

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

“ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE) EN EL DISEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO LA AFECTACIÓN DEL CAMBIO DE IMPEDANCIA DE LOS SUELOS DE CIMENTACIÓN DEL NUEVO PUENTE SOBRE EL RÍO JUBONES EN LA AUTOPISTA HUAQUILLAS – RIO 7, TRONCAL DE LA COSTA”

TRABAJO DE TITULACIÓN

Previo a la obtención del Título de Magister en Geotecnia

Presentado por:

DIEGO ALBERTO PONTÓN TOMASELLI

EDDIE RUBÉN TANDAZO ORTEGA

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año – 2022

DEDICATORIA

Dedicatoria 1

Esta tesis está dedicada a mi familia, que siempre ha sido el pilar fundamental de mi vida; a mis hijos, mi motor.

Diego Pontón Tomaselli

Dedicatoria 2

Dedico esta tesis a mi hermosa familia: mi esposa María del Carmen Campoverde, mis hijos Eddie Aníbal y Joaquín Nicolás quienes son mi razón de vida.

Eddie Tandazo Ortega

AGRADECIMIENTOS

Deseo expresar mi agradecimiento al Ingeniero Francisco Grau, quien con sus invaluable aportes logró encausar este proyecto de tesis de la manera más eficiente para obtener los resultados que se deseaba demostrar.

Así mismo, quiero extender mi más profundo sentimiento de gratitud al Ingeniero Fernando Egas y al Ingeniero Noe Vite quienes hicieron viable la posibilidad de obtención de la data del proyecto, aspecto fundamental para el análisis realizado en esta tesis.

Finalmente, mi agradecimiento especial al Ing. Davide Besenon por haber sido pieza clave para la comprensión de los aspectos más importantes en la aplicación de la metodología de los métodos constitutivos.

Diego Alberto Pontón Tomaselli

No hay deber más necesario que el de dar las gracias a todos aquellos que hicieron posible de manera directa e indirecta la realización de la misma, principalmente a Dios quien bendijo y dio fuerzas para alcanzar las metas propuestas.

Agradezco a mi esposa, e hijos por el apoyo y ánimos que me dieron para seguir adelante, agradezco a mis padres, a mi compañero de tesis Diego Pontón, y sin duda al director de tesis el Ing. Msc. Francisco Grau, así como al apoyo continuo de Ing. Davide Besenzon.

Eddie Rubén Tandazo Ortega

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponde conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Diego Pontón Tomaselli y Eddie Tandazo Ortega damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Diego Pontón Tomaselli

Eddie Tandazo Ortega

EVALUADORES

Ing. Francisco Grau, M.Sc.

PROFESOR TUTOR

Ing. Davide Besenon, M.Sc.

PROFESOR REVISOR

RESUMEN

Esta tesis presenta el análisis de los efectos de la interacción dinámica Suelo – Estructura en el diseño sísmico, los cuales no pueden ser considerados en forma general como favorable o desfavorable a la respuesta estructural y merecen un tratamiento especial durante la etapa de diseño sísmico.

Sus principales efectos son la adición de flexibilidad y amortiguamiento al sistema estructural a través de su cimentación, en función de su profundidad, mediante variaciones espectrales influenciada por la rigidez de cada estrato.

La importancia del estudio minucioso de la interacción Suelo – Estructura ha sido desarrollado en los últimos 20 años, enfocados en conocer el comportamiento de las cimentaciones superficiales y profundas (objeto de investigación), en profundidad, en cómo se ven influenciados por el cambio de impedancia de la subestructura en el medio, cambios en los desplazamientos iniciales y nivel de aceleración de entrada en el periodo fundamental (Efecto Cinemático), así como su influencia en la respuesta total estructural (Efecto Dinámico).

Se evalúan los efectos de interacción en las resistencias requeridas para sistemas inelásticos, incluyendo la interacción cinemática e inercial, y se consideran los efectos de interacción en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de vibración, así como en la ductilidad estructural, realizando análisis de modelos desacoplados conforme a las recomendaciones de códigos internacionales obteniendo funciones de transferencia de respuesta estructural, para la consideración de efectos de interacción Cinemática e Inercial, comparados con análisis de modelos acoplados a través del Software Plaxis 2D.

Finalmente, se presenta en función del cambio de impedancia de los suelos de cimentación, funciones de transferencia con coeficientes que estiman en modelos desacoplados los efectos de interacción suelo – estructura en cimentaciones profundas.

Palabras clave: Desplazamientos, sismicidad, métodos constitutivos, elementos finitos, efectos cinemáticos, efectos inerciales, flexibilidad, amortiguamiento.

ABSTRACT

This thesis presents the analysis of the effects of the dynamic Soil-Structure interaction in the seismic design, which cannot be generally considered as favorable or unfavorable to the structural response and deserve special treatment during the seismic design stage.

Its main effects are the improvement of flexibility and damping to the structural system through its foundation, depending on its depth, through spectral variations influenced by the rigidity of each layer.

The importance of the meticulous study of the Soil – Structure interaction has been developed in the last 20 years, focused on knowing the behavior of superficial and deep foundations (Research Object), in depth, on how they are influenced by the impedance change of the substructure in the middle, changes in the initial displacements and input acceleration level in the fundamental period (Kinematic Effect), as well as its influence on the total structural response (Dynamic Effect).

The interaction effects on the resistances required for inelastic systems will be evaluated, including the kinematic and inertial interaction, and the interaction effects on the period and damping of the fundamental mode of vibration, as well as on the structural ductility, will be considered, performing model analysis decoupled according to the recommendations of international codes, obtaining transfer functions of structural response, for the consideration of effects of Kinematic and Inertial interaction, compared with analysis of coupled models through Plaxis 2D Software.

Finally, based on the impedance change of the foundation soils, transfer functions with coefficients that estimate the effects of soil-structure interaction in deep foundations in decoupled models are presented.

Keywords: Displacements, seismicity, constitutive methods, finite elements, kinematic effects, inertial effects, flexibility, damping.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	I
ABSTRACT.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS	VII
SIMBOLOGÍA	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABLAS	XV
ÍNDICE DE ANEXOS	XVI
CAPÍTULO 1.....	17
1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. Antecedentes	17
1.2. Descripción del problema	19
1.3. Justificación del problema	22
1.4. Objetivos.....	23
1.4.1. Objetivo General	23
1.4.2. Objetivos Específicos	24
1.5. Información del área de estudio	24
1.5.1. Generalidades.....	24
1.5.2. Ubicación geográfica	26
1.6. Diseño Geométrico de Puente	26
1.7. Consideraciones de Diseño Estructural.....	27
1.8. Diseño Pila de Puente.....	28
1.9. Cargas estructurales	29

1.9.1. Cargas Permanentes	29
1.9.2. Cargas Vivas	30
1.9.3. Carga de Frenado	31
1.9.4. Carga Sísmica.....	31
1.9.4.1. Consideraciones sísmicas del diseño	31
1.9.4.2. Geología regional	32
1.9.4.3. Factor de Zona del área de estudio	33
CAPITULO 2.....	35
2. FUNDAMENTO TEÓRICO	35
2.1. Pilotes	35
2.1.1. Capacidad de carga última del pilote	38
2.1.2. Capacidad de carga admisible del pilote	40
2.1.3. Eficiencia de grupos de pilotes	40
2.1.4. Fricción superficial negativa	42
2.1.5. Cargas laterales	44
2.2. Efecto Local o de Sitio.....	46
2.2.1. Amplificación Sísmica.....	48
2.2.2. Semi Espacio de Amplificación	51
2.2.2.1. Materiales del Semi-Espacio	51
2.3. Interacción Suelo – Estructura.....	52
2.3.1. Factores que influyen en la interacción suelo – estructura	54
2.3.1.1. Componentes de la interacción suelo – estructura	57
2.3.1.2. Combinación de Interacción Cinemática e Inercial	57
2.3.1.3. Efectos Cinemáticos	58
2.3.1.4. Efectos Inerciales.....	59

2.4. Análisis de elementos finitos	59
2.4.1. Modelos constitutivos	64
2.4.1.1. Modelo Mohr Coulomb	65
2.4.1.2. Modelo Soft Soil	71
CAPITULO 3.....	78
3. METODOLOGÍA.....	78
3.1. Reconocimiento de campo y obtención de data.....	78
3.2. Caracterización geotécnica	80
3.2.1. Levantamiento longitudinal	80
3.2.2. Columna estratigráfica lado norte	82
3.2.3. Columna estratigráfica lado sur	84
3.2.4. Caracterización geotécnica lado sur.....	85
3.3. Clasificación de columna estratigráfica según NEC-15	87
3.4. Espectro de diseño a partir de tablas NEC-15	89
3.5. Espectro de diseño a partir de curva de amenaza sísmica.....	96
3.6. Diseño del puente	98
3.6.1. Cargas gravitacionales del diseño original del puente.....	100
3.7. Procedimientos para incluir efectos ISE	101
3.7.1. Inclusión de efectos de Interacción cinemática	102
3.7.2. Inclusión de efectos de Interacción inercial	104
3.7.3. Procedimientos para selección y escalamiento de sismos para evaluación cinemática	105
3.7.4. Consideración de efectos de sitio	105
CAPITULO 4.....	114
4. MATERIALES Y CALIBRACIÓN DE MODELOS.....	114

4.1. Parámetros geotécnicos del suelo	114
4.2. Selección de modelos constitutivos.....	116
4.3. Modelaciones	120
4.4. Definición de materiales	121
4.5. Calibración de materiales	123
4.6. Definición de cargas	124
4.7. Fases de modelación en Plaxis 2D	124
CAPITULO 5.....	131
5. RESULTADOS	131
Análisis de escalamiento de espectro de respuesta	139
Análisis desacoplado interacción cinemática	141
Resultados de análisis acoplado en Plaxis 2D.....	149
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	154
Conclusiones.....	154
Recomendaciones.....	157
BIBLIOGRAFÍA	158

ABREVIATURAS

ESPOL	Escuela Superior Politécnica del Litoral
FICT	Facultad de ingeniería en Ciencias de la Tierra
ISE	Interacción Suelo – Estructura
OCR	Over Consolidation Ratio (Razón de sobre consolidación)
IC	Interacción Cinemática
IDSE	Interacción dinámica Suelo – Estructura
NEC	Norma Ecuatoriana de la Construcción

SIMBOLOGÍA

Wh	Humedad del suelo
LL	Límite Líquido del suelo
LP	Límite plástico del suelo
IP	Índice de Plasticidad
cm	Centímetro
m	Metro
Km	Kilómetro
kPa	Kilopascales
Kg	Kilogramo
Ton	Tonelada
C	Cohesión
ϕ	Angulo de fricción
μ	Presión de poro
γ	Peso específico
τ	Esfuerzo de resistencia al corte
c'	Cohesión efectiva
σ'	Esfuerzo efectivo
Su	Resistencia al corte no drenada

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Sección Longitudinal del Puente sobre el Río Jubones Fuente: Emvial EP	21
Figura 1.2 Sección frontal de Pila P1 del Puente sobre el Río Jubones Fuente: Emvial EP	22
Figura 1.3 Vista satelital del área de estudio. Fuente: Google Maps	26
Figura 1.4 Elevación frontal de Pila P1 del Puente sobre el Río Jubones. Fuente: Emvial EP	28
Figura 1.5 Elevación lateral de Pila del Puente sobre el Río Jubones. Fuente: Emvial	29
Figura 1.6 Vista en planta de disposición de Pilotes de la Pila del Puente sobre el Río Jubones. Fuente: Emvial	29
Figura 1.7 Características del camión HL-93. Fuente: AASHTO	30
Figura 1.8 Características del camión MOP de 45 ton. Fuente: AASHTO	30
Figura 1.9 Geología del área de estudio. Fuente: Autores.	33
Figura 1.10 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z, fuente: NEC-15 (2014)	34
Figura 2.1 Pilotes de concretos fundidos en sitio. Fuente: (Das, 2015)	36
Figura 2.2 Grupos de pilotes. Fuente: (Das, 2015)	41
Figura 2.3 Cargas sobre el pilote. Elaborado: Autores	43
Figura 2.4 fricción superficial negativa y plano neutral, Fuente: Das (2015)	43
Figura 2.5 Pilote con carga lateral y sin ella. Fuente: (Reese & van Impe, 2011) .	45
Figura 2.6 Curva p-y típica y el módulo de suelo resultante. Fuente: (Reese & van Impe, 2011)	45
Figura 2.7 Espectro de aceleración promedio para diferentes condiciones locales. Fuente: (S. L. Kramer, 1996)	47
Figura 2.8 Condiciones espaciales en las amplificaciones del movimiento sísmico del terreno. Fuente: (S. L. Kramer, 1996)	47
Figura 2.9 Propagación casi vertical de la onda cerca de la superficie de la tierra. Fuente: (S. L. Kramer, 1996)	48

Figura 2.10 Trayectos de Ondas Sísmicas. Fuente: (S. L. Kramer, 1996).....	49
Figura 2.11 Explicación grafica de la amplificación sísmica, con respecto al medio y a su profundidad. Fuente: (S. Kramer, 1996).....	49
Figura 2.12 Efectos de sitio-suelo en las amplificaciones del movimiento sísmico del terreno. Fuente: (S. L. Kramer, 1996).....	50
Figura 2.13 Definición del semi-espacio (half-space). Fuente: (S. L. Kramer, 1996).	51
Figura 2.14 : Modelo para análisis de IDSE: (a) Parámetros de modelo-Respuesta de interacción en términos de desplazamientos y rotaciones absolutas. Fuente: (S. L. Kramer, 1996).	57
Figura 2.15 Idea básica del modelo elástico perfectamente plástico. Fuente: (Bentley,2020b).....	67
Figura 2.16 La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano de esfuerzos principales. Fuente: (Bentley, 2020).....	69
Figura 2.17 La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano de esfuerzos principales. Fuente: (Bentley, 2020).....	71
Figura 2.18 Superficie de falla del modelo Soft Soil Model en el plano $p' - q$. Fuente: (Bentley, 2020).....	75
Figura 2.19 Representación del contorno de falla del modelo Soft Soil Model en el espacio de esfuerzos principales. Fuente: (Bentley, 2020).....	75
Figura 3.1 Vista aérea del nuevo puente sobre el Río Jubones en la carretera E25 Troncal de la Costa. Fuente: Parreño Projection 2021, Autores.	78
Figura 3.2 Vista inferior del puente desde el lado sur. Fuente: Autores.	79
Figura 3.3 Vista satelital del corte longitudinal y sondeos para el levantamiento geotécnico, fuente: Google Earth. Elaborado por: Autores.....	82
Figura 3.4 Vista satelital del corte transversal y sondeos para el levantamiento geotécnico, fuente: Google Earth. Elaborado por: Autores.....	86
Figura 3.5 Perfil de suelo corte B-B', pila lado sur. Elaborado por: Autores.....	86
Figura 3.6 Catálogo homogenizado de eventos sísmicos. Fuente: IGEPN.....	90
Figura 3.7 Curvas de amenaza para diferentes periodos estructurales para el Cantón El Guabo. Fuente: IGEPN.....	91

Figura 3.8 Funciones para calcular el espectro de diseño. Fuente: NEC-15	95
Figura 3.9 Espectros de diseño para suelos tipo D y B a partir de factores NEC-15. Elaborado: Autores	96
Figura 3.10 Curva de amenaza sísmica para el cantón El Guabo. Fuente: IGEPN	97
Figura 3.11 Espectro de diseño en roca diseñado a partir de curvas de amenaza sísmica del sitio proporcionada por el IGEPN. Elaborado: Autores	98
Figura 3.12 Ocurrencia de los movimientos sísmicos. Elaborado: Autores	106
Figura 3.13 Transmisión y amplificación de ondas sísmicas. Elaborado: Autores	106
Figura 3.14 Gráficos de los acelerogramas respecto del espectro objetivo. Fuente: PEER.....	108
Figura 3.15 Gráficos de los acelerogramas escalados respecto del espectro objetivo. Elaborado: Autores	109
Figura 3.16 Comportamiento de las ondas del semiespacio de amplificación del área de estudio. Elaborado: Autores	111
Figura 3.17 Disposición estratigráfica para escalamiento de sismos. Fuente: DEEPSOIL v7, Elaborado: Autores	112
Figura 3.18 Espectro original y escalado. Fuente: DEEPSOIL v7, Elaborado: Autores	113
Figura 4.1 Modelación transversal de suelos. Elaborado: Autores	120
Figura 4.2 Modelación Longitudinal de suelos. Elaborado: Autores	121
Figura 4.3 Materiales y elementos. Elaborado: Autores	121
Figura 4.4 Ingreso de parámetros en arena. Elaborado: Autores	122
Figura 4.5 Ingreso de parámetros en arcilla. Elaborado: Autores.....	122
Figura 4.6 Ingreso de parámetros en roca. Elaborado: Autores	123
Figura 4.7 Calibración de suelo Arena 2. Elaborado: Autores	124
Figura 4.8 Fases de análisis Modelo de Análisis Transversal y Longitudinal. Elaborado: Autores	125
Figura 4.9 Fase inicial, definición de condiciones iniciales. Elaborado: Autores.	125

Figura 4.10 Fase 1. Cálculo de estado plástico, previa construcción. Elaborado: Autores	127
Figura 4.11 Fase 2. Calculo Dinámico en Campo Libre, amplificación de registro sísmico, ingresado en roca: Suelo Tipo B (frontera). Elaborado: Autores.....	128
Figura 4.12 Sismo Kobe escalado. Elaborado: Autores	129
Figura 4.13 Fase 3. Cálculo plástico incluida la estructura. Elaborado: Autores.	129
Figura 4.14 Fase 7. Cálculo dinámico incluida la estructura. Elaborado: Autores	130
Figura 5.1 Esfuerzos principales efectivos. Fuente: Autores	131
Figura 5.2 Nodos puntos de control de análisis en Perfil longitudinal. Fuente: Plaxis 2D.....	132
Figura 5.2 Nodos puntos de control de análisis en Perfil Transversal, modelo con pilotes 31m. Fuente: Plaxis 2D.....	133
Figura 5.4 Nodos puntos de control de análisis en Perfil Transversal, modelo con pilotes 14 m. Fuente: Plaxis 2D.....	133
Figura 5.5 Desplazamientos totales nodo 30358. Fuente: Plaxis 2D.....	135
Figura 5.6 Desplazamientos totales nodo 29894. Fuente: Plaxis 2D.....	135
Figura 5.7 Desplazamiento Máximo - Consolidación: Carga Gravitacional Uy: Fase 4 y 5. Fuente: Plaxis 2D	136
Figura 5.8 Momento Máximo: Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D...	136
Figura 5.9 Envoltente de Momento Máximo: Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D.....	137
Figura 5.10 Fuerza Axial Máxima: Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D	137
Figura 5.11 Envoltente de Fuerza Axial Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D.....	138
Figura 5.12 Espectro de Respuesta escalado por efectos de Sitio. Fuente: Autores	139
Figura 5.13 Variación de valores de PGA en unidades “g” y desplazamientos en función de profundidad. Fuente: Autores.....	140
Figura 5.14 Amplificación de respuesta, efecto de sitio. Fuente: Autores.....	140

Figura 5.15 Espectro de respuesta en campo libre, escalado 1D con Plaxis 2D y DeepSoil. Fuente: Autores	141
Figura 5.16 Espectro de Respuesta de Interacción Dinámica: Cinemática Suelo-Estructura. Fuente: Autores	142
Figura 5.17 Función de transferencia de interacción cinemática suelo - estructura. Fuente: Autores	143
Figura 5.18 Función de transferencia de interacción dinámica (cinemática suelo-estructura, a la profundidad de análisis de -4m). Fuente: Autores.....	143
Figura 5.19 Función de transferencia de interacción cinemática e interacción total suelo - pilote. Fuente: Autores	144
Figura 5.20 Calculo de desplazamientos por Interacción cinemática Suelo – Pilote, considerando sismo de diseño. Fuente: Autores.....	144
Figura 5.21 Desplazamientos totales U_x , fase 6, P31m. Fuente: Plaxis 2D	145
Figura 5.22 Envolverte de Momentos Máximos Interacción: Cinemática Suelo – Estructura, Análisis en Fase 6. Fuente: Plaxis 2D.....	145
Figura 5.23 Desplazamiento Total U_x Interacción cinemática Suelo Estructura Fase 6, pilote 14 m. Fuente: Plaxis 2D.....	146
Figura 5.24 Desplazamiento Total U_x Interacción cinemática Suelo Estructura Fase 6. Fuente, pilote 31 m. Fuente: Plaxis 2D.....	146
Figura 5.25 Curvas p-y. Fuente: LPile	147
Figura 5.26 Deflexiones laterales de pilotes. Fuente: LPile	148
Figura 5.27 Comportamiento de Momentos pilote de 14 m. Fuente: LPile	149
Figura 5.28 Comportamiento de Momentos pilote 31 m. Fuente: LPile	149
Figura 5.29 Interacción suelo – pilote 14 m. Fuente: Autores.....	150
Figura 5.30 Desplazamientos totales IDSE U_x , fase 7, P31m. Fuente: Plaxis 2D	150
Figura 5.31 Envolverte de Momentos Máximos Interacción: Dinámica Suelo – Estructura, Análisis en Fase 7 Pilote 14 m. Fuente: Plaxis 2D	151
Figura 5.32 Envolverte de Momentos Máximos Interacción: Dinámica Suelo – Estructura, Análisis en Fase 7 Pilote 31 m. Fuente: Plaxis 2D	151

Figura 5.33 Envolvente de Cortantes Máximos Interacción: Dinámica Suelo – Estructura, Análisis en Fase 7. Fuente: Plaxis 2D	152
Figura 5.34 Envolvente de fuerzas de Corte Interacción Dinámica Suelo – Pilote, fase 7. Fuente: Plaxis 2D	152
Figura 5.35 Desplazamiento Total Ux Interacción Dinámica Suelo Estructura, Fase 7. Fuente: Plaxis 2D	153
Figura 5.33 Desplazamiento Total Ux Interacción Dinamica Suelo Estructura, Fase 7. Fuente: Plaxis 2D	153

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Coordenadas de ubicación de la sección central del puente	26
Tabla 1.2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada, fuente: NEC-15 (2014)	33
Tabla 2.1 valores medios de K para su uso en la determinación de resistencia unitaria a la fricción. Fuente: Das (2015)	39
Tabla 2.2 Parámetros básicos del modelo Mohr-Coulomb (Bentley, 2020)	70
Tabla 2.3 Parámetros de rigidez alternativos (Bentley, 2020)	70
Tabla 2.4 Parámetros de rigidez alternativos (Bentley, 2020)	71
Tabla 2.5 Parámetros básicos del modelo Soft Soil (Bentley, 2020)	76
Tabla 2.6 Parámetros avanzados del modelo Soft Soil (Bentley, 2020)	77
Tabla 3.1 Ubicación de los sondeos tomados en cuenta para la caracterización geotécnica. Fuente: Vera, 2014.	81
Tabla 3.2 Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: NEC-15	87
Tabla 3.3 Factores de sitio Fa. Fuente: NEC, 2015	92
Tabla 3.4 Factores de sitio Fd. Fuente: NEC, 2015	92
Tabla 3.5 Factores de comportamiento inelástico Fs. Fuente: NEC, 2015.	93
Tabla 3.6 Determinación de Factores. Fuente: Autores	93
Tabla 3.7 Valores de T_0 y T_c para suelo tipo D y B para $Z=0.45$. Fuente: Autores	94
Tabla 3.8 Cálculo de espectros de diseño (S_a). Elaboración: Autores	95
Tabla 3.9 Espectro de diseño a partir de curvas de amenaza. Fuente: IGEPN, Elaboración: Autores	97
Tabla 3.10 Descargas verticales del puente	100
Tabla 3.11 Registros sísmicos seleccionados. Fuente: PEER, Elaborado: Autores	110
Tabla 4.1 Parámetros mecánicos del subsuelo. Elaboración: Autores	115
Tabla 4.2 Parámetros específicos del subsuelo. Elaboración: Autores	115
Tabla 4.3 Parámetros de suelo para modelo Mohr Coulomb. Elaboración: Autores	116
Tabla 4.4 Parámetros de suelo para modelo Soft Soil. Elaboración: Autores	119

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo A. Geometría de sección longitudinal del puente	163
Anexo B. Vista frontal de la pila del puente	164
Anexo C. Caracterización geotécnica longitudinal del área de estudio	165
Anexo D. Caracterización geotécnica transversal del área de estudio	166
Anexo E. Data del CPT-5, ángulos de fricción, resistencias al corte, OCR. Proporcionados por EMVIAL EP.....	167
Anexo F. Data del CPT-5, VS30, módulo de corte y módulo de Young. Proporcionados por EMVIAL EP.....	168
Anexo G. Sondeo P7 desde 0.00 hasta 8.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	169
Anexo H. Sondeo P7 desde 8.00 hasta 16.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	170
Anexo I. Sondeo P7 desde 16.00 hasta 24.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	171
Anexo J. Sondeo P7 desde 24.00 hasta 30.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	172
Anexo K. Ensayo de consolidación a muestra inalterada de “arcilla 1”. Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	173
Anexo L. Ensayo de consolidación a muestra inalterada de “arcilla 2”. Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	174
Anexo M. Ensayo de consolidación a muestra inalterada de “arcilla 3”. Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	175
Anexo N. Verificación de algunos valores Su en CPT 5. Datos Proporcionados por EMVIAL EP.....	176

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

Las estructuras se encuentran fuertemente ligadas con su sistema de cimentación, existiendo una dependencia mutua de causa y efecto. La reacción que se genera en el suelo por la presencia de un elemento extraño (estructura), es diferente a la que existe en campo libre; así mismo, una estructura posee un comportamiento dependiendo el medio en el que se encuentra cimentado (flexibilidad o rigidez).

Es por esta razón que el “matrimonio” Suelo-Estructura es un tema apasionante y de constante estudio en el mundo de la ingeniería, el cual permite diseñar estructuras más seguras, principalmente ante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Ecuador se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, es por esto que resulta insuficiente estudiar el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas estáticas; por ello, los códigos de la construcción del país reflejan ya la importancia de la consideración de efectos sísmicos y la necesidad de la realización de diseños que incluyan el análisis de interacción dinámica Suelo-Estructura.

Esto significa que la interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura, originalmente supuesta con base indeformable, así como también las características del movimiento del suelo en la vecindad de la cimentación.

Para el entendimiento correcto del protagonismo del suelo en el diseño sísmico de estructuras y de la importancia de la consideración dinámica entre ambos, es necesario comprender su génesis teórica, llevando a ésta, desde su complejo planteamiento conceptual, hasta guiarlo hacia modelos matemáticos simples que puedan ser estudiados y comprobados en el tiempo.

Sin duda, un análisis de interacción dinámica suelo-estructura requiere de mayor tiempo de análisis y de profesionales con alto conocimiento en ambas áreas de la ingeniería, por lo que es necesario demostrar su importancia y necesidad.

Este trabajo, titulado ANÁLISIS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA (ISE) EN EL DISEÑO SÍSMICO CONSIDERANDO LA AFECTACIÓN DEL CAMBIO DE IMPEDANCIA DE LOS SUELOS DE CIMENTACIÓN DEL NUEVO PUENTE SOBRE EL RÍO JUBONES EN LA AUTOPISTA HUAQUILLAS – RIO 7, TRONCAL DE LA COSTA, intenta demostrar la importancia de la consideración de los efectos dinámicos de interacción, y establecer si existen diferencias cuantitativas y cualitativas en los resultados que revelen la necesidad de realizar este tipo de análisis.

Como parte del desarrollo del presente trabajo de investigación, se realizó la recopilación de información del Estudio de Suelos para el proyecto de construcción del Nuevo Puente sobre el Río Jubones en el proyecto de la nueva autopista Huaquillas – Río Siete en la provincia de El Oro. El puente se encuentra en el sector del sitio “La Iberia” en un área despoblada, rodeada por plantaciones agrícolas principalmente bananeras.

El terreno donde se encuentra construido el puente es de topografía relativamente plana, el cauce del río se encuentra completamente definido y, de acuerdo con la información y análisis hidrológico hidráulico que se indica en los estudios preliminares a la construcción del puente, el río desborda hacia las dos márgenes, tanto derecha como izquierda, norte y sur respectivamente.

De ahí que, la definición del gálibo y longitud de la estructura toma muy en cuenta los condicionantes de tipo hidráulico.

La información para el desarrollo de esta tesis fue proporcionada por el Gobierno Autónomo Provincial de El Oro, a través de su empresa filial de construcciones EMVIAL por medio del oficio N° 2020-0215-NVQ-GG-EMVIAL EP, fechado el 29 de septiembre del 2020.

De la información recibida, se tomó como datos base, los sondeos de perforación utilizando las columnas estratigráficas georreferenciadas, con los cuales se

realizará los estudios de Caracterización y Modelación Geotécnica del Subsuelo del presente trabajo de investigación.

1.2. Descripción del problema

El 16 de abril del 2016, un terremoto con magnitud Mw 7.8 cuyo epicentro fue en las costas de la provincia de Manabí, azotó de manera grave a esta y varias otras provincias del Ecuador, encendiendo las alertas y despertando la inquietud de quienes están inmersos tanto en el ámbito constructivo como en áreas afines, de la importancia de tomar consideraciones para futuros movimientos telúricos y de este modo conocer, de mejor manera, la reacción que tienen las estructuras ante las fuerzas sísmicas.

En la actualidad existe un gran esfuerzo en la academia para entender la importancia de los efectos de Empotramiento y comportamiento de contorno entre la Sub-Estructura y la Super-Estructura.

La consideración idealizada de empotramiento, se ha ido corrigiendo con el tiempo, realizando modelaciones que consideren el aporte de flexibilidad y rotación en las cimentaciones, así como la transmisión y cambio de fuerza de corte y periodo en las estructuras.

En la actualidad ATC-40 y FEMA 356 contiene información para evaluar las propiedades de la cimentación, mediante la modelación de resortes, encontrándose su aplicación en FEMA (Federal Emergency Management Agency) 440 para análisis sísmico estático no lineal, la cual proporciona ecuaciones empíricas para consideración de resortes que emulen el comportamiento del Suelo a través de la construcción de curvas $p-y$.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, considera que se deben incluir los efectos cinemáticos de Interacción Suelo Estructura, e indica que se deben hacer estudios más profundos respecto a la inclusión de los efectos inerciales, sobre todo para suelos clasificados como tipo F.

Básicamente lo que generan los efectos de Interacción Dinámica son un cambio en los Periodos - desplazamientos, Aceleración – Fuerzas, que ingresan a la estructura.

Debido a la importancia de definir con la mayor precisión posible los efectos de interacción es necesario tener claro la fuente sísmica, desde su ruptura (Hipocentro) hasta el sitio, pasando por efectos de amplificación por el medio de tránsito.

Los efectos de sitio son representativos principalmente en el semiespacio de amplificación, la cual se define como la profundidad debajo de la cual el conjunto de geo-materiales de mayor impedancia no participan (o muy poco) en la respuesta dinámica del subsuelo del sitio frente a la propagación de ondas sísmicas.

De la información geológica y geotécnica de la zona se establece que el semi-espacio está conformado por diversos materiales de significado geológico diferente; encontrándose sedimentos transportados de grano grueso como arenas densas y arenas con gravas a profundidades entre 30 y 40 m, aunque también se encuentran sedimentos de textura fina con mayor profundidad (mayor que 40 m) en estado sobre consolidado (materiales de consistencia muy dura), así como sedimentos coluviales y suelos residuales.

La interacción intrínseca Suelo-Estructura, hace necesario la consideración de criterios para procedimientos de análisis no lineales, que incluyan: flexibilidad al sistema suelo-cimentación (efectos de cimentación flexible), filtración de movimientos de suelo transmitido a la estructura (efectos cinemáticos), respuesta elástica e inelástica de interacción (deformaciones) (efectos inerciales), disipación de energía desde el sistema suelo-estructura a través de la radiación de ondas y amortiguamiento histerético (efectos de amortiguamiento de cimentación).

Para entender los efectos de Interacción, en el presente trabajo de investigación se resolverá el diseño de una pila del puente que se encuentra ubicado sobre el río Jubones, ubicado en la autopista Huaquillas – Río 7, troncal de la costa.

Los registros de perforación, así como los datos arquitectónicos y estructurales, fueron proporcionados por EMVIAL; con los cuales desarrollaremos perfiles Geotécnicos del Subsuelo, y modelación matemática para el análisis del

comportamiento del sistema estructural (Sub y Super estructura), considerando los efectos de sitios, realizando modelaciones en un programa de elementos finitos como el PLAXIS 2D.

Se realizará la modelación del sistema estructural en 2 direcciones: Longitudinal y Transversal, para entender los efectos de interacción en ambas direcciones, considerando pilas con cabeza libre en dirección transversal y empotrada en dirección longitudinal, el mayor análisis se enfocará en lo que ocurre con la modelación transversal dado a que de esta forma la generación de esfuerzos es mucho mayor dado a que la rigidez en este sentido es menor

Para el análisis de las pilas P1 y P2 en la dirección longitudinal, ubicada en la abscisa 64+862,50 y 64+947,50 considerando el 0+000 en el inicio de la vía; Se tomará en consideración el perfil geotécnico del subsuelo del corte A-A' desde la abscisa 0+120 a la 0+300 la cual incluye las perforaciones CPT5, P7, PJ2, P6, CPT4, P4 y CPT3, esta imagen se encuentra en detalle en el Anexo A.

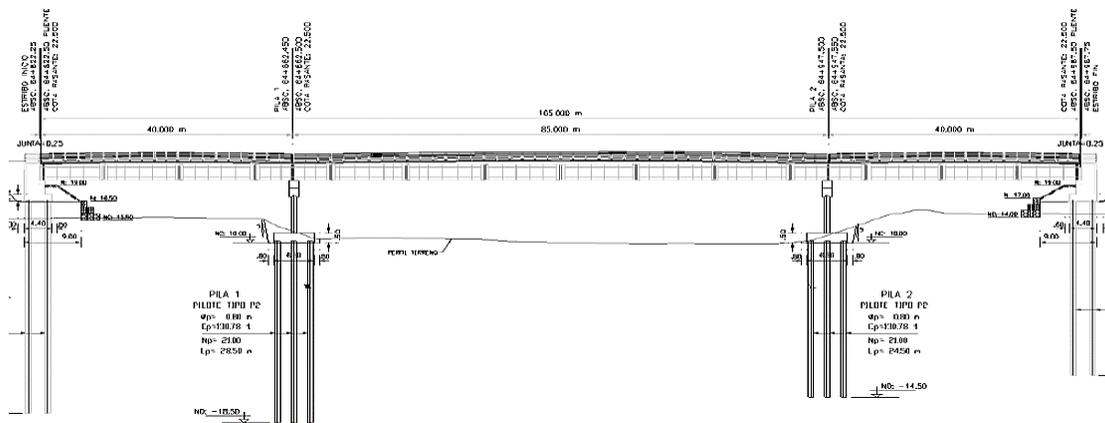
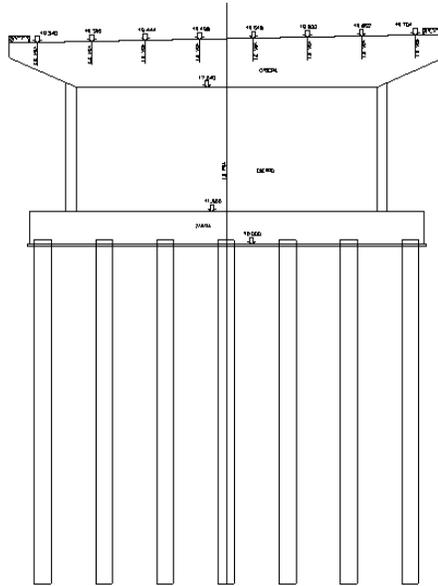


Figura 1.1 Sección Longitudinal del Puente sobre el Río Jubones Fuente: Envial EP

Para el análisis de la pila P1 mostrada en la figura 1.2, la cual se encuentra ubicada en la abscisa 64+862,50, en la dirección transversal; Se tomará en consideración el perfil geotécnico en la abscisa 0+120, la cual considera las perforaciones P6 – PJ2, la vista en sección transversal de la pila puede apreciarse en el Anexo B.



**Figura 1.2 Sección frontal de Pila P1 del Puente sobre el Río Jubones Fuente:
Envial EP**

1.3. Justificación del problema

El área costera del Ecuador, al encontrarse con una zona de alto Riesgo Sísmico, hace necesario que los proyectos sean concebidos considerando la influencia sísmica en los diseños estructurales.

Los suelos característicos del centro y periferias de la ciudad de Machala son predominantemente arcillosos, con estratos potenciales de hasta 30m, con intercalaciones de limos, y presencia de arena a partir de los 30m; en áreas de influencia de cauce de de ríos, por su geomorfología y geología local, así como su historia de depositación, poseen suelos con intercalaciones de lentes arcilla, limo y arenas, encontrando estratos resistentes a partir de los 20 o 30m de profundidad.

La carretera Troncal de la Costa, forma parte del eje vial principal del Ecuador, la vía está numerada como E25 y une las poblaciones de Los Bancos – Santo Domingo – Quevedo – Milagro – Machala y continúa cruzando la frontera con Perú, hasta la población de Zapotillo (Perú), con una longitud total de 664 km (Ministerio de Transporte y Obras Públicas MTOP, 2020).

La ampliación de esta vía contempló el replanteo de la misma y la construcción de un nuevo puente sobre el río Jubones para poder sortear la población de “La Iberia” y evitar así, el desalojo de las viviendas de los pobladores ya asentados ahí por muchos años, dificultando así, la ampliación de la vía en el mismo trazado original, es por esto, que la vía ahora pasa lejos de la población en un sitio donde mayormente existen plantaciones agrícolas y no hay adcentamientos poblacionales.

La carretera E25 juega un papel fundamental en el flujo de comercio terrestre entre Ecuador y Perú, además de ser la vía principal para movilizarse a las provincias del norte.

El nuevo puente sobre el río Jubones es el más largo sobre un río que posee la vía E25 en la provincia de El Oro, con ello, cobra una importancia especial, y la razón para considerarlo como parte de Análisis y Estudio de esta Investigación.

El correcto entendimiento de la influencia que genera la Interacción Dinámica Suelo Estructura, genera diseños más eficientes y seguros en beneficio de los usuarios y de la economía del país, ya que se garantiza la vida útil de la obra.

Esta investigación se ha enfocado en el análisis de una Pila del Puente, llevándola desde análisis matemáticos sencillos para un mejor entendimiento hasta modelos complejos con la ayuda de software de alto desempeño (PLAXIS 2D), que reduce los tiempos de cálculo y facilita el análisis.

Es así, que esta tesis busca motivar la necesidad de continuar con el estudio de los efectos de interacción en todo sistema estructural y que con ello se logre evidenciar la necesidad de este tipo de análisis para la toma de decisiones fundamentales en la etapa de diseño de nuevas edificaciones, tal como lo amerita una construcción planificada y responsable.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

El objetivo fundamental de esta investigación es presentar la relevancia de la inclusión de los efectos de interacción suelo – estructura considerando la afectación

frecuencial en función del cambio de impedancia de los suelos de cimentación en los diseños estructurales sísmicos, mediante la consideración de un modelo de pila de puente con cimentación profunda a través del sistema de grupo de pilotes (21) en matriz de 3x7, con cabezal superficial, sobre un medio anisotrópico y heterogéneo, analizadas una con y otra sin interacción.

Demostrar la necesidad de entender el estado del arte actual de la Ingeniería Geotécnica y su interrelación con la Ingeniería Estructural para el diseño de estructuras más seguras.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Incluir efectos de Interacción Suelo – Estructura a Diseños de Pilas de Puentes y extrapolarlo a todo tipo de sistemas estructurales con la finalidad de establecer su importancia en los diseños sísmicos.
- Demostrar la interrelación existente Suelo – Estructura considerando el modelo geotécnico del subsuelo (semi – espacio de amplificación sísmica), a través de modelación matemática y su interrelación con los pilotes.
- Modelar los estratos de suelo a través de modelos constitutivos, que capten las características del comportamiento y cambio de impedancia del suelo de contorno.
- Determinar los factores fundamentales que inciden en la interacción suelo – estructura.
- Evaluar el desempeño sísmico de la estructura.

1.5. Información del área de estudio

1.5.1. Generalidades

Como caso de análisis se tomó el nuevo Puente sobre el Río Jubones, el cual considera una vía de seis carriles, con una sección transversal compuesta por dos puentes de 20,950 metros de ancho, separados 1,10 metros de distancia.

Los puentes tienen aceras a los costados y al interior, de esta manera la sección transversal del puente completo, se ajusta a las condiciones geométricas de la vía, tendrá un ancho total de 43,00 metros, para alojar seis carriles de circulación.

La estructura se inicia en la margen derecha en el estribo E1, ubicado en la abscisa Km. 64+822,50, continúa con un tramo de 40 metros, para llegar a la pila P1, ubicada en la abscisa Km. 64+862,05, un tramo central a continuación de 85 metros, para llegar a la pila P2, en la abscisa Km. 64+947,50, y, un tramo adicional de 40 metros, para terminar en la margen izquierda en el estribo E2, ubicado en la abscisa Km. 64+987,50, lo que da como resultado una luz total de 165,00 metros.

La rasante de la calzada se encuentra en la cota 22,50 metros sobre el nivel del río.

El sitio de estudio se encuentra aproximadamente a 11 Km al este de la ciudad de Machala, habiendo sido este cimentado en las riberas de uno de los principales ríos de la provincia de El Oro y del país.

El proyecto se desarrolla en la llanura del delta del río Jubones donde el ambiente de depositación principalmente lo componen grandes bancos de arenas de grano medio a grueso además de suelo arcilloso y limoso de baja y alta plasticidad.

Las isócronas de aceleración y los estudios de efecto de sitio, marcan a la zona de estudio de acuerdo a lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, como zona V; así mismo su perfil y corte geotécnico del subsuelo lo clasifican como suelo tipo D.

El Ecuador consta de seis zonas sísmicas las cuales son caracterizadas por el factor Z, según NEC-15 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015b) “La zonificación sísmica del país para diseño sismo resistente, es resultado del estudio de peligro sísmico considerando el 10% de excedencia a 50 años (para períodos de retorno de 475 años), el cual incluye saturación de 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca para la costa ecuatoriana lo que caracteriza a la zona VI”.

La mayoría del territorio ecuatoriano está considerado como de alta amenaza sísmica, excepto el nororiente del país, el cual presenta una amenaza sísmica intermedia y en el otro extremo se encuentra parte del litoral que presenta un potencial de amenaza sísmica muy alto (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015).

Para proyectos de gran envergadura, la NEC-15 ofrece requisitos mínimos de diseño, que deben complementarse con normativa internacional dependiendo el área de estudio.

En el desarrollo de esta investigación, el diseño de Puentes ha complementado normativas locales, con las normativas internacionales como la AASHTO LRFD 2006, ATC-40, FEMA 356, y FEMA 440.

1.5.2. Ubicación geográfica

El Puente se encuentra entre las siguientes coordenadas, UTM WGS 84.

Tabla 1.1 Coordenadas de ubicación de la sección central del puente

Abscisa	Coordenadas	
	X	Y
64+862,05	625946,4	9638719,6
64+947,50	625865,2	9638632,0

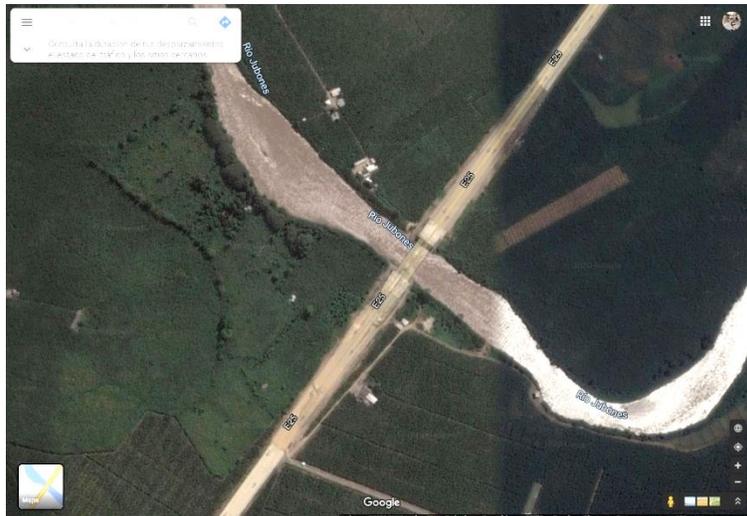


Figura 1.3 Vista satelital del área de estudio. Fuente: Google Maps

1.6. Diseño Geométrico de Puente

El emplazamiento del puente fue definido con base a criterios de diseño geométrico de la vía, diseño de tráfico, consideraciones de tipo hidrológico – hidráulico, y, sección del cauce del río.

El puente en análisis, fue concebido como tipo viga-losa cuyo tablero consiste en una losa de hormigón apoyado en vigas I de acero, debido a que los puentes viga-losa proporcionan las soluciones más económicas y duraderas para la gran mayoría de puentes con luces mayores a 40 m.

El puente es una estructura mixta con vigas de acero, tablero de hormigón al igual que sus apoyos (Estribos - extremos y Pilas - Centrales), con descargas a nivel de cimentación profunda - cabezal y grupo de pilotes (21 – matriz 3x7) con separación de 2.95m, sección circular maciza de hormigón de 0.9m de diámetro cada uno y una longitud de 28.5m, de acuerdo al diseño elaborado por la compañía consultora y datos proporcionados por GAD Provincial de El Oro a través de su empresa EMVIAL EP.

El tablero está constituido por una losa de concreto reforzado cuyo peralte es de 200 mm apoyada sobre 8 vigas de acero estructural separadas entre sí 2600 mm entre centros. El tablero se apoya en dos pilas centrales y los dos estribos como se muestra en la figura 1.1.

1.7. Consideraciones de Diseño Estructural

El diseño del sistema estructural motivo de análisis, considera las siguientes normativas:

- AASHTO LRFD 2007. “Bridge Design Specifications”, Cuarta edición.
- Guía de Diseño Sísmico de Puentes AASHTO 2009.
- AASHTO Standard 2002
- ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES, Ministerio de Obras Públicas del Ecuador, MOP – 001-F 2002.
- NORMA ECUATORIANA DE LA COSTRUCIÓN, Capítulo 2, 2011

Las cuales en nuestra investigación serán complementadas con las normativas ATC-40, FEMA 356, y FEMA 440, entre otras

Debido a las características de la estructura, es necesario realizar un diseño con la capacidad suficiente, limitar asentamientos diferenciales y totales para que estén dentro de los valores admisibles.

1.8. Diseño Pila de Puente

La Pila del puente está compuesta por 4 partes: Grupo de Pilotes (21), Zapata, Columna y Cabezal, siendo todos de hormigón armado.

En esta tesis no se realiza ninguna verificación de diseño de los elementos, sino que, el análisis se focaliza en el desempeño de la cimentación ante eventos sísmicos que generan cargas laterales.

El hormigón utilizado para la fundición de todos los elementos posee una resistencia a la compresión de 280 Kg/cm^2 , los pilotes poseen también esta resistencia a la compresión por lo que el método de fundición de los mismos ha sido el de pilotes barrenados y fundidos en sitio.

Se presentan secciones de las pilas para la apreciación de superestructura.

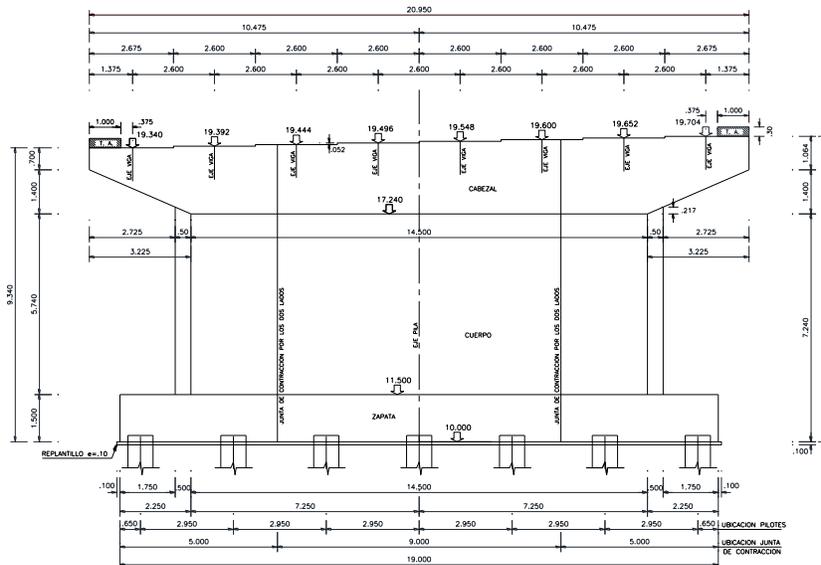


Figura 1.4 Elevación frontal de Pila P1 del Puente sobre el Río Jubones. Fuente: Envial EP

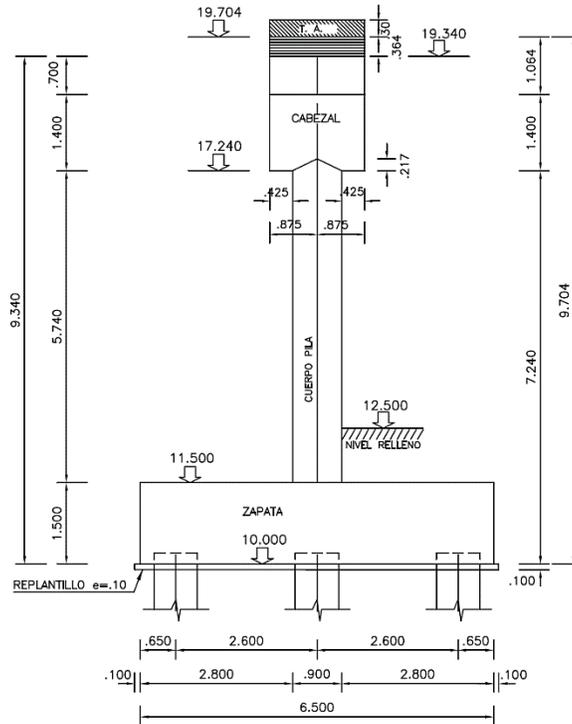


Figura 1.5 Elevación lateral de Pila del Puente sobre el Río Jubones. Fuente: Emvial

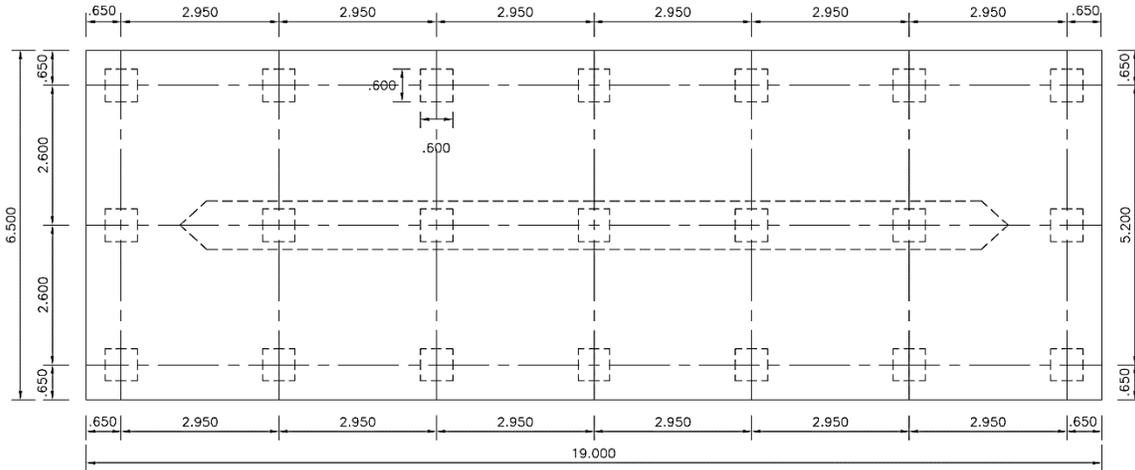


Figura 1.6 Vista en planta de disposición de Pilotes de la Pila del Puente sobre el Río Jubones. Fuente: Emvial

1.9. Cargas estructurales

1.9.1. Cargas Permanentes

El diseño consideró las cargas permanentes siguientes:

- Hormigón 24.00 kN/m³
- Asfalto 22.00 kN/m³
- Acero Estructural 77.00 kN/m³

1.9.2. Cargas Vivas

El diseño consideró las cargas móviles siguientes:

- Camión HL-93 (Figura 1.6)
- Camión HS-MOP DE 45 Ton (Figura 1.7)

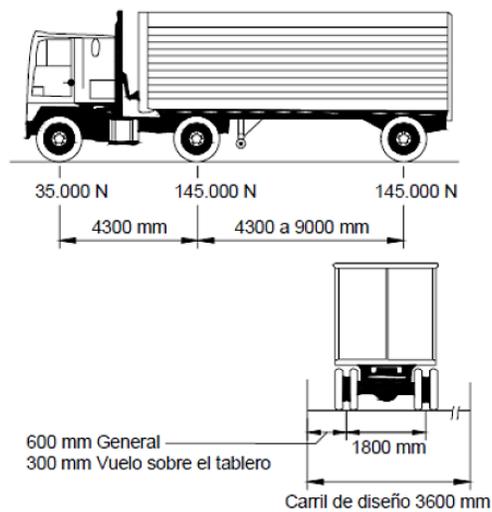


Figura 1.7 Características del camión HL-93. Fuente: AASHTO

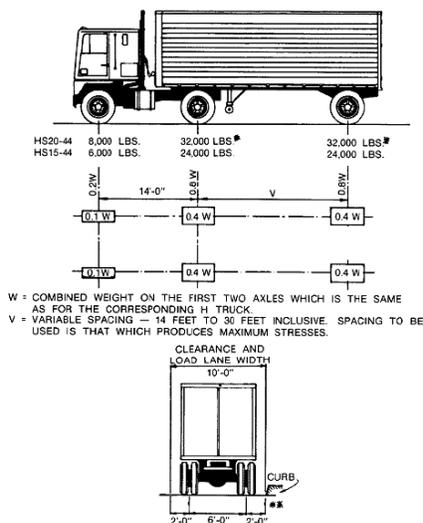


Figura 1.8 Características del camión MOP de 45 ton. Fuente: AASHTO

1.9.3. Carga de Frenado

La fuerza de frenado considerará el mayor valor entre:

- 25% del peso de los ejes del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5% del camión de diseño más carga de carril.
- 5% de tándem de diseño más carga de carril.

1.9.4. Carga Sísmica

1.9.4.1. Consideraciones sísmicas del diseño

Como se indicó en las generalidades de esta tesis, el puente objeto de investigación se encuentra aproximadamente a 11km al este de la ciudad de Machala, habiendo sido este cimentado en las riberas de uno de los principales ríos de la provincia de El Oro y del país.

El sitio se encuentra en la llanura del delta del río Jubones donde el ambiente de depositación principalmente lo componen grandes bancos de arenas de grano medio a grueso además de la existencia de suelo arcilloso de plasticidad variable.

Las consideraciones sísmicas generales para cada sector del país son proporcionadas inicialmente por los parámetros establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015), la cual ha desarrollado un conjunto de requisitos mínimos para el diseño de estructuras que pueden ser influenciadas por la acción sísmica de movimientos telúricos que ocurrir en algún momento de la vida útil de las edificaciones.

La mayoría del territorio ecuatoriano está considerado como de alta amenaza sísmica, excepto el nororiente del país, el cual presenta una amenaza sísmica intermedia y en el otro extremo se encuentra parte del litoral que presenta un potencial de amenaza sísmica muy alto (NEC-15).

Para el análisis específico del sitio del proyecto, es necesario utilizar la curva de amenaza sísmica del sitio, la cual se obtiene de la página web del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, esa curva proporciona los valores específicos

del sitio de factor Z y factores de amplificación para de cálculo del espectro de diseño considerando un periodo de retorno de 1000 años.

1.9.4.2. Geología regional

Machala se encuentra ubicada al suroeste del Ecuador, el área del cantón abarca estribaciones montañosas de la Cordillera Occidental y una llanura baja y plana en la región costanera, El clima es variable, en la costa, el clima lluvioso se extiende desde el mes de enero hasta el mes de junio, la vegetación es variable, y predominan los monocultivos en amplias extensiones, sobre todo las plantaciones de banano.

Según el Mapa Geológico del Ecuador, hoja Machala (Instituto Geográfico Militar, 1980), en la zona que atañe a nuestro estudio, se identifican terrazas (Holoceno), en la llanura por donde corre y ha recorrido en cauces anteriores el Río Jubones, se encuentran pequeñas terrazas conformadas de material conglomerático, arenas y arcillas limosas. Se distinguen dos niveles por diferencias de altitud.

Se distinguen, además, varios Depósitos Coluviales (Holoceno) en los márgenes del Río Jubones, el abanico coluvial de Duco – El Progreso con un área de 20 Km² se encuentra entre los más importantes, éste forma una enorme subplanicie cuyo material se ha depositado de manera caótica (Instituto Geográfico Militar, 1980).

También, existen depósitos aluviales rellenando los valles de los ríos los cuales se componen de gravas y arenas de tamaños variados, desarrollándose éstos principalmente en el Río Jubones y también en algunos de sus afluentes en menor escala, así mismo en la franja costera se encuentran también arenas de distinta granulometría, arcillas, limos y cienos finos en donde se desarrollan manglares hacia las costas donde están influenciadas por las mareas (Instituto Geográfico Militar, 1980).

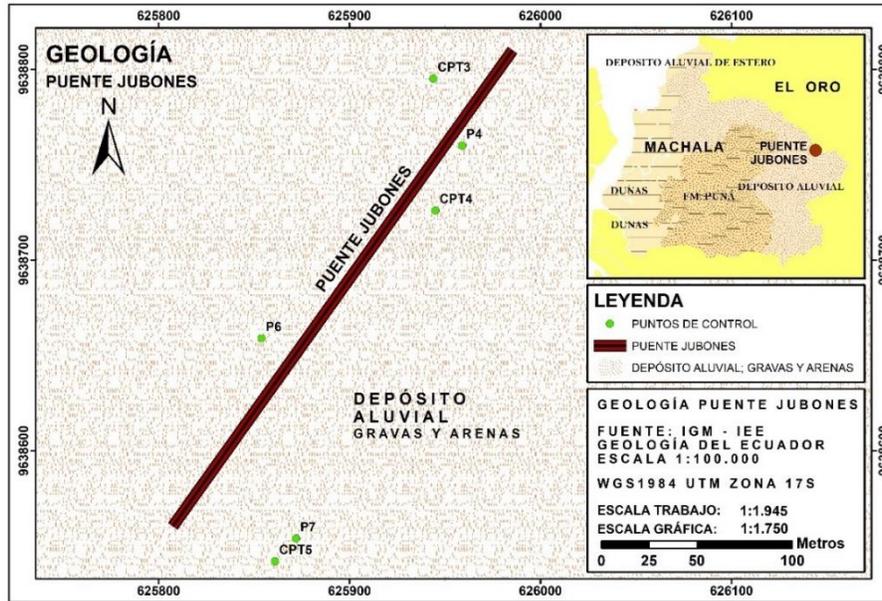


Figura 1.9 Geología del área de estudio. Fuente: Autores.

1.9.4.3. Factor de Zona del área de estudio

El factor Z representa el valor de la aceleración máxima esperada para el sismo de diseño el cual, está representado como fracción de la aceleración de la gravedad.

La tabla 1.2 desglosa los valores del factor Z para cada una de las zonas sísmicas del Ecuador, y la figura 1.9 representa la distribución de la zonificación sísmica del país, con estas consideraciones, el sitio de estudio se encuentra en la zona V, con un valor de $Z=0,4$ y la caracterización de peligro sísmico es alta.

Tabla 1.2 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada, fuente: NEC-15 (2014)

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

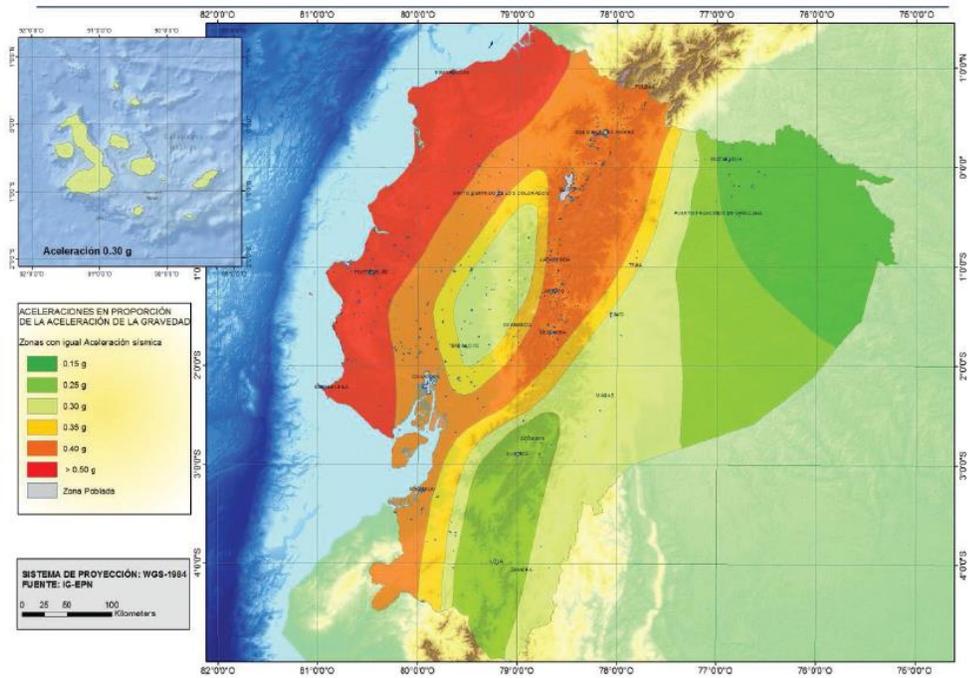


Figura 1.10 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor Z, fuente: NEC-15 (2014)

CAPITULO 2

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

Para comprender como funciona el sistema de interacción suelo estructuras, es necesario considerar el escenario desde su fuente de generación de energía, transmisión, amplificación, efectos de sitios – locales que guardan el registro de los diferentes estratos (cambios de impedancia) por donde se transmiten las ondas sísmicas, así como la incidencia desde la subestructura hasta la superestructura.

El análisis de interacción en este proyecto de investigación, se lo desarrolló con la ayuda de un software basado en elementos finitos de mucha versatilidad que ahorra tiempos de cálculo y procesamiento de información como el PLAXIS 2D, el cual nos permite modelar el sistema completo, compuesto por la Subestructura y Superestructura juntos, dentro del subsuelo (Semi-espacio).

El Subsuelo será modelado con 2 tipos de Modelos Constitutivos que captan de mejor forma el comportamiento no lineal de los suelos, para lo cual usaremos el Modelo Soft Soil para arcillas y el Modelo Mohr Coulomb para suelos granulares.

La cimentación (subestructura), compuesta por grupos de pilotes, será el centro del análisis de esta investigación, con la cual deberemos esclarecer qué son estos elementos y cómo logran transmitir las cargas de la superestructura al suelo y cómo los pilotes se comportan ante la ocurrencia de cargas laterales provocadas por eventos sísmicos.

2.1. Pilotes

Los pilotes se clasifican según el tipo de material y su proceso constructivo, para poder seleccionar el tipo de cimentación adecuada que requiere una edificación deben tomarse en cuenta varias condiciones entre las que se puede destacar: estratos compresibles y de poca resistencia como para poder soportar las cargas de la estructura, suelos colapsables, suelos expansivos, las cargas son elevadas y concentradas, etc.

Existen pilotes de distintos tipos de materiales, existen pilotes de acero, de concreto, de madera y pilotes compuestos, cada uno se utiliza de acuerdo a las estructuras que se necesitan cimentar.

Según el sistema utilizado en su construcción los pilotes se clasifican en pilotes hincados, los cuales son unidades fabricadas en otro sitio e hincados en el suelo con martillos movidos por motores de combustión.

Los pilotes hincados y vaciados en sitio son aquellos que se construyen primero hincando una tubería metálica (camisa), cual posterior a la depositación del concreto puede ser retirada o no.

Por otro lado, los pilotes perforados y vaciados en sitio, a diferencia de los anteriormente mencionados, se excava su sección en el suelo y se coloca la armadura para fundir directamente el elemento en el suelo, lógicamente esta metodología se aplica únicamente a suelos que posean la característica de no colapsar una vez hayan sido perforados.

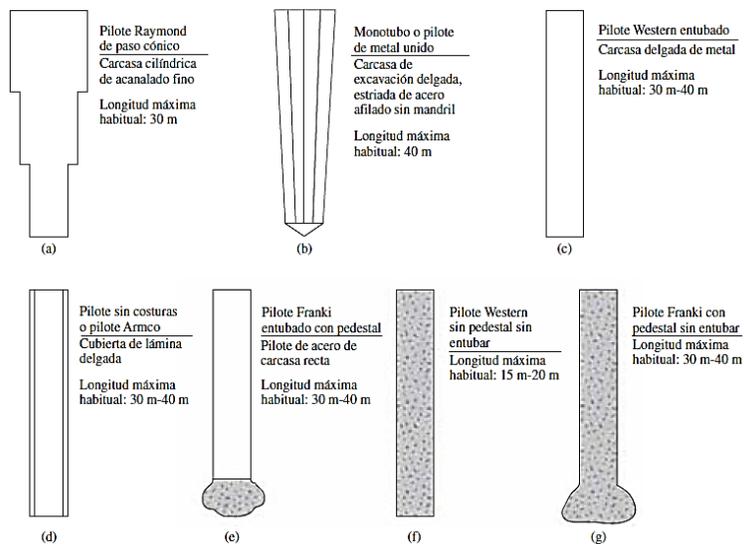


Figura 2.1 Pilotes de concretos fundidos en sitio. Fuente: (Das, 2015)

En la figura 2.1, los literales f y g corresponden a dos tipos de pilotes sin entubar, estos se funden primero insertando una camisa exterior (tubería) hasta la profundidad deseada y luego procediendo al llenado con concreto, el vaciado se realiza en etapas y con ello el encamisado se retira gradualmente. Se presentan

algunas características generales de este tipo de pilotes fundidos en sitio sin entubar (Das, 2015).

- Longitud habitual: 5 m – 15 m
- Longitud máxima: 30 m – 40 m
- Carga más común: 300 kN – 500 kN
- Carga máxima aproximada: 700 kN

La carga admisible para los pilotes fundidos en sitio sin entubar se expresa como el producto del área de la sección transversal del concreto (A_c), multiplicado por el esfuerzo admisible del mismo (f_c).

$$Q_{adm} = A_c f_c$$

Además de lo antes mencionado, los pilotes pueden clasificarse en dos grupos, considerando los mecanismos de transferencia de carga que realizan desde la superestructura hacia el suelo, estos son pilotes de trabajo a punta y pilotes de trabajo a fricción.

Si bien el cálculo de las cimentaciones depende de los parámetros geotécnicos, los registros de perforación normalmente son los que definen la presencia de basamento rocoso a una profundidad razonable o la presencia de materiales densos o rígidos que ofrezcan resistencia similar a la de una roca.

Al hacer que los pilotes alcancen los estratos competentes, se considera que los pilotes trabajan estrictamente con la punta como mecanismo de transmisión de carga.

Por otro lado, cuando en lugar de roca se encuentran estratos densos a una profundidad razonable, y el perfil de suelo se combina con estratos problema a profundidades inferiores a la del suelo denso, los pilotes se pueden extender unos metros dentro del estrato duro, en este caso, los mecanismos de transferencia de carga de los pilotes serán la combinación del trabajo por punta y por fricción (fuste), en estos casos, la carga última de estos pilotes se expresa como (Das, 2015).

2.1.1. Capacidad de carga última del pilote

La capacidad última de carga de un pilote, Q_u , se la determina con una ecuación sencilla, que representa la sumatoria de la carga soportada en la punta del pilote más la resistencia a la fricción total generada en las paredes del mismo.

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde

Q_p = corresponde a la capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = es la resistencia producida por la fricción en el fuste del pilote.

Existen muchos estudios que complementan la determinación de los valores de Q_p y Q_s , entre los más destacados están Vesic (1977), Meyerhof (1976) y Coile & Castello (1981).

El método propuesto por Meyerhof (1976) para la determinación de la magnitud de la capacidad de carga en la punta del pilote, Q_s , es el que se utiliza con mayor frecuencia, la cual se expresa como.

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c' N_c^* + q' N_q^*)$$

Donde

A_p = es el área que posee la punta del pilote

c' = cohesión que tiene el estrato en la punta del pilote

q_p = resistencia al punto de unidad

q' = esfuerzo efectivo vertical en la cota de la punta del pilote

N_c^* y N_q^* = son los factores de capacidad de carga

Por otro lado, la resistencia en el fuste, producida por la fricción o resistencia superficial de un pilote, se calcula mediante la relación matemática siguiente.

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$

Donde

p = corresponde al perímetro que posee la sección del pilote

ΔL = es el incremento de longitud del pilote sobre el que p y f son asumidos como constantes

f = es la resistencia a la fricción unitaria a cualquier profundidad z

Además, para determinar la resistencia unitaria a la fricción a cualquier profundidad para un pilote en arena se utiliza la expresión.

$$f = K\sigma'_0 \tan \delta'$$

Donde

K = coeficiente de presión del suelo

σ'_0 = esfuerzo vertical efectivo a la profundidad analizada

δ' = ángulo de fricción del pilote

La magnitud de K varía con la profundidad, el valor de este coeficiente es casi igual al coeficiente de presión pasiva de suelo de Rankine, K_p , en la parte superior del pilote, pero puede ser inferior que el coeficiente de reposo-presión del suelo, K_0 , en la punta del pilote.

Este coeficiente depende también de la naturaleza de instalación del pilote. En la actualidad, se recomienda el uso de los siguientes factores que se diferencian de acuerdo al tipo de instalación de los pilotes (Das, 2015).

Tabla 2.1 valores medios de K para su uso en la determinación de resistencia unitaria a la fricción. Fuente: Das (2015)

Tipo de pilote	K
Perforado o de inyección	$\approx K_0 = 1 - \sin \phi'$
Pilotaje de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \sin \phi'$ a $1.4 K_0 = 1.4(1 - \sin \phi')$
Pilotaje de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \sin \phi'$ a $1.8 K_0 = 1.8(1 - \sin \phi')$

Por otro lado, cuando un pilote atraviesa un estrato arcilloso, la fricción lateral (f) se determina generalmente utilizando el método lambda (λ) propuesto por Vijayvergiya y Focht (1972), este método basa su análisis en que la colocación de pilotes en el suelo cohesivo causa desplazamientos que resultan en presiones laterales a

cualquier profundidad, estas presiones general resistencias superficiales unitarias que se determinan a través de la siguiente expresión.

$$f_{prom} = \lambda(\bar{\sigma}'_0 + 2C_u)$$

Donde

$\bar{\sigma}'_0$ = es el esfuerzo efectivo vertical para toda la longitud de empotramiento

C_u = es la resistencia al corte no drenado promedio

El valor de lambda cambia con la profundidad de penetración y es escogido por medio de tablas.

2.1.2. Capacidad de carga admisible del pilote

Una vez determinada la capacidad última del pilote por medio de la suma de la capacidad de soporte en la punta y la resistencia a la fricción a lo largo de su superficie, la capacidad admisible se del pilote se determina dividiendo la capacidad última (Q_u) para un factor de seguridad razonable, para obtener la carga total admisible para cada pilote.

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

Donde

Q_{adm} = capacidad admisible del pilote

Q_u = capacidad última de carga del pilote

FS = Factor de seguridad

Según indica la NEC (2015), el factor de seguridad para la resistencia en la punta es 3, mientras que el FS para la resistencia al fuste es 1.5.

2.1.3. Eficiencia de grupos de pilotes

Casi siempre, los pilotes se utilizan en grupos para poder transmitir las cargas de las edificaciones hacia el suelo. Sobre los pilotes individuales o sobre los grupos de pilotes se funden los cabezales (encepados).

Cuando se colocan pilotes cercanos uno de otro, los esfuerzos transmitidos por éstos pueden superponerse, este fenómeno reduciría la capacidad de carga del grupo.

El espaciamiento de los pilotes se considera de tal modo que los esfuerzos transmitidos por estos no se superpongan, para que ese traslape no tenga un efecto negativo (reducción de resistencia), considerando este fenómeno, los pilotes deben espaciarse de tal manera que la capacidad de carga del grupo de pilotes no sea menor que la suma de las capacidades de carga de cada pilote individual.

Está definido en la práctica que el espaciamiento entre pilotes mínimo de centro a centro sea $2.5D$ (dos punto cinco veces el diámetro de los pilotes), mientras que comúnmente se utiliza la consideración de entre 3 a $3.5D$ (Das, 2015).

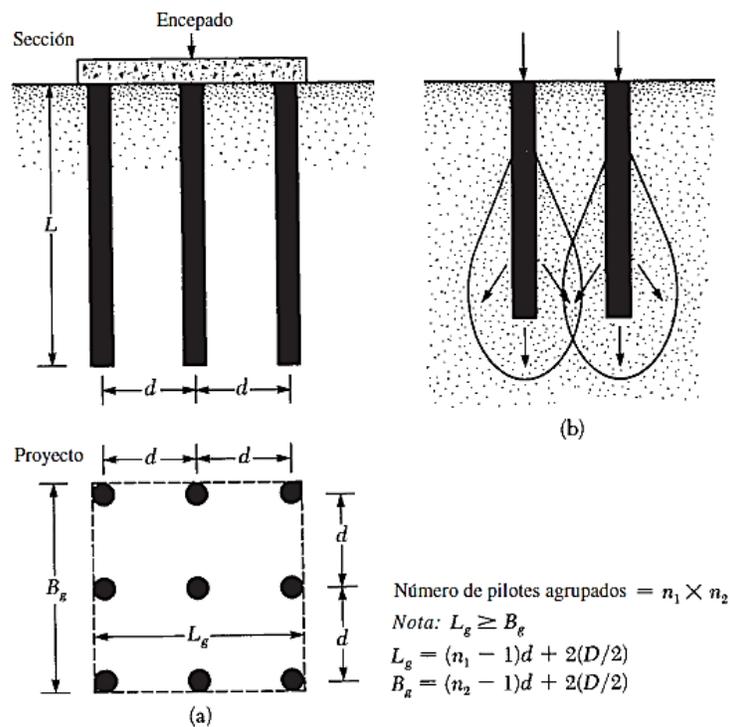


Figura 2.2 Grupos de pilotes. Fuente: (Das, 2015)

La eficiencia del grupo de pilotes se define como la razón entre la capacidad de carga máxima del grupo dividida entre la sumatoria de la capacidad última de cada pilote individual, la expresión se presenta a continuación.

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\Sigma Q_u}$$

Donde

η = eficiencia del grupo de pilotes

$Q_{g(u)}$ = capacidad de carga máxima del grupo de pilotes

Q_u = capacidad de carga máxima de cada pilote sin efecto de grupo

Para grupos de pilotes perforados en estratos arenosos y que posean separación convencional ($d \approx 3D$), $Q_{g(u)}$ puede determinarse como.

$$\frac{3}{4} \Sigma Q_u \geq Q_{g(u)} \geq \frac{2}{3} \Sigma Q_u$$

2.1.4. Fricción superficial negativa

La fricción superficial negativa es una fuerza de arrastre hacia abajo, ejercida sobre el pilote por el suelo circundante, esta acción se produce bajo ciertas condiciones como cuando se coloca un relleno de material cohesivo sobre una capa de suelo granular y sobre éste se hinca un pilote.

Con el tiempo, el relleno sufrirá un proceso de consolidación gradual que con el tiempo ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo en el pilote durante ese periodo que dura la consolidación.

Otro caso que ocurre es el inverso al anterior, un relleno granular que se colca sobre un suelo arcilloso blando, el relleno y el pilote inducirán así mismo un proceso de consolidación en el suelo que generará la fuerza de arrastre hacia abajo sobre el pilote.

Finalmente, el caso de la reducción del nivel freático produciría un incremento en el esfuerzo efectivo vertical del suelo a cualquier profundidad lo que, así mismo, induciría asentamientos en los suelos blandos, si un pilote se encuentra situado en una capa de arcilla, sobre éste se ejercerá una fuerza de arrastre hacia abajo (Das, 2015).

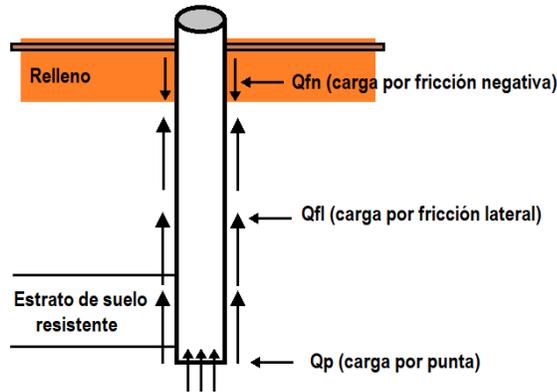


Figura 2.3 Cargas sobre el pilote. Elaborado: Autores

Finalmente, la expresión que determina la magnitud del esfuerzo superficial negativo sobre el pilote (hacia abajo) está dada por.

$$f_n = K' \sigma'_0 \tan \delta'$$

Donde

K' = coeficiente de presión lateral del suelo ($K_0 = 1 - \sin \phi'$)

σ'_0 = esfuerzo vertical efectivo a cualquier profundidad

δ' = ángulo de fricción entre el suelo y el pilote ($\delta' \approx 0.5\phi' \sim 0.7\phi'$)

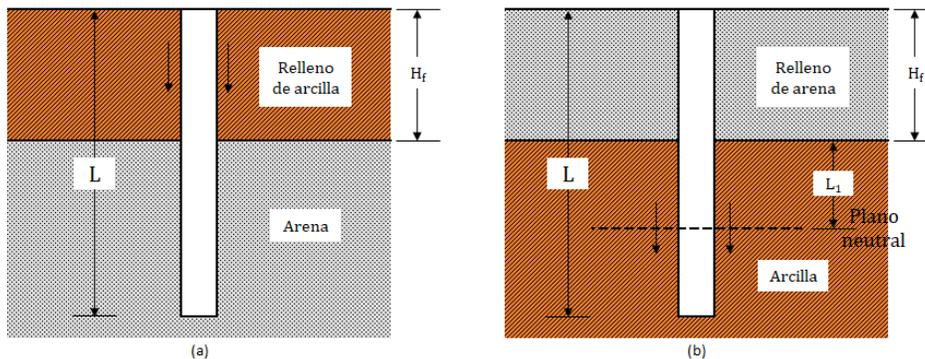


Figura 2.4 fricción superficial negativa y plano neutral, Fuente: Das (2015)

Cuando se da el caso de un relleno granular sobre un suelo natural compuesto por arcilla, la fricción superficial negativa sobre el pilote puede ocurrir desde $z = 0$ hasta $z = L_1$, lo que se conoce como profundidad neutra o eje neutro, esta profundidad puede estimarse de la forma propuesta por Bowles (1982).

$$L_1 = \frac{L - H_f}{L_1} \left(\frac{L - H_f}{2} + \frac{\gamma'_f H_f}{\gamma'} \right) - \frac{2\gamma'_f H_f}{\gamma'}$$

Donde γ'_f y γ' son los pesos unitarios del relleno y de la capa de arcilla subyacente, respectivamente (Das, 2015).

2.1.5. Cargas laterales

El análisis de pilotes que están bajo cargas laterales requiere análisis especiales que implican el uso de ecuaciones diferenciales en el orden no lineal.

Las aplicaciones convencionales de análisis de criterio límite que siempre es útil para la determinación de la capacidad de carga de las cimentaciones tiene apenas una pequeña aplicación marginal en el caso de analizar a un pilote cargado lateralmente.

Para lograr soluciones aceptables a esta problemática, se debe definir relaciones no lineales específicas para otorgar rigidez al suelo en función de la deformación del pilote, punto a punto a lo largo del pilote.

En la práctica, los pilotes cargados lateralmente pueden denominarse como activos o pasivos.

El pilote activo es aquel que recibe carga principalmente desde su parte superior y de este modo soporta la superestructura, el pilote pasivo en cambio, tiene la carga aplicada a lo largo de su fuste debido a la presión del suelo.

El parámetro principal del suelo en un pilote bajo carga lateral es el módulo de reacción, el cual se define como la resistencia del suelo en un punto a lo largo del pilote (F/L) dividido entre la deflexión del pilote en ese punto (L), el módulo de reacción, entonces, es una función tanto de la profundidad (z) como de la deformación del pilote (y).

La figura 2.5 (a) a continuación presenta un pilote cilíndrico sometido a carga lateral con un pequeño estrato de suelo ubicado a la profundidad (z_1) por debajo de la superficie, la distribución de esfuerzos uniformes en el pilote se muestra en la parte (b) para un pilote que ha sido instalado sin ninguna deflexión.

Por otro lado, si el pilote sufre una desviación en una distancia (y_1) la cual se exagera en el esquema (a) para darle mejor contextualización, la distribución de esfuerzos sobre la superficie unitaria luciría como en la parte (c), donde puede apreciarse que los esfuerzos han disminuido en la parte posterior del pilote mientras que en la parte opuesta, éstos se han incrementado, algunos de estos esfuerzos tendrán una componente normal y otra de cortante (Reese & van Impe, 2011).

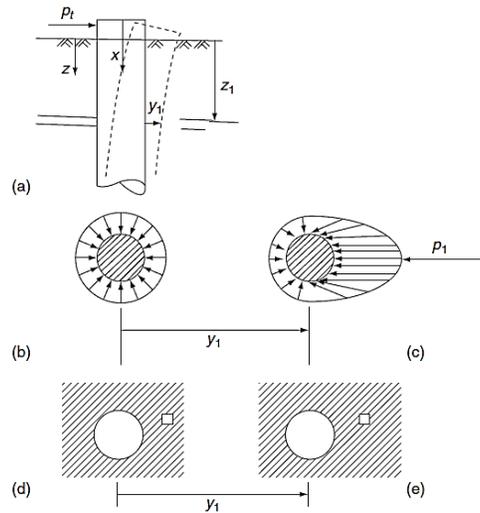


Figura 2.5 Pilote con carga lateral y sin ella. Fuente: (Reese & van Impe, 2011)

La sumatoria de los esfuerzos unitarios arrojará como resultado una magnitud p_1 que actúa en dirección opuesta a y_1 , las dimensiones de los esfuerzos son de carga por unidad de longitud a lo largo del pilote, de este modo, el módulo de reacción se puede definir como la pendiente de la secante de una curva p-y (Reese & van Impe, 2011).

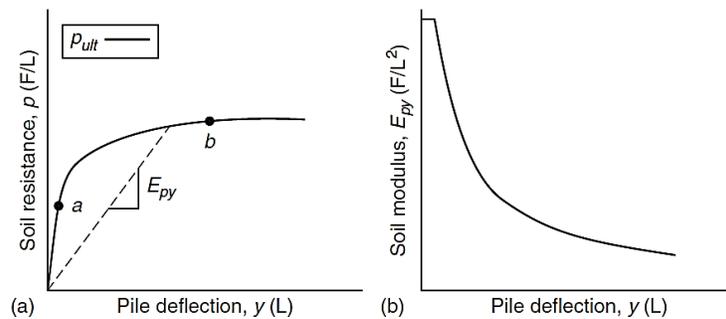


Figura 2.6 Curva p-y típica y el módulo de suelo resultante. Fuente: (Reese & van Impe, 2011)

La figura 2.6 (a) muestra una curva p-y típica, graficada en el primer cuadrante por efectos didácticos, esta curva p-y es parte de un grupo de curvas que muestran la resistencia del suelo (p) en función de la profundidad (z).

En cambio, la figura 2.6 (b) muestra el valor E_{py} que bajo la condición de pequeñas deformaciones es constante para una profundidad determinada, sufrirá disminución cuando las deformaciones se incrementen.

E_{py} entonces, es el módulo de reacción para un pilote sometido a carga lateral. Si bien este módulo variará con las propiedades cambiantes del suelo de cada estrato, este módulo no representa únicamente a la reacción del suelo.

2.2. Efecto Local o de Sitio

Se conoce como efecto local o de sitio a la modificación de la señal sísmica debida a la influencia de las condiciones geológicas y topográficas durante o después de un terremoto. Esta modificación consiste en la amplificación fuerte de la señal, así como una mayor duración de la misma y la modificación de su contenido frecuencial.

Los efectos locales son causados por la interacción del campo de propagación de las ondas sísmicas con las irregularidades del terreno, además de fenómenos que están restringidos a geometrías geológicas específicas.

De manera explicativa, las irregularidades del terreno se caracterizan por sus dimensiones y parámetros mecánicos o dinámicos (velocidades de las ondas P o S, densidad, amortiguamiento, etc.).

Se distinguen dos tipos de efectos, aquellos que están provocados por la topografía superficial y aquéllos provocados por depósitos de suelos blandos en superficie.

Los efectos para las diferentes condiciones locales también pueden ser caracterizados por medio de espectros de aceleración como se aprecia en la figura 2.7.

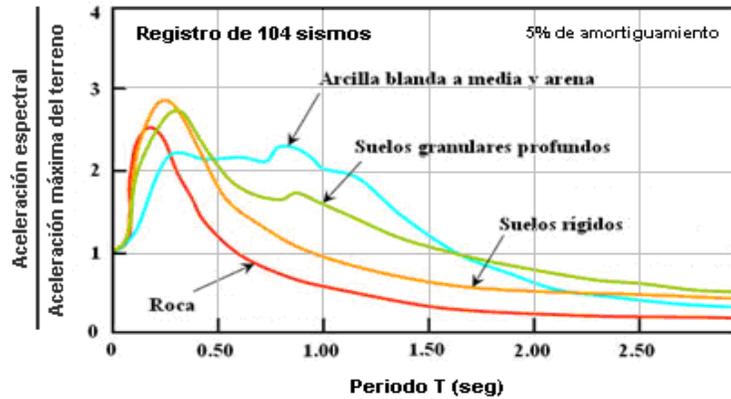


Figura 2.7 Espectro de aceleración promedio para diferentes condiciones locales.

Fuente: (S. L. Kramer, 1996).

Las condiciones de sitio consisten de varias capas de suelo de velocidad relativamente uniforme sobre el macizo rocoso, consecuentemente la frecuencia es dependiente de la función de amplificación actual sea cualitativamente similar a la prevista por un análisis simple de respuesta de suelo.

La amplificación de la frecuencia natural de los depósitos de suelo se muestra en la figura 2.8, indicando claramente la importancia de las condiciones locales del sitio en la respuesta del suelo.

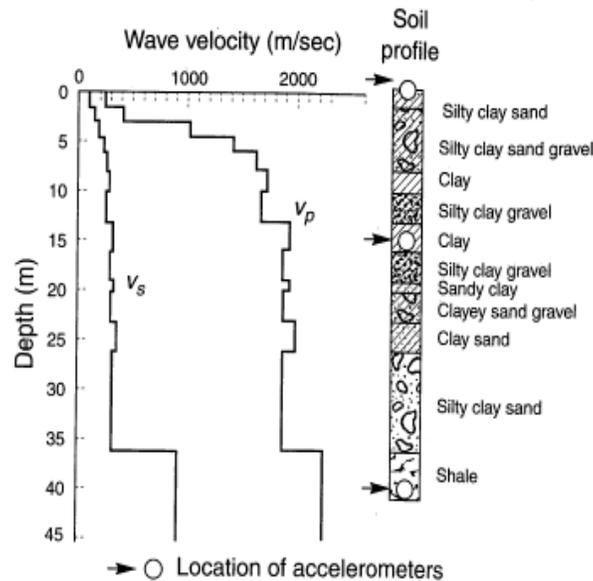


Figura 2.8 Condiciones espaciales en las amplificaciones del movimiento sísmico del terreno. Fuente: (S. L. Kramer, 1996).

2.2.1. Amplificación Sísmica

La amplificación sísmica es la responsable del gran daño que padecen áreas que están caracterizadas por depósitos de gran potencia de suelos blandos y sueltos. Dos mecanismos son los principales contribuyentes de los efectos de amplificación de las ondas sísmicas en el suelo, estos son la amplificación geométrica y la amplificación dinámica.

La denominada amplificación geométrica se refiere a los efectos amplificantes producidos por el contraste de impedancia entre dos medios en contacto.

La amplificación dinámica es conocida también como “resonancia”. El cual considera la diferencia entre la frecuencia de las ondas sísmicas y la frecuencia natural del depósito sedimentario. Una manera de estimar la frecuencia natural de un depósito se presenta a continuación.

$$f_n = \frac{V_s}{4H} \quad \text{Ecuación (20)}$$

Donde V_s es la velocidad de la onda sísmica en m/s, H es la potencia del sedimento en m y f_n es la frecuencia natural del depósito sedimentario en Hz.

Un fenómeno comúnmente identificado en sismología es el incremento de amplitud de las ondas sísmicas cuando viajan a través de suelos blandos o poco consolidados.

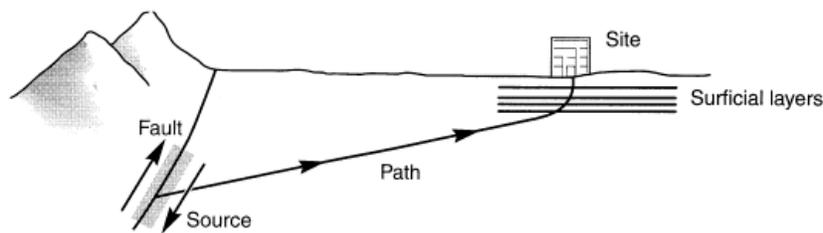


Figura 2.9 Propagación casi vertical de la onda cerca de la superficie de la tierra.

Fuente: (S. L. Kramer, 1996).

El trayecto desde el hipocentro (fuente sísmica) hacia la superficie, en la primera parte de este recorrido las ondas sísmicas viajan a través de rocas. La parte final del trayecto, que generalmente no es mayor que algunas decenas de metros, se

realiza a través de los suelos (sedimentos) que se depositan sobre el basamento rocoso.

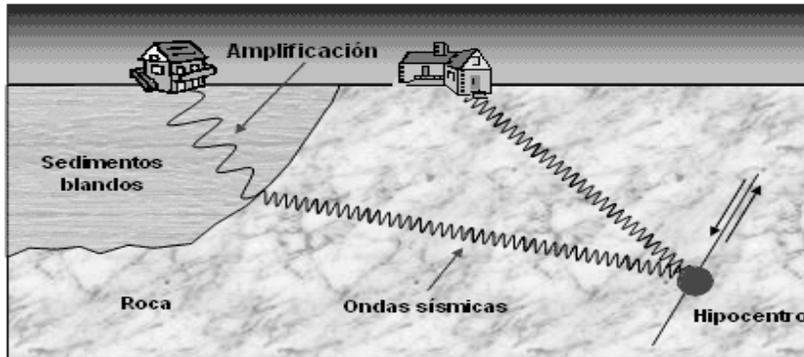


Figura 2.10 Trayectos de Ondas Sísmicas. Fuente: (S. L. Kramer, 1996).

En la figura 2.10 se muestra como las ondas que salen del hipocentro son similares en amplitud. Mientras que, por un lado las ondas que llegan a la casa de la derecha no sufren mayores cambios en su trayectoria, las que alcanzan a la casa de la izquierda si lo padecen.

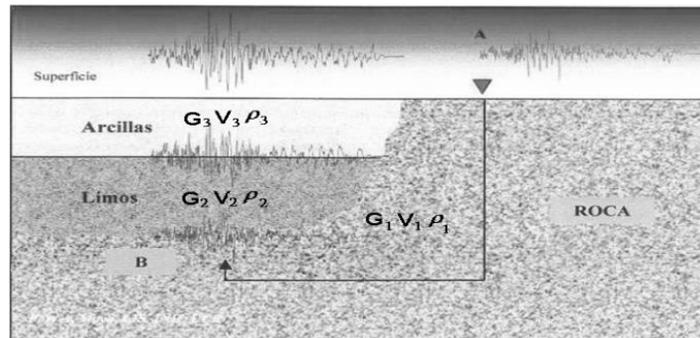


Figura 2.11 Explicación grafica de la amplificación sísmica, con respecto al medio y a su profundidad. Fuente: (S. Kramer, 1996).

Las ondas cambiaron en amplitud y también en frecuencia. Las amplitudes ahora son mayores a las que originalmente tenían cuando viajaban a través de un medio sólido como es la roca. Además, se puede apreciar que su frecuencia ha disminuido y su periodo natural ha aumentado, es decir, la distancia entre picos se ha incrementado.

El principal fenómeno responsable por la amplificación del movimiento en sedimentos blandos es el confinamiento de las ondas sísmicas centrales o corporales en los materiales suaves.

Esto es causado por el contraste de impedancia que existe entre los sedimentos suaves y el basamento rocoso, como se puede observar en la figura 2.11.

Los incrementos de intensidad causados por este efecto pueden representar algunas veces de 2 a 3 grados en la Escala Modificada de Mercalli, MMI (Bard, 1994).

Para calcular la amplificación sísmica que ocurre en un sitio de estudio determinado, es importante realizar una evaluación de los efectos del suelo, tanto en sus condiciones locales o de sitio como en la característica misma del suelo subyacente al basamento rocoso, ya sea en campo libre o en el afloramiento rocoso.

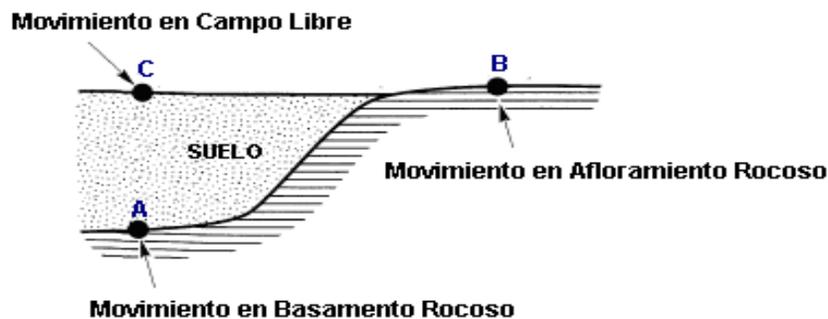


Figura 2.12 Efectos de sitio-suelo en las amplificaciones del movimiento sísmico del terreno. Fuente: (S. L. Kramer, 1996).

En el sitio B, según la Figura 2.12, el movimiento corresponde al Afloramiento Rocos, en el cual existe un efecto de superficie producto de la condición de frontera, donde las ondas reflejadas reversan su polaridad, provocando que los movimientos sean mayores a los movimientos en el basamento rocoso, sitio A.

En el sitio C, superficie de campo libre del suelo, se espera que exista un cambio importante en la respuesta dinámica producto de la propagación de las ondas de cuerpo, principalmente las ondas de corte en dirección vertical, las cuales generan en la masa de suelo distorsiones o deformaciones por cortante.

Estas deformaciones modifican la resistencia al corte del suelo aumentando la presión de poro en los suelos saturados y como consecuencia disminuyendo su rigidez con forme aumenta la deformación angular inducida por el sismo (S. L. Kramer, 1996).

La amplificación sísmica puede ser calculada a partir de programas como el Shake 2000, ProShake y el EERA (Equivalent-linear Earthquake site Response Analyses), los cuales desarrollan un proceso de deconvolución para estimar la excitación que se transmitirá al modelo geotécnico del subsuelo en la frontera del semi-espacio, para el análisis de la respuesta sísmica de suelos.

2.2.2. Semi Espacio de Amplificación

Se define como semi-espacio a la profundidad en la cual el geomaterial no participa en la vibración o respuesta sísmica de sitio. Por definición la frontera del semi-espacio presenta velocidades de onda sísmica de corte mayores a 360 m/s, con rango de deformaciones de 0.0001% y que no tienen materiales de velocidades menores bajo la frontera, figura 2.13.

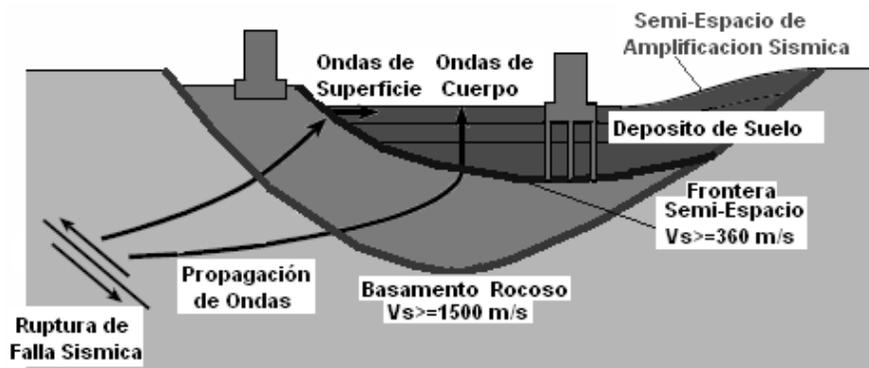


Figura 2.13 Definición del semi-espacio (half-space). Fuente: (S. L. Kramer, 1996).

Desde el punto de vista geotécnico, el semi-espacio es la profundidad debajo de la cual el conjunto de geo-materiales de mayor impedancia no participan (o muy poco) en la respuesta dinámica del subsuelo del sitio frente a la propagación de ondas sísmicas.

2.2.2.1. Materiales del Semi-Espacio

Los materiales que forman el semi-espacio son aquellos que cumplen con la condición básica de tener una velocidad de onda de corte mayor o igual a 360 m/s. Constatando la información geológica y geotécnica de la zona de estudio proporcionada por las perforaciones, se establece que el semi-espacio está conformado por diversos materiales de significado geológico diferente.

Para el caso del proyecto de investigación; siendo un ambiente de depositación fluvial, se trata de un depósito aluvial relleno por los materiales que acarrea y deposita el río Jubones, los cuales se componen de gravas y arenas de distinta granulometría, arcillas, limos y cienos finos (Instituto Geográfico Militar, 1980).

2.3. Interacción Suelo – Estructura

La interacción suelo-estructura, es uno de los temas más importantes sobre los que trata la ingeniería sísmica y ha recibido internacionalmente especial atención en las últimas décadas (Lou et al., 2011).

La respuesta dinámica de las cimentaciones colocadas sobre un medio semi-infinito es de considerable interés en el campo de la mecánica de suelos aplicada, la propagación de ondas sísmicas y en el diseño de cimentaciones.

En el campo de la ingeniería sísmica, cuando el medio es un suelo relativamente blando, la interacción dinámica entre la superestructura, su cimentación y el suelo, cobra especial importancia (Wong, 1975a).

Los fenómenos de interacción suelo-estructura se refieren a la propagación de ondas en un sistema combinado, tal como ocurre con las edificaciones construidos sobre la superficie del suelo.

Los orígenes del estudio de este fenómeno se remontan a finales del siglo XIX, evolucionaron y maduraron gradualmente durante la primera mitad del siglo XX, y progresaron rápidamente en la segunda mitad del siglo en mención, estimulados principalmente por la necesidad de viabilizar la construcción de las industrias de energía nuclear y la producción petrolera en mar abierto “offshore”.

Se lograron estos importantes avances gracias al debut de poderosas herramientas de simulación por computadora, y del desarrollo de los métodos de elementos finitos, todo esto, por las necesidades de mejorar la capacidad de resistencia sísmica de las estructuras (Lou et al., 2011).

Cuando una edificación es cimentada sobre una base firme de roca sólida y ésta es sometida a fuerzas sísmicas durante un terremoto, la alta rigidez de la roca restringe el movimiento de contorno, por lo que las estructuras cimentadas sobre roca se

consideran estructuras de base fija, sin embargo, esa misma estructura respondería de manera distinta si hubiese sido cimentada sobre un suelo blando (S. L. Kramer, 1996).

Lo anteriormente dicho, se debe en primer lugar, a la incapacidad de la base para adaptarse a las deformaciones inducidas por el libre movimiento que induciría el suelo en la estructura, el cual, haría que el movimiento de la cimentación de la estructura sea distinto del movimiento libre del suelo sobre el que ha sido fundada. En segundo lugar, la respuesta dinámica de la propia estructura induciría también deformaciones en suelo de basamento.

Este proceso, en el que la respuesta del suelo influye en el movimiento de la estructura y la respuesta de la estructura influye en el movimiento del suelo, se denomina interacción suelo-estructura (S. L. Kramer, 1996).

En la mayoría de terremotos de intensidad, el suelo y las estructuras son sometidas a grandes deformaciones, las cuales entran en la fase no lineal.

Por medio de la observación sísmológica de una estructura de hormigón armado cimentada sobre pilotes en Los Ángeles, Sivanovic (Sivanovic, 2000) consideró la propiedad no lineal del suelo como uno de los factores más importantes que influyen en la respuesta sísmica de una estructura (Lou et al., 2011).

Durante el sacudón producido por un terremoto, las ondas sísmicas se transmiten a través del suelo desde el punto de ruptura en la zona de falla, hasta la estructura.

El movimiento ondulatorio del suelo induce esfuerzos adicionales en la estructura que a su vez modifica el movimiento que recibe, por el movimiento que la estructura efectúa relativo al suelo.

Estos fenómenos de interacción se denominarán "interacción suelo-cimiento-superestructura", o simplemente "interacción suelo-estructura" (Wong, 1975b).

Como se puede ver, la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE) evalúa la respuesta colectiva de la estructura, la cimentación y el suelo subyacente y circundante a ésta, respecto de un movimiento del suelo específico.

2.3.1. Factores que influyen en la interacción suelo – estructura

Investigaciones realizadas sobre la interacción suelo-estructura han demostrado que la respuesta dinámica de una estructura cimentada en suelo flexible puede diferir de manera significativa respecto de la respuesta que tuviese la misma estructura si estuviese cimentada sobre un suelo de basamento rígido (Chopra & Gutierrez, 1974).

Una de las razones importantes de la diferencia de respuestas entre los medios blandos y rígidos, es que parte de la energía vibratoria de la estructura montada de forma flexible es disipada por “radiación” de ondas de tensión en el medio de soporte y por acción histerética en el medio mismo (Lou et al., 2011).

Por otro lado, según (Wolf, 1985), métodos analíticos para calcular los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura están bien establecidos.

El mecanismo de interacción dinámica entre la estructura, la cimentación y el suelo, se compone de dos fenómenos físicos, por un lado, tenemos la interacción cinemática y por el otro, la interacción inercial, los cuales se generan simultáneamente.

La interacción dinámica suelo-estructura es un fenómeno que modifica la respuesta natural de un sistema estructural, dado a que el suelo de alguna manera altera no sólo las condiciones de apoyo que pueden inicialmente asumirse como fijas, sino que también afecta la flexibilidad y el amortiguamiento total del sistema.

Debido a que el suelo no produce ni el empotramiento adecuado, ni la libertad total de movimiento en la fundación, el problema básicamente consiste en determinar cómo se ven afectadas las propiedades dinámicas del sistema analizado en conjunto (S. L. Kramer, 1996).

Cuando hay más de una estructura cimentada en un medio que se esté analizando, dada la existencia de interferencia de cada una de las respuestas estructurales a través del suelo, el problema inicial de interacción suelo-estructura evoluciona a un nuevo problema de interacción cruzada entre múltiples estructuras (Lou et al., 2011).

Dependiendo de las propiedades del material del medio del suelo, la fuente de excitación dinámica y el tipo particular de cimentación que se considere, la respuesta del sistema estructural puede ser bastante diferente del caso donde el sistema de apoyo es rígido (Wong, 1975).

El efecto de interacción puede ser especialmente significativo en la banda de frecuencia cerca de las frecuencias de resonancia de la superestructura porque la base blanda puede proporcionar los medios para la absorción de energía. Debido a esto, la interacción generalmente se considera favorable en el diseño de ingeniería sísmica (Wong, 1975c).

Estudios basados en casos particulares de respuestas registradas de un puente de dos tramos sometido a vibración ambiental y fuertes sacudidas de suelo mostraron que el comportamiento de los cimientos del puente bajo fuertes sacudones es altamente no lineal (Thavaraj, 2000).

Las pilas y estribos de un puente suelen apoyarse sobre cimientos de pilotes. El análisis de interacción sísmica de la estructura del suelo que involucra la superestructura del puente y los cimientos de los pilotes es un problema complejo.

El análisis combinado de superestructura y cimentación de pilotes no es factible prácticamente debido a limitaciones en las capacidades computacionales como la memoria y el tiempo.

Para evitar el modelamiento combinado de la superestructura y la cimentación del puente, a veces se asumen comúnmente condiciones de basamento fijo en el diseño de puentes.

Por otro lado, los códigos de diseño como CalTrans (Departamento de Transporte de California), (AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), 2006) (Asociación Estadounidense de Funcionarios Estatales de Carreteras y Transporte) y ATC (Consejo de Tecnología Aplicada) sugieren que la flexibilidad de la base debe incluirse en el modelo de superestructura, reconociendo que un diseño de basamento fijo puede no ser apropiado.

Esto, generalmente se hace modelando los cimientos por medio de resortes y amortiguadores. Sin embargo, estos diseños requieren una comprensión completa de la respuesta estructural del puente (Thavaraj, 2000).

La interacción suelo-estructura está dominada por varios fenómenos complejos de propagación de ondas, estos fenómenos pueden resumirse como sigue:

- Las influencias de ondas sísmicas incidentes no verticales. Pueden ocurrir fenómenos de acoplamiento complicados para ondas corporales que no inciden verticalmente o para ondas superficiales, ya que tienden a causar rotación y traslación. Este componente de rotación se ignora automáticamente mientras se estudia la traslación si la base se supone rígida.
- La disipación general de la energía dinámica de la superestructura es muy importante para caracterizar su respuesta. En el caso de que no se descuide la interacción, el medio de suelo semi-infinito actúa como sumidero porque la energía se disipa por la dispersión geométrica de las ondas.
- La forma geométrica y la rigidez de la superestructura y su cimentación pueden ser importantes. Por ejemplo, la vibración torsional puede ser inducida por excitación horizontal si la estructura no es simétrica.
- La influencia de los edificios circundantes también puede ser significativa. La vibración de los cimientos cercanos se puede considerar como fuentes de ondas adicionales. Por lo tanto, en áreas metropolitanas densamente construidas, el movimiento de una base particular puede amplificarse o atenuarse por la existencia de estructuras vecinas. Este efecto puede ser más dominante cuando las estructuras cercanas son más grandes y pesadas que la considerada.

Un soporte flexible puede permitir mayores movimientos relativos entre los marcos estructurales más pesados, lo que puede causar un mayor estrés localizado (Wong, 1975)

2.3.1.1. Componentes de la interacción suelo – estructura

Los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura pueden ser descompuestos en dos factores principales: Efectos Inerciales y Efectos Cinemáticos (Whitman & Bielak, 1980), los cuales se generan simultáneamente.

2.3.1.2. Combinación de Interacción Cinemática e Inercial

La esencia de la IDSE, es que la información sismológica se da en la superficie del terreno, sin la existencia de la estructura. Sin embargo, el movimiento del sistema se produce por la combinación de interacciones, tanto cinemática como inercial, las cuales son producidas en su fundación.

Para un mejor entendimiento del sistema de interacción, el representado por una estructura elastoplástica de un grado de libertad apoyada en un cimiento rígido enterrado en estratos de espesor constante sobre un semiespacio homogéneo, en el periodo fundamental de vibración, con desplazamientos laterales de la estructura en relación al terreno.

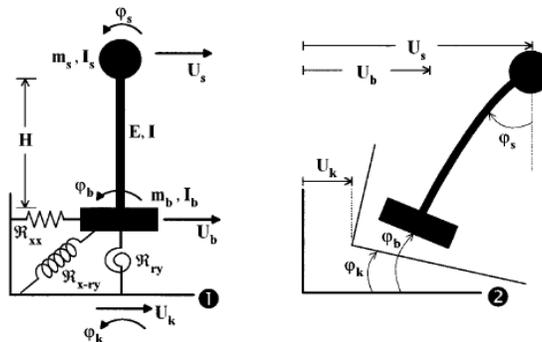


Figura 2.14 : Modelo para análisis de IDSE: (a) Parámetros de modelo-Respuesta de interacción en términos de desplazamientos y rotaciones absolutas. Fuente: (S. L. Kramer, 1996).

El modelo idealizado presentado contempla un semi-espacio homogéneo e isotrópico de un solo estrato, lo cual no es cierto, pero para fines de explicación esta suposición es válida.

En un problema real donde el semi-espacio no es isotrópico y este a la vez está compuesto por varios estratos de rigidez variable dependientes de la frecuencia de

excitación sísmica, será necesario estudiar los efectos respecto a la profundidad que ocurren en la variación de frecuencias que consideren los modelos constitutivos del suelo, donde intervenga la reducción de la rigidez del suelo según cada ciclo de carga que recibe, el cual servirá para considerar de manera más adecuada los valores p - y , y también para la estimación del amortiguamiento de la modelación.

Este sistema se podría definir por las siguientes ecuaciones:

$$[M_{suelo}]\{\ddot{u}_{K1}\} + [M]\{\ddot{u}_{II}\} + [K^*](\{\ddot{u}_{II}\} + \{\ddot{u}_{K1}\}) = -([M_{estructura}] + [M_{suelo}])\{\ddot{u}_{II}\} - [M_{estructura}]\{\ddot{u}_{K1}\} \quad \text{Ecuación (21)}$$

$$\text{Si: } \{\ddot{u}_{II}\} + \{\ddot{u}_{K1}\} = u \quad \text{y} \quad [M_{estructura}] + [M_{suelo}] = [M],$$

Obtenemos:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K^*]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_b(t)\} \quad \text{Ecuación (22)}$$

Con fines didácticos y para un mayor entendimiento es recomendable que los efectos de interacción inercial y cinemática se traten de forma independiente.

2.3.1.3. Efectos Cinemáticos

Los efectos cinemáticos se estudian como resultado del movimiento del sistema estructura-cimentación sin masa (relativa a la base), e identifica la diferencia de comportamiento de un suelo en campo libre versus al movimiento cuando existe una estructura.

La interacción cinemática tiende a ser importantes para edificaciones con periodos fundamentales relativamente cortos <0.5 segundos, grandes dimensiones en planta, o sótanos mayores a 3m, y se produce por el cambio de impedancias que existe entre la cimentación y el suelo de fundación que modifica a la condición de apoyo de la estructura.

Es importante tener en consideración que los efectos de interacción cinemática pilote-cimentación no han sido estudiados a fondo por lo que no han sido incluidos en los actuales códigos.

Adicionalmente los efectos de la interacción cinemática no deben ser considerados para suelos arcillosos débiles como el caso de suelos tipo E según la clasificación

NERHP, Así mismo puede ser despreciados para cimentaciones empotradas en roca firme (suelos tipo A y B).

Para incluir este efecto se utiliza un factor de respuesta espectral (RRS); Es así que matemáticamente para el caso de cimentaciones superficiales (Zapatatas, Plintos o losas de cimentación), se pueden utilizar ecuaciones semi-empíricas para establecer valores de rigidez a los resortes que emulen comportamiento en la vecindad suelo-estructura.

2.3.1.4. Efectos Inerciales

La diferencia entre los movimientos de entrada a la cimentación y los movimientos en campo libre dan lugar a la disipación de energía vía refracción de ondas sísmicas y vía amortiguamiento histerético del suelo; Esta disipación de energía afecta al amortiguamiento del sistema en conjunto, los cuales son atribuidos a la acción inercial.

Los efectos inerciales son producidos fundamentalmente por la masa de la estructura (su inercia) y a la elasticidad que presenta el sistema acoplado.

Entre los efectos inerciales que se producen durante la interacción dinámica entre el suelo y la estructura podemos destacar el cambio en el período fundamental de vibración, la variación en la demanda de ductilidad estructural y el incremento o decremento del efecto de amortiguamiento (Palacio Botero & Fernández Jaramillo, 2004).

Para resolver el problema de determinación de los efectos inerciales en un sistema determinado, será necesario identificar la respuesta de la estructura real, pero apoyada por un sistema de reemplazo del efecto de respuesta que tendrá el suelo sobre la estructura, identificándolo con un sistema de resortes y amortiguadores que serán los sustitutos, en este caso, del suelo (Avilés, 1999).

2.4. Análisis de elementos finitos

La Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra de la ESPOL, adquirió Plaxis 2D y extendió una licencia temporal para el desarrollo de esta tesis, la cual se activa en línea por medio de la autenticación de credenciales ya otorgadas a partir de los

datos y contactos académicos de los autores. La utilización de este software se ampara en esta licencia para sentar que los resultados del análisis realizado en esta tesis son válidos para su publicación.

Plaxis 2D es un programa computacional utilizado para el desarrollo de distintos métodos de análisis de elementos finitos, permite realizar cálculos de deformación de suelos o de estabilidad en las distintas condiciones geotécnicas que se presenten para cada caso.

Este software posee un sistema CAD que puede graficar de manera sencilla un perfil de sección vertical de un modelo geotécnico, convirtiéndolo en un modelo geométrico que luego permite discretizar por medio de una malla de elementos finitos.

De este modo, la malla permite asignar distintos parámetros y condiciones iniciales a cada capa de suelo definida, para luego, aplicar los métodos de análisis que se requiera y poder obtener los reportes y resultados del problema que se ha modelado (*PLAXIS 2D - Tutorial Manual, 2020*).

Plaxis 2D puede aplicarse a problemas de cimentaciones superficiales, muros, pilotes, además se aplica a problemas de estabilidad de taludes, terraplenes, deformaciones en túneles, aplicación de geomallas, muros de contención, tablestacados, etc; también, es capaz de realizar análisis de asentamientos por consolidación, obtener factores de seguridad y realizar análisis dinámicos.

Este programa consta de varias etapas de desarrollo de problemas con distintos programas que gobiernan cada etapa, los cuales son:

- Input (ingreso de parámetros de entrada)
- Calculations (cálculos)
- Output (resultados)
- Curves (curvas)

Dentro de los parámetros que deben definirse como básicos para el inicio de cualquier proyecto se encuentra como uno de los más importantes la definición del tipo de material y propiedades del mismo.

Una vez efectuado el modelamiento geométrico de la caracterización geotécnica, se deberán asignar las propiedades de cada material que conforma las distintas capas del subsuelo modelado, al ingresar en el comando respectivo se definen las diferentes opciones que existen para la determinación del suelo, capas, geomallas y otros.

Se definen los nombres de los materiales que se tenga, el modelo que regirá cada material, comúnmente para materiales granulares se utiliza el modelo de Mohr-Coulomb, por ejemplo.

Otros modelos disponibles en Plaxis para que gobiernen el comportamiento de los materiales se detallan a continuación.

El modelo Elástico Lineal incluye parámetro de rigidez elástica, módulo de Young (de rigidez) E y la relación de Poisson. Es utilizado primordialmente para definir el comportamiento de materiales rígidos, como por ejemplo el concreto (*PLAXIS 2D - Tutorial Manual, 2020*).

El modelo Soft Soil, o de suelo blando, usado normalmente para, como su nombre indica, predecir el comportamiento de suelos blandos como arcillas, limos, turbas.

El Modelo Soft Soil Creep es utilizado para predecir el comportamiento de suelos blandos en función del tiempo, por ejemplo, turbas o arcillas normalmente consolidadas.

El modelo *Mohr-Coulomb* es aplicado como primera aproximación del comportamiento de suelos en general, utiliza varios parámetros para ello, como por ejemplo el coeficiente de Poisson, Módulo de Young, la cohesión y los ángulos de fricción y dilatancia.

El modelo *Hardening Soil*, o modelo de suelo endurecido, es comúnmente utilizado para predecir el comportamiento de arenas y gravas.

El modelo *Cam-Clay Modificado* que está implementado en Plaxis 2D proporciona el estado de falla de Drucker-Prager en lugar de un tipo de falla del modelo de Mohr-Coulomb.

Dentro de los parámetros generales, se encuentra la definición del tipo de interacción de la matriz de material con el agua, estos comportamientos se definen como drenados o no drenados.

Los comportamientos drenados corresponden a situaciones de un suelo granular o cohesivo saturado es sometido a carga de largo plazo, mientras que el comportamiento no drenado es utilizado cuando los suelos granulares o cohesivos en condición saturada son sometidos a cargas rápidas, como las cargas producidas por ondas sísmicas, las cuales ocurren a corto plazo.

Además, el programa permite el ingreso de otros parámetros generales de los suelos como la densidad saturada o no saturada (γ_{sat} o γ_{unsat}) de los materiales, debe tomarse en cuenta que la densidad saturada se utiliza cuando los materiales se encuentran por debajo del nivel freático y lo contrario, indicará que se trata de una densidad no saturada (*PLAXIS 2D - Tutorial Manual, 2020*).

Para la permeabilidad, pueden asignarse valores tanto para la permeabilidad vertical como la permeabilidad horizontal (K_x o K_y), estos parámetros por lo general solo son utilizados cuando se va a realizar análisis de asentamientos o cálculos específicos de flujo.

Una vez que se hayan definido el modelo geométrico, los materiales y sus propiedades, además de sus elementos estructurales, se hace generar la malla de elementos finidos (mesh).

Plaxis dispone de un generador de malla de elementos finitos automática, esta generación se basa en un procedimiento de triangulación, el cual da como resultado mallas que puedan parecer desordenadas (no estructuradas) pero que su rendimiento numérico es por lo general superior al de las mallas regulares o “estructuradas”.

Para esto, el generador de malla necesita que exista un modelo geométrico, el cual podrá definirse por medio de puntos y líneas que a su vez generen dominios, éstos últimos se generan de manera automática durante la creación del modelo geométrico.

Una vez que se hayan generado todos los elementos anteriormente descritos, a saber, el modelo geométrico, los dominios, suelos, propiedades y condiciones iniciales, se ha generado la malla de elementos finitos, Plaxis está listo para realizar los cálculos de deformaciones mediante los métodos de elementos finitos que se defina.

Para definir los inicios de cada etapa de cálculo, Plaxis dispone de la opción de fases (Phase) con la cual se define el inicio de cualquier fase de cálculo, es posible tener una o más fases dependiendo del tipo de cálculo o de cuantos modelos constitutivos de análisis va a emplearse.

Las fases permiten considerar, además, diferentes cargas o secuencias de éstas y se requieran considerar distintas etapas para un mismo proyecto.

Una vez realizada la etapa de cálculos, se requerirá la obtención de resultados de cada etapa que se haya definido y para ello, Plaxis posee un subprograma que ofrece los resultados de salida o “Output”.

El “output” entrega los resultados obtenidos luego de efectuar todos los pasos de cálculo que se generan luego de haber ingresado todos los datos preliminares, métodos, fases y demás (*PLAXIS 2D - Tutorial Manual, 2020*).

Plaxis ofrece una amplia gama de presentación de resultados de sus análisis de elementos finitos, esta presentación la puede realizar a escala real o a alguna escala de menor proporción, la escala puede seleccionarse manualmente o puede pedirse que el programa la decida de manera automática o por defecto.

Así mismo, Plaxis ofrece tablas de resultados donde se detallan estados de esfuerzos y deformaciones en todos los puntos nodales asignados durante la generación de la malla de elementos finitos.

Pueden visualizarse resultados de la acción de desplazamientos y esfuerzos en secciones transversales cualquiera del modelo. Si se requiere conocer el resultado del esfuerzo o deformación en un punto específico del modelo geométrico, deberá conocerse el número del nodo que Plaxis asignó a ese punto (punto nodal) y buscarlo en las tablas de resultados.

Finalmente, Plaxis puede emitir hojas de reporte, en las cuales presenta una serie de datos numéricos del proyecto de manera documental que pueden ser presentados en formato de MS Office Word (*PLAXIS 2D - Tutorial Manual*, 2020).

2.4.1. Modelos constitutivos

Los modelos constitutivