.0	99
4	0.00		3.45m (CH) 0 % grava, 0 % arena, 100 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia muy blanda	MA 8	70	1-1-1 (2)			100.0	94.0	33.0	61.0	100
			3.90m (CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia muy blanda	MA 9	60	1-1-1 (2)			70.0	-	-	-	98
			4.50m (CH) 0 % grava, 0 % arena, 100 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia muy blanda	MA 10	70	1-1-1 (2)			95.0	92.0	33.0	59.0	100
5	-1.00		4.95m (CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia muy blanda	MA 11	70	1-1-1 (2)			97.0	83.0	25.0	58.0	98
			5.40m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color amarillo oscuro de consistencia blanda	MA 12	80	1-2-1 (3)			98.0	78.0	29.0	49.0	99
6	-2.00												

(Continúa en la Página Siguiente)



GEOESTUDIOS  
"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2B**

HOJA 2 de 16

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy  
 PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11  
 FECHA COMIENZO 13/11/14 FECHA FINAL 6/2/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm  
 CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO  
 MÉTODO: PERCUSION DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m  
 PERFORADOR: Angel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN —  
 REGISTRADO POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759665

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	Su-PEN DE BOLSILLO (kPa)	Su-TORVAJE (kPa)	HUMEDAD (%)	LÍMITES ATTERBERG			
										LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLASTICIDAD	FINOS (%)
			6.00m (CH) 0 % grava, 0 % arena, 100 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia muy blanda	MA 13	70	1-1-1 (2)			91.0	-	-	-	100
			6.45m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MA 14	60	1-1-2 (3)			95.0	82.0	27.0	55.0	99
7	-3.00		6.90m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MA 15	80	1-1-2 (3)			96.0	87.0	32.0	55.0	99
			7.50m (CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MA 16	90	1-1-2 (3)			93.0	83.0	28.0	55.0	98
8	-4.00		7.95m (CH) 0 % grava, 5 % arena, 95 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia muy blanda	MA 17	80	1-1-1 (2)			81.0	86.0	31.0	55.0	95
			8.40m (CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia muy blanda	MA 18	70	1-1-1 (2)			94.0	66.0	24.0	42.0	98
9	-5.00		9.00m (CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia muy blanda	MA 19	80	1-1-1 (2)			98.0	62.0	23.0	39.0	98
			9.45m (CH) 3 % grava, 13 % arena, 84 % finos Arcilla con arena color gris verdoso de consistencia blanda	MA 20	90	1-1-2 (3)			71.0	86.0	22.0	64.0	84
10	-6.00		9.90m (CH) 0 % grava, 4 % arena, 96 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MA 21	70	1-1-2 (3)			96.0	75.0	28.0	47.0	96
			10.50m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MA 22	70	1-2-1 (3)			96.0	71.0	29.0	42.0	99
11	-7.00		10.95m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MA 23	60	1-1-2 (3)			90.0	78.0	31.0	47.0	97
			11.40m (CL) 0 % grava, 42 % arena, 58 % finos Arcilla arenosa color gris verdoso y arena de consistencia blanda	MA 24	60	2-1-2 (3)			64.0	44.0	18.0	26.0	58
12	-8.00												

REGISTRO COLUMNAS - A4 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE GYE CPJ GINT STD ESPAÑA LAB-GDT-18/5/14

(Continúa en la Página Siguiente)



GEOESTUDIOS  
"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2B**

HOJA 3 de 16

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy  
 PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11  
 FECHA COMIENZO 13/1/14 FECHA FINAL 6/2/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm  
 CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO \_\_\_\_\_  
 MÉTODO: PERCUSION DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m  
 PERFORADOR: Angel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN \_\_\_\_\_  
 REGISTRADO POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759665

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	Su-PEN DE BOLSILLO (kPa)	Su-TORVAÑE (kPa)	HUMEDAD (%)	LÍMITES ATTERBERG			
										LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	FINOS (%)
			12.00m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia blanda	MA 25	50	2-2-1 (3)			76.0	79.0	32.0	47.0	99
			12.45m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla color gris verdoso de consistencia firme	MA 26	60	2-2-3 (5)			87.0	65.0	27.0	38.0	97
13	-9.00		12.90m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda	MA 27	70	2-2-2 (4)			76.0	69.0	29.0	40.0	97
			13.50m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda	MA 28	90	2-2-2 (4)			83.0	72.0	25.0	47.0	97
14	-10.00		13.95m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia blanda	MA 29	90	2-1-2 (3)			83.0	73.0	34.0	39.0	97
			14.40m (CL) 0 % grava, 13 % arena, 87 % finos Arcilla de color gris verdoso con lentes de arena de consistencia firme	MA 30	90	2-3-2 (5)			80.0	43.0	25.0	18.0	87
15	-11.00		15.00m (CH) 0 % grava, 9 % arena, 91 % finos Arcilla de color gris verdoso con lentes de arena de consistencia blanda	MA 31	80	2-2-2 (4)			60.0	-	-	-	91
			15.45m (CH) 0 % grava, 9 % arena, 91 % finos Arcilla de color gris oscuro y lentes de arena de consistencia firme	MA 32	70	2-3-2 (5)			68.0	53.0	24.0	29.0	91
16	-12.00		15.90m (CH) 0 % grava, 7 % arena, 93 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia firme	MA 33	60	2-2-3 (5)			93.0	78.0	24.0	54.0	93
			16.50m (CH) 0 % grava, 6 % arena, 94 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia firme	MA 34	70	2-3-2 (5)			86.0	78.0	32.0	46.0	94
17	-13.00		16.95m (CH) 0 % grava, 8 % arena, 92 % finos Arcilla de color gris verdoso con lentes de arena de consistencia firme	MA 35	70	3-3-3 (6)			69.0	53.0	28.0	25.0	92
			17.40m (CH) 0 % grava, 6 % arena, 94 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia firme	MA 36	80	3-3-4 (7)			79.0	53.0	24.0	29.0	94
18	-14.00												

REGISTRO COLUMNAS - 44 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE GYE GPJ GINT STD ESPAÑA LAB.GDT. 16/6/14

(Continúa en la Página Siguiente)



GEOESTUDIOS  
"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2B**

HOJA 4 de 16

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy  
 PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11  
 FECHA COMIENZO 13/1/14 FECHA FINAL 6/2/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm  
 CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO \_\_\_\_\_  
 MÉTODO: PERCUSION DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m  
 PERFORADOR: Angel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN —  
 REGISTRADO POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759565

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	SUIPEN DE BOLSILLO (MPa)	Su-TORVANE (kPa)	HUMEDAD (%)	LÍMITES ATTERBERG			
										LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD	FINOS (%)
			18.00m (CH) 0 % grava, 8 % arena, 92 % finos Arcilla de color gris oscuro con lentes de arena de consistencia firme	MA 37	70	4-4-4 (8)			80.0	-	-	-	92
			18.45m (CH) 0 % grava, 5 % arena, 95 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia firme	MA 38	80	4-5-4 (9)			81.0	71.0	33.0	38.0	95
19	-15.00		18.90m (CL) 0 % grava, 19 % arena, 81 % finos Arcilla con arena color gris oscuro de consistencia firme	MA 39	80	3-4-4 (8)			58.0	37.0	22.0	15.0	81
			19.50m (CH) 0 % grava, 12 % arena, 88 % finos Arcilla color gris oscuro con lentes de arena de consistencia rígida	MA 40	80	6-6-7 (13)			68.0	61.0	22.0	39.0	88
20	-16.00		19.95m (CH) 0 % grava, 13 % arena, 87 % finos Arcilla color gris oscuro y lentes de arena de consistencia rígida	MA 41	90	7-9-7 (16)			58.0	-	-	-	87
			20.40m (CH) 0 % grava, 11 % arena, 89 % finos Arcilla color gris oscuro de consistencia firme con presencia de arena	MA 42	70	4-4-5 (9)			44.0	52.0	21.0	31.0	89
21	-17.00		21.00m (CH) 0 % grava, 10 % arena, 90 % finos Arcilla color gris oscuro y lentes de arena de consistencia rígida	MA 43	100	5-6-6 (12)			73.0	67.0	29.0	38.0	90
			21.45m (CH) 0 % grava, 10 % arena, 90 % finos Arcilla gris oscuro y lentes de arena de consistencia rígida	MA 44	80	4-5-5 (10)			74.0	69.0	29.0	40.0	90
22	-18.00		21.90m (CH) 0 % grava, 16 % arena, 84 % finos Arcilla con arena color gris oscuro y lentes de arena de consistencia firme	MA 45	70	5-5-4 (9)			72.0	66.0	28.0	38.0	84
			22.50m (CH) 0 % grava, 11 % arena, 89 % finos Arcilla color gris oscuro y lentes de arena de consistencia rígida	MA 46	70	6-5-6 (11)			74.0	50.0	25.0	25.0	89
23	-19.00		22.95m (CH) 0 % grava, 13 % arena, 87 % finos Arcilla color gris oscuro y lentes de arena de consistencia rígida	MA 47	80	7-6-6 (12)			64.0	68.0	27.0	41.0	87
			23.40m (MH) 0 % grava, 11 % arena, 89 % finos Limo color gris oscuro y lentes de arena de consistencia rígida	MA 48	90	5-5-6 (11)			78.0	60.0	32.0	28.0	89
24	-20.00												

REGISTRO COLUMNAS - A4 MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE GYE-OPJ, QUINT SITD ESPANA LAB.G.D.T. 16/5/14

(Continúa en la Página Siguiente)



GEOESTUDIOS  
"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2B**

HOJA 5 de 16

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy

PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11

FECHA COMIENZO 13/1/14 FECHA FINAL 6/2/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm

CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO

MÉTODO: PERCUSION DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m

PERFORADOR: Angel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN ---

REGISTRADO POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759565

REGISTRO COLUMNAS - A4 MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE GYE.GFJ.GINT.5TD.ESPANA.LAB.GDT.16/6/14

PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NUMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	SUPEN. DE BOLSILLO (kPa)	Su-TORVAVE (kPa)	HUMEDAD (%)	LIMITE ATTERBERG			
										LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE PLASTICIDAD	FINOS (%)
			24.00m (CH) 0 % grava, 17 % arena, 83 % finos Arcilla con arena color gris oscuro y arena de consistencia rigida	MA 49	60	6-5-6 (11)			69.0	58.0	28.0	30.0	83
			24.45m (SM) 0 % grava, 77 % arena, 23 % finos Arena limosa de color gris claro de compacidad medianamente densa	MA 50	80	8-8-10 (16)			46.0	NP	NP	NP	23
25	-21.00		24.90m (CH) 0 % grava, 19 % arena, 81 % finos Arcilla con arena color gris oscuro de consistencia rigida	MA 51	80	8-6-8 (14)			74.0	50.0	25.0	25.0	81
			25.50m (ML) 0 % grava, 14 % arena, 86 % finos Limo con arena color gris oscuro de consistencia rigida	MA 52	80	6-7-7 (14)			53.0	47.0	28.0	19.0	86
26	-22.00		25.95m (CL) 0 % grava, 22 % arena, 78 % finos Arcilla con arena color gris oscuro de consistencia rigida	MA 53	80	7-9-9 (18)			60.0	46.0	23.0	23.0	78
			26.40m (CL) 0 % grava, 9 % arena, 91 % finos Arcilla color gris oscuro y lentes de arena de consistencia rigida	MA 54	90	8-10-9 (19)			54.0	48.0	21.0	27.0	91
27	-23.00		27.00m (CL) 0 % grava, 15 % arena, 85 % finos Arcilla con arena color gris oscuro y arena fina de consistencia muy rigida	MA 55	80	8-12-9 (21)			55.0	42.0	20.0	22.0	85
			27.45m (SM) 0 % grava, 80 % arena, 20 % finos Arena limosa de color gris claro de compacidad densa	MA 56	40	10-13-18 (31)			54.0	NP	NP	NP	20
28	-24.00		27.90m (SM) 0 % grava, 80 % arena, 20 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad densa	MA 57	50	13-18-17 (35)			40.0	NP	NP	NP	20
			28.50m (SM) 0 % grava, 84 % arena, 16 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad densa	MA 58	60	15-13-21 (34)			27.0	NP	NP	NP	16
29	-25.00		28.95m (SM) 0 % grava, 87 % arena, 13 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad densa	MA 59	70	12-16-18 (34)			26.0	NP	NP	NP	13
			29.40m (SM) 0 % grava, 87 % arena, 13 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad muy densa	MA 60	60	18-60-25 (85)			25.0	NP	NP	NP	13
30	-26.00												

(Continúa en la Página Siguiente)



GEOESTUDIOS  
 "Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3  
 Tel.: 04 280068 - 04 2685503

**SONDEO N° P-2B**

HOJA 6 de 16

CLIENTE SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS LOCALIZACIÓN Estadio de Beisbol de la Kennedy  
 PROYECTO Microzonificación Sísmica y Geotécnica de la Ciudad de Guayaquil según la NEC-11  
 FECHA COMIENZO 13/1/14 FECHA FINAL 6/2/14 ELEVACIÓN 4 m TAMAÑO de SONDEO 75 mm  
 CONTRATISTA: SECRETARIA DE GESTION DE RIESGOS NIVEL FREÁTICO  
 MÉTODO: PERCUSION DURANTE LA PERFORACIÓN 2.50 m / Elev 1.50 m  
 PERFORADOR: Angel Castillo DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN ---  
 REGISTRADOR POR: Jimmy Vargas COORDENADAS X: 622295 Y: 9759565

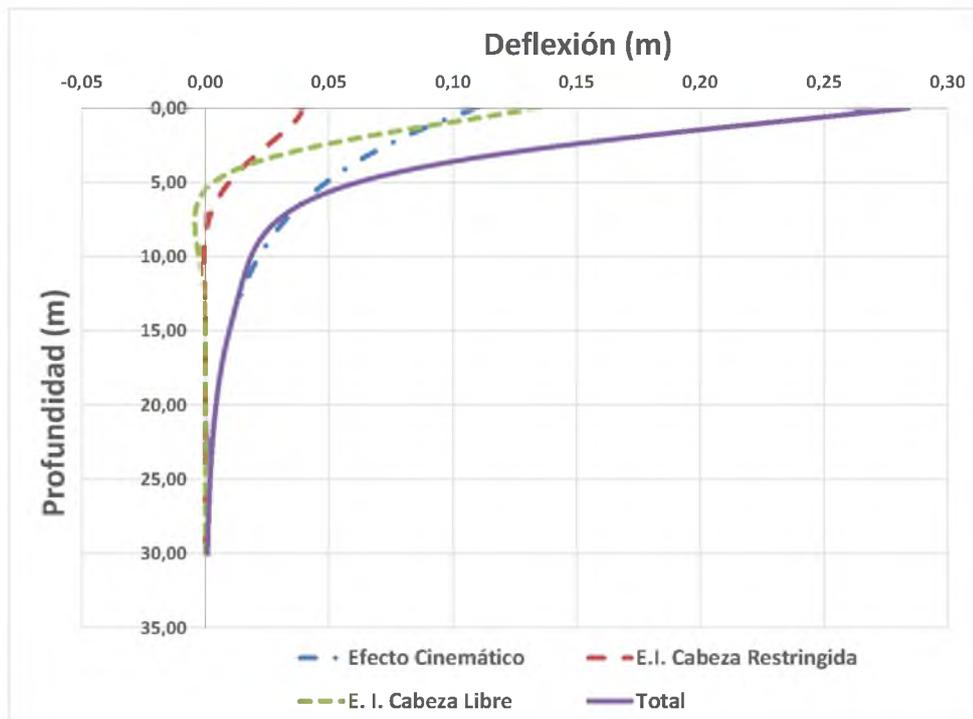
PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NUMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	Su-PEN. DE BOLSILLO (tPa)	Su-TORVANE (tPa)	LÍMITES ATTERBERG				FINOS (%)
									HUMEDAD (%)	LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLASTICIDAD	
			30.00m (SM) 0 % grava, 81 % arena, 19 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad muy densa	MA 61	70	25-20-22 (42)			18.0	NP	NP	NP	19
			30.45m (SM) 0 % grava, 80 % arena, 20 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad muy densa	MA 62	70	21-25-28 (53)			21.0	NP	NP	NP	20
31	-27.00		30.90m (SP-SM) 3 % grava, 86 % arena, 11 % finos Arena mal graduada con limo de color gris oscuro de compacidad densa	MA 63	70	17-16-19 (35)			25.0	NP	NP	NP	11
			31.50m (SW-SM) 1 % grava, 88 % arena, 11 % finos Arena bien graduada con limo de color gris oscuro de compacidad densa	MA 64	70	15-18-23 (41)			21.0	NP	NP	NP	11
32	-28.00		31.95m (SM) 0 % grava, 88 % arena, 12 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad muy densa	MA 65	70	29-33-39 (72)			18.0	NP	NP	NP	12
			32.40m (SM) 11 % grava, 75 % arena, 14 % finos Arena limosa de color gris oscuro de compacidad muy densa	MA 66	60	36-50/R en 13 cm			17.0	NP	NP	NP	14
33	-29.00		32.68m (SP-SM) 0 % grava, 93 % arena, 7 % finos Arena mal graduada con limo de color gris verdoso de compacidad muy densa	ROT									
34	-30.00												
35	-31.00												
36	-32.00			ROT									

REGISTRO COLUMNAS - A4 MICROZONIFICACIÓN SISMICA DE GYE.GEJ. GINT STD ESPANA LAB.GDT. 16/6/14

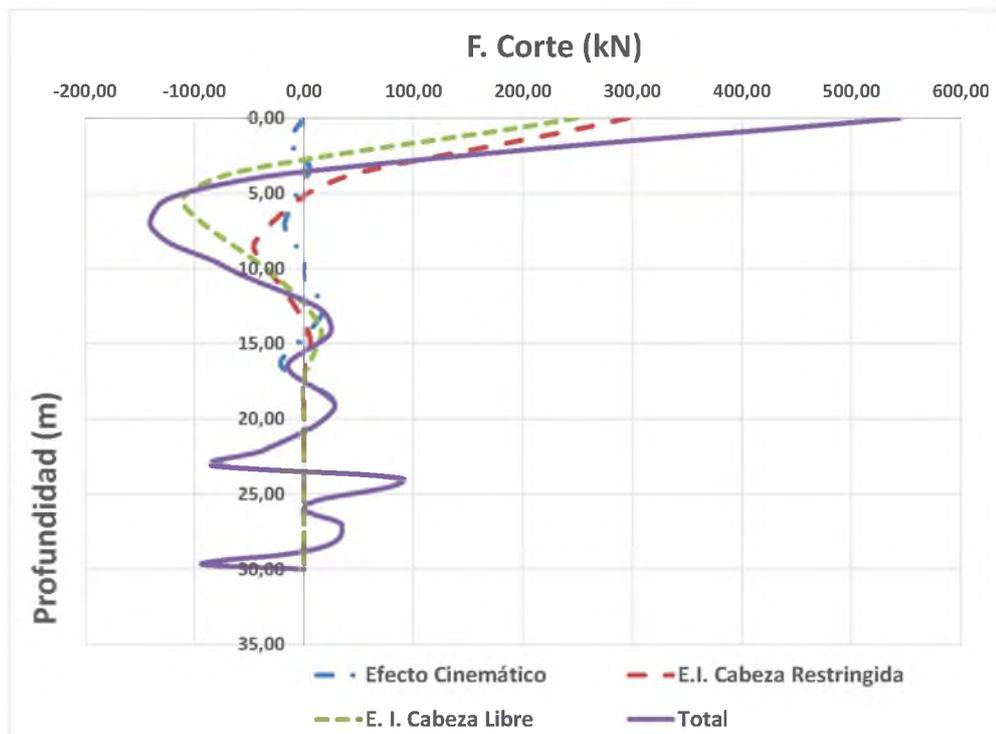
(Continúa en la Página Siguiente)

**ANEXO III: CURVAS LPILE**  
**PILOTES 0.50 x 0.50 m HORMIGÓN ARMADO ( $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ) DE 28 m**  
**DE LONGITUD**

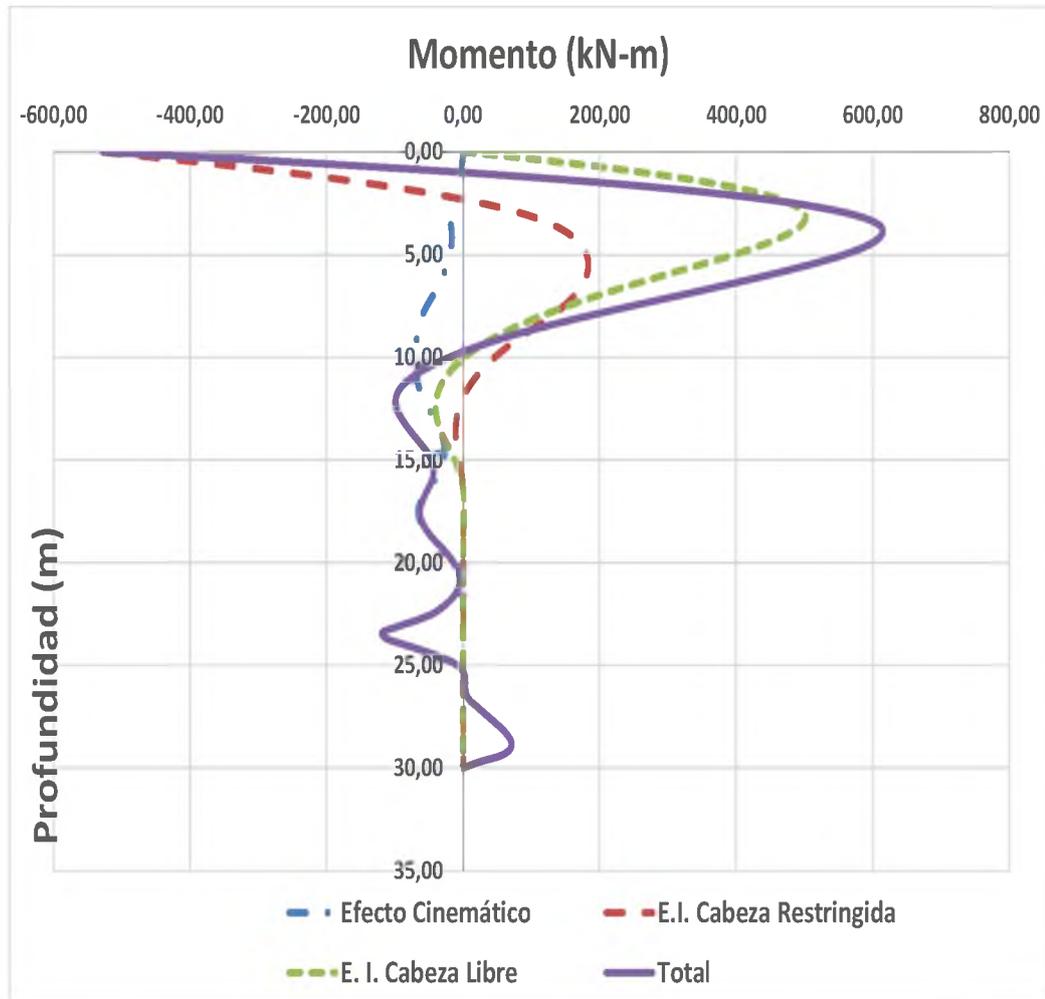
## Deflexión vs Profundidad



## Fuerza Interna de Corte vs Profundidad



## Momento Flector vs Profundidad



## **ANEXO IV: DISEÑO DE PILOTE A PUNTA**

## CAPACIDAD A PUNTA:

$$Q_P = q'_t A_P$$

$$q'_t = B Y N^*_y + \sigma'_{zD} N^*_q$$

- Módulo de elasticidad del suelo en la punta del pilote (Arena): 25MPa.
- Coeficiente de Poisson para arcilla saturadas: 0.30
- Esfuerzo efectivo vertical a 28.50 m =  $\sigma'_v = 0.2060 \text{ MPa}$
- Ángulo de fricción promedio, 1 m debajo de la punta del pilote:

$$(N_1)_{60 \text{ promedio}} = \frac{23 + 28}{2}$$

$$(N_1)_{60 \text{ promedio}} = 25.5$$

$$\phi' = 27.1 + 0.3(N_1)_{60 \text{ promedio}} - 0.00054(N_1)_{60 \text{ promedio}}^2$$

$$\phi' = 34.40 \rightarrow 34.40^\circ$$

- Se determina el índice de rigidez ( $I_r$ ) mediante la siguiente expresión (Coduto,2001)

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu)(\sigma'_v \tan \phi')}$$

$$I_r = \frac{25}{2(1 + 0.30)(0.2060 \tan 36.80)}$$

$$I_r = 68.17$$

- Determinación de  $N^*_q$  (Coduto,2001):

$$N^*_q = \frac{(1 + 2K_o)N_\sigma}{3}$$

Donde:

$$K_o = 1 - \sin \phi'$$

$$K_o = 0.435$$

$$N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin \phi'} e^{\frac{(90-\phi')\pi}{180}} \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) I_r^{\frac{4 \sin \phi'}{3(1+\sin \phi')}}$$

$$N_\sigma = \frac{3}{3 - \sin 34.4} e^{\frac{(90-34.4)\pi}{180}} \tan^2 \left( 45 + \frac{34.4}{2} \right) 68.17^{\frac{4 \sin 34.4}{3(1+\sin 34.4)}}$$

$$N_\sigma = 89.26$$

Por lo tanto:

$$N_q^* = \frac{(1 + 2(0.435))(89.26)}{3}$$

$$N_q^* = 55.64$$

- Determinación de  $N_y^*$  (Coduto,2001):

$$N_y^* = 0.60(N_q^* - 1) \tan \phi'$$

$$N_y^* = 0.60(55.64 - 1) \tan 34.4$$

$$N_y^* = 22.44$$

- Peso unitario efectivo =  $1.95 - 0.981 = 0.969 \text{ Ton/m}^2$
- Se determina  $q'_t$

$$q'_t = B Y N_y^* + \sigma'_{zD} N_q^*$$

$$q'_t = (0.50)(0.969)(22.44) + (20.21)(55.64)$$

$$q'_t = 1135.36 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_p = 1135.36 * 0.50^2$$

$$\mathbf{Q_p = 285 \text{ Ton}}$$

## CAPACIDAD A FUSTE: SUELO COHESIVO

Se determina la capacidad por fuste en arcillas en suelos cohesivos por medio el método  $\alpha$  (P. Coduto,2001):

$$f_s = \alpha S_u$$

Si:  $S_u < 2.50 \text{ Ton/m}^2$  entonces  $\alpha = 1$ ,  $S_u > 7.50 \text{ Ton/m}^2$  entonces  $\alpha = 0.5$  para los demás casos:

$$\alpha = 1 - 0.5 \left( \frac{S_u - 2.5}{5} \right)$$

Profundidad (m)	Su (Ton/m2)	Factor de Adhesión $\alpha$	$q_s = \alpha * S_u$ (Ton/m2)	Capacidad Fuste $Q_s = q_s * 4 * D * \Delta L$ (Ton)	Capacidad Fuste Acumulada (Ton)
0.00	4,20	0,83	3.49	7.00	7.00
1.00					
1.00	2.80	0,97	2.72	16.80	23.80
4.00					
4.00	2,20	1,00	2,20	17.60	41.40
8.00					
8,00	1,90	1,00	1,90	3,80	45.20
9,00					
9.00	1,50	1,00	1,50	6.00	51.20
11.00					
11.00	0,80	1,00	0,80	1.60	52.80
12.00					
12.00	0,70	1,00	0.70	2.10	54.90
13.50					
13.50	0,40	1.00	0.40	10.80	65.70
27.00					

Figura 68.- Determinación de capacidad a fuste en suelos cohesivos

- Capacidad por fuste teórica acumulada = 65.70 Ton.
- Capacidad por fuste Perdida en desplante =  $3.70 * 4 * 0.50 * 0.50 = 3.70 \text{ Ton}$
- Capacidad por fuste Acumulada real = 62.00 Ton

## CAPACIDAD A FUSTE: SUELO GRANULAR

Para la determinación de fuste en suelos granulares se utiliza el método  $\beta$  (Bhushan, 1982)

- El pilote está enterrado 1.50 m en arenas con un  $N_{160}$  promedio de 22,  $N_{SPT}$  de 42 y  $N_{60}$  de 32.
- A una profundidad de 28.50 m, según SHANSEP,  $S_u/S'_{vo} = 1$ .
- Dado que  $N_{60} \geq 15$  entonces,  $\beta$  es el mayor valor entre:

$$0.0077\sqrt{28.50} = 0.041 \quad \text{o} \quad 0.25$$

$$\beta = 0.25$$

$$\beta_c = \beta * \frac{S_u}{S'_{vo}}$$

$$\beta_c = 0.25$$

$$q_c = \sigma'_{vo} * \beta_c$$

$$q_c = 20.21 * 0.25$$

$$q_c = 5.05 \text{ Ton/m}^2$$

$$Q_s = \pi D \Delta L q_c$$

$$Q_s = \pi (0.50) (1.50) (5.05)$$

$$Q_s = 11.90 \text{ Ton}$$

- Capacidad por fuste aportada por arena = 12 Ton

## CAPACIDAD ADMISIBLE DEL PILOTE

Por lo tanto la capacidad Admisible del pilote:

- Capacidad por Punta = 285 Ton
- Capacidad por fuste en Arcillas = 62 Ton
- Capacidad por fuste en arenas = 12 Ton

- Peso Total del Pilote =  $0.50 * 0.50 * 28 * 2.4 = 16.80$  Ton
- Peso de Suelo Excavado =  $0.50 * 0.50 * 28 * 1.65 = 11.55$  Ton
- Peso Adicional del Pilote =  $16.80 - 11.55 = 5.25$  Ton
- Capacidad Admisible del pilote:

$$\frac{285 + 62 + 12 - 5.25}{3.00} = Q_{adms}$$

$$118 \text{ Ton} = Q_{adms}$$

Capacidad admisible teórica del conjunto de 4 pilotes:

$$472 \text{ Ton} = Q_{adm(2x2)}$$

Converse – Labarre propusieron que la capacidad admisible debe ser reducida en un factor de eficiencia de grupo  $\varepsilon$  (Capítulo 4.4.3: Efectos de Grupo):

$$\varepsilon = 1 - \theta \left( \frac{(2-1)(2) + (2-1)(2)}{90(2)(2)} \right)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{0.50}{2.50} \right)$$

$$\varepsilon = 0.875$$

$$Q_{adm(2x2)} = 472 * 0.875$$

$$\underline{Q_{adm(2x2)} = 412.7 \text{ Ton}}$$

Descarga del edificio en servicio en la columna más cargada:

$$Descarga = (7(0.462 + 0.20) + (0.283 + 0.08))(9.50 * 8.50)$$

$$\underline{Descarga = 403.5 \text{ Ton}}$$

Por lo que el diseño es satisfactorio, con un factor de seguridad de  $3.00 > 2.50$ , el cual es establecido por NEC-15 como mínimo.

**ANEXO V: EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA ANALOGÍA DE  
LYSMER**

En la sección 2.9 se establece la formulación matemática de la analogía de Lysmer y por medio de fórmulas expuestas por Gazetas<sup>17</sup> se llega a calcular la rigidez dinámica y el amortiguamiento efectivo que definen el comportamiento para distintos modos de vibración, los que a su vez definen el comportamiento dinámico de la superestructura. A pesar que las formulaciones expuestas por Gazetas están orientadas a pilotes de fricción, el objetivo del presente Capítulo es mostrar y comparar los resultados obtenidos por estas expresiones con los obtenidos mediante el análisis LPILE; donde se ha considerado un pilote a punta.

Dado que la rigidez dinámica a vibración vertical y a balanceo es muy alta, no se aplicarán las expresiones usando parámetros en el rango inelástico, solo la rigidez dinámica a vibración horizontal es analizada tanto es su rango elástico como inelástico.

## RANGOS DE APLICACION

Las expresiones expuestas por Gazetas son válidas siempre que se cumpla:

$$L_a = 2d \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} \leq L_p = 28.50m$$

$$E_s = 2(1 + \nu)G_s$$

El módulo de reacción elástico  $G_o = 10MPa$  y el módulo de reacción inelástico  $G = 4MPa$  y el coeficiente de poisson para arcillas saturadas es 0.30. Por lo tanto:

$$E_{so} = 2(1 + 0.3)10 = 26MPa$$

$$E_s = 2(1 + 0.3)4 = 10.4MPa$$

$$L_{ao} = 2(0.50) \left( \frac{24.8}{26} \right)^{0.25}$$

$$L_a = 2(0.50) \left( \frac{24.8}{10.4} \right)$$

$$L_{ao} = 0.99m \leq L_p \text{ ok}$$

$$L_a = 1.24m \leq L_p \text{ ok}$$

## RIGIDEZ DINÁMICA VERTICAL: CONDICIÓN ELÁSTICA

Se determina la rigidez estática:

$$K_v^0 = 1.9 d E_s \left( \frac{L_p}{d} \right)^{0.67}$$

$$K_v^0 = 1.9 (0.50) (2526) \left( \frac{28.50}{0.50} \right)^{0.67}$$

$$K_v^0 = 36024 \text{ Ton/m}$$

Para determinar el coeficiente de rigidez para la vibración vertical se necesita conocer la frecuencia normalizada "η".

Tipo de Suelo	Descripción	α	β		K	η
			a <sub>v</sub> <0.025	a <sub>v</sub> >0.025		
Arcilla Blanda	Cu<50KPa Vs<125	1	-180	200	80	0,18

Tabla 38.- Parámetros constantes de ajuste de curvas p-y dinámicas (Brown, D.A, O'Neill, M.W, HOIT, y otros; 2001)<sup>19</sup>

$$\frac{L_p}{d} = \frac{28.50}{0.50} = 57$$

$$\frac{L_p}{d} \geq 50$$

Por lo tanto:

$$k_v = 1 + \sqrt{\eta}$$

$$k_v = 1 + \sqrt{0.18}$$

$$k_v = 1.42$$

$$K_v = (K_v^0)(k_v) = (36024)(1.42) = 51154 \text{ Ton/m}$$

Determinación del coeficiente de amortiguamiento vertical:

$$\eta \geq \frac{5.1}{\pi(1-\nu)} \eta_s = \frac{5.1}{\pi(1-\nu)} \left( \frac{\pi d}{2H_s} \right)$$

$$0.18 \geq \frac{5.1}{\pi(1-0.3)} * \left( \frac{\pi * 0.5}{2 * 30} \right)$$

$$0.18 \geq 0.061 \text{ OK}$$

Por lo tanto:

$$c_v = \frac{0.413}{(1+v)} \left( \frac{L_p}{d} \right) \psi \eta^{0.8}$$

Donde  $\psi$  es:

$$\psi = 1 - e^{-\frac{\left(\frac{E_p}{E_s}\right)}{\left(\frac{L_p}{d}\right)}} = 1 - e^{-\frac{\left(\frac{24.8}{26}\right)}{\left(\frac{28.50}{0.50}\right)}} = 0.0166$$

$$c_v = \frac{0.413}{(1+0.3)} \left( \frac{28.50}{0.50} \right) (0.0166) (0.18)^{0.8}$$

$$c_v = 0.0762$$

$$C_v = \frac{2K_v^0 c_v}{\omega}$$

$$C_v = \frac{2(51154)(0.0762)}{2\pi} = 1241.5$$

Finalmente la rigidez dinámica vertical elástica para vibración vertical de un pilote:

$$\tilde{K}(\omega) = K_v + \omega C_v = 51154 + (2\pi)(1241.5)$$

$$\tilde{K}(\omega) = 58954.6 \text{ Ton/m}$$

La rigidez dinámica de un grupo de pilotes distribuidos en un arreglo 2x2:

$$\tilde{K}_v^G = \frac{4P}{X_1} = \frac{4\tilde{K}_v}{1 + [2\alpha_{v(s)}] + [\alpha_{v(s\sqrt{2})}]}$$

Donde:

$$\beta = \sqrt{G/\rho} = \sqrt{\frac{1019,72}{1.50}} = 26$$

$$\alpha_{v(s)} = \left(\frac{2.50}{0.25}\right)^{-0.5} e^{-(0.05)(2\pi)(2.50)/(26)} e^{-(2\pi)(2.50)/(26)}$$

$$\alpha_{v(s)} = \mathbf{0.168}$$

$$\alpha_{v(s\sqrt{2})} = \left(\frac{2.50\sqrt{2}}{0.25}\right) e^{-(0.05)(2\pi)(2.50\sqrt{2})/(26)} e^{-(2\pi)(2.50\sqrt{2})/(26)}$$

$$\alpha_{v(s\sqrt{2})} = \mathbf{0.108}$$

$$\widetilde{K}_v^G = \frac{4(58954.6)}{1 + 2(0.168) + (0.108)}$$

$$\widetilde{K}_v^G = \mathbf{163309 \text{ Ton/m}}$$

## RIGIDEZ DINÁMICA HORIZONTAL: CONDICIÓN ELÁSTICA

$$K_h^0 = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = (0.50) (2651) \left(\frac{24.8}{26}\right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = \mathbf{1312.4 \text{ Ton/m}}$$

Dado que  $\eta > \eta_s$ :

$$c_h = 0.8\zeta + 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17} (\eta) = 0.8(0.05) + 0.175 \left(\frac{24.8}{26}\right)^{0.17} \quad (0.18)$$

$$c_h = \mathbf{0.09}$$

$$C_h = \frac{2K_h^0 c_h}{\omega}$$

$$C_h = \frac{2(1312.4)(0.09)}{2\pi}$$

$$C_h = 39.70$$

La rigidez dinámica elástica para vibración horizontal de un pilote:

$$\tilde{K}(\omega) = K_h + \omega C_h = 1312.4 + (2\pi)(39.70)$$

$$\tilde{K}(\omega) = 1561.84 \text{ Ton/m}$$

Para determinar la rigidez dinámica elástica horizontal del grupo de pilotes, se necesita la velocidad análoga de Lysmer:

$$\beta_L = \frac{3.4\beta}{\pi(1-\nu)} = \frac{3.4(26)}{\pi(1-0.3)}$$

$$\beta_L = 40.20 \text{ m/s}$$

$$\tilde{K}_h^G = \frac{4\tilde{K}_h}{1 + [\alpha_{h(0^\circ)}] + [\alpha_{h(90^\circ)}] + [\alpha_{h(45^\circ)}]}$$

$$\alpha_{h(0^\circ)} = \left(\frac{S}{r_0}\right)^{-0.5} e^{-\zeta\omega S/\beta_L} e^{-\omega S/\beta_L}$$

$$\alpha_{h(0^\circ)} = \left(\frac{2.50}{0.25}\right)^{-0.5} e^{-(0.05)(2\pi)(2.50)/(40)} e^{-(2\pi)(2.50)/(40)}$$

$$\alpha_{h(0^\circ)} = 0.21$$

$$\alpha_{h(90^\circ)} = \alpha_{v(s)} = 0.168$$

$$\alpha_{h(45^\circ)} = [\alpha_{h(0)}(\cos \theta)^2] + [\alpha_{h(90)}(\sin \theta)^2] = [0.21(\cos 45^\circ)^2] + [0.168(\sin 45^\circ)^2]$$

$$\alpha_{h(45^\circ)} = 0.185$$

$$\tilde{K}_h^G = \frac{4(1561.8)}{1 + [0.21] + [0.168] + [0.185]}$$

$$\tilde{K}_h^G = 3997 \text{ Ton/m}$$

## RIGIDEZ DINÁMICA HORIZONTAL: CONDICIÓN INELÁSTICA

$$K_h^0 = d E_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = (0.50) (1060.5) \left( \frac{24.8}{10.4} \right)^{0.21}$$

$$K_h^0 = 636.41 \text{ Ton/m}$$

Dado que  $\eta > \eta_s$ :

$$c_h = 0.8\zeta + 0.175 \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.17} (\eta) = 0.8(0.08) + 0.175 \left( \frac{24.8}{10.4} \right)^{0.17} \quad (0.18)$$

$$c_h = 0.10$$

$$C_h = \frac{2(636.4)(0.10)}{2\pi/1.54}$$

$$C_h = 31.20$$

La rigidez dinámica elástica para vibración horizontal de un pilote:

$$\tilde{K}(\omega) = K_h + \omega C_h = 636.4 + (4.08)(31.20)$$

$$\tilde{K}(\omega) = 763.7 \text{ Ton/m}$$

Para determinar la rigidez dinámica elástica horizontal del grupo de pilotes, se necesita la velocidad análoga de Lysmer:

$$\beta = \sqrt{407.9/1.5} = 16.5 \text{ m/s}$$

$$\beta_L = \frac{3.4\beta}{\pi(1-\nu)} = \frac{3.4(16.5)}{\pi(1-0.3)}$$

$$\beta_L = 25.5 \text{ m/s}$$

$$\tilde{K}_h^G = \frac{4\tilde{K}_h}{1 + [\alpha_{h(0^\circ)}] + [\alpha_{h(90^\circ)}] + [\alpha_{h(45^\circ)}]}$$

$$\alpha_{h(0^\circ)} = \left(\frac{2.50}{0.25}\right)^{-0.5} e^{-(0.08)(4.08)(2.50)/(25.5)} e^{-(4.08)(2.50)/(25.5)}$$

$$\alpha_{h(0^\circ)} = \mathbf{0.205}$$

$$\alpha_{h(90^\circ)} = \alpha_{v(s)} = \left(\frac{2.50}{0.25}\right)^{-0.5} e^{-(0.08)(4.08)(2.50)/(26)} e^{-(4.08)(2.50)/(26)}$$

$$\alpha_{h(90^\circ)} = \mathbf{0.207}$$

$$\alpha_{h(45^\circ)} = [0.207(\cos 45^\circ)^2] + [0.205(\sin 45^\circ)^2]$$

$$\alpha_{h(45^\circ)} = \mathbf{0.206}$$

$$\widetilde{K}_h^G = \frac{4(763.7)}{1 + [205] + [0.207] + [0.206]}$$

$$\widetilde{K}_h^G = \mathbf{1888 \text{ Ton/m}}$$

## RIGIDEZ DINÁMICA AL BALANCEO: CONDICIÓN ELÁSTICA

$$K_r^0 = 1.5 d^3 E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.75}$$

$$K_r^0 = 1.5 (0.50)^3 (2651) \left(\frac{24.8}{26}\right)^{0.75}$$

$$K_r^0 = \mathbf{479.76 \text{ Ton} - m/m}$$

El coeficiente de amortiguamiento cuando  $\eta > \eta_s$ :

$$c_r = 0.25\zeta + 0.056 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.2} (\eta) = 0.25(0.05) + 0.056 \left(\frac{24.8}{26}\right)^{0.2} \quad (0.18)$$

$$c_r = 0.0225$$

$$C_r = \frac{2K_r^0 c_r}{\omega}$$

$$C_r = \frac{2(479.76) (0.0225)}{2\pi}$$

$$C_r = 3.43$$

$$\tilde{K}(\omega) = K_h + \omega C_h = 479.8 + (2\pi)(3.43)$$

$$\tilde{K}(\omega) = 501.4 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

La rigidez a balanceo del grupo de 4 pilotes viene dado por:

$$\tilde{K}_r^G = \sum_{i=1}^n (\tilde{K}_r^i + \tilde{K}_v^i \varepsilon^2)$$

$$\tilde{K}_r^G = 4(501.4) + (163309)(1.25)^2$$

$$\tilde{K}_r^G = 257176 \text{ Ton} - \text{m/m}$$



## DECLARACIÓN Y AUTORIZACIÓN

Yo, Barriga Pineda Erick Augusto, con C.C: # 0926738626 autor del trabajo de titulación: **Investigación de parámetros de rigidez y amortiguamiento de los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y su utilización para el análisis estructural sismo-resistente de un edificio de 8 pisos que incorpora efectos de interacción suelo-estructura**, previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL** en la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

1.- Declaro tener pleno conocimiento de la obligación que tienen las instituciones de educación superior, de conformidad con el Artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior, de entregar a la SENESCYT en formato digital una copia del referido trabajo de titulación para que sea integrado al Sistema Nacional de Información de la Educación Superior del Ecuador para su difusión pública respetando los derechos de autor.

2.- Autorizo a la SENESCYT a tener una copia del referido trabajo de titulación, con el propósito de generar un repositorio que democratice la información, respetando las políticas de propiedad intelectual vigentes.

Guayaquil, 24 de marzo de 2016

f. \_\_\_\_\_

Nombre Barriga Pineda Erick Augusto

C.C: 0926738626

## REPOSITORIO NACIONAL EN CIENCIA Y TECNOLOGÍA

### FICHA DE REGISTRO DE TESIS/TRABAJO DE TITULACIÓN

<b>TÍTULO Y SUBTÍTULO:</b>	INVESTIGACIÓN DE PARÁMETROS DE RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DE LOS SUELOS BLANDOS DE LA CIUDAD DE GUAYAQUIL Y SU UTILIZACIÓN PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISMO-RESISTENTE DE UN EDIFICIO DE 8 PISOS QUE INCORPORA EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA	
<b>AUTOR(ES)</b>	BARRIGA PINEDA ERICK AUGUSTO	
<b>REVISOR(ES)/TUTOR(ES)</b>	ING. RODRÍGUEZ ARGUDO JAIME FERNANDO, PH.D	
<b>INSTITUCIÓN:</b>	UNIVERSIDAD CATÓLICA DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL	
<b>FACULTAD:</b>	FACULTAD DE INGENIERÍA	
<b>CARRERA:</b>	INGENIERÍA CIVIL	
<b>TÍTULO OBTENIDO:</b>	INGENIERO CIVIL	
<b>FECHA DE PUBLICACIÓN:</b>	24 DE MARZO DEL 2016	<b>NO. DE PÁGINAS:</b> 183
<b>ÁREAS TEMÁTICAS:</b>	ESTRUCTURAS Y SUELOS	
<b>PALABRAS CLAVES/ KEYWORDS:</b>	INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA, INTERACCIÓN SUELO-PILOTE, RELACIÓN DE AMORTIGUACIÓN, MÓDULO DE RIGIDEZ AL CORTE, DISEÑO DE PILOTES LARGOS, ÍNDICE DE ESTABILIDAD LATERAL, DERIVA DE ENTREPISO, DEMANDA DE CORTE SÍSMICO, CORTANTE BASAL ESTÁTICO, CORTANTE BASAL DINÁMICO, SISMO DE SERVICIO.	
<b>RESUMEN/ABSTRACT</b>	<p>El siguiente trabajo: "Investigación de parámetros de rigidez y amortiguamiento de los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil y su utilización para el análisis estructural sismo-resistente de un edificio de 8 pisos que incorpora efectos de interacción suelo-estructura", expone las diferencias entre un edificio modelado en SAP2000 que considera la interacción suelo-estructura en la base con otro edificio que es analizado con base empotrada; en términos de derivas relativas, índice de estabilidad lateral y demanda de Cortante Sísmico. Para esto se ha considerado un edificio de 8 pisos con su respectivo diseño de pilotes hincados que trabajan a punta, en suelo tipo E, característico de zonas como: el Centro de Guayaquil, Cantón Samborondón y Durán. La fuerza sísmica de diseño corresponde a un Sismo de Servicio con un periodo de retorno de 25 años, que es modelado a través de registros historia-tiempo de 3 sismos diferentes.</p> <p>Adicionalmente se prueba la aplicabilidad de las expresiones de ASCE 7-10 – Capítulo 19, que incorporan la interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios, en los suelos Tipo E de la ciudad de Guayaquil..</p>	
<b>ADJUNTO PDF:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> SI	<input type="checkbox"/> NO
<b>CONTACTO CON AUTOR/ES:</b>	<b>Teléfono:</b> +593- 99438628	<b>E-mail:</b> erick-1913@hotmail.com
<b>CONTACTO CON LA INSTITUCIÓN:</b>	<b>Nombre:</b> ING. RODRÍGUEZ ARGUDO JAIME FERNANDO, PH.D	
	<b>Teléfono:</b> +593-4-202763	
	<b>E-mail:</b> Jaime.argudo@cu.uscg.edu.ec	

### SECCIÓN PARA USO DE BIBLIOTECA

**Nº. DE REGISTRO (en base a datos):**

**Nº. DE CLASIFICACIÓN:**

**DIRECCIÓN URL (tesis en la web):**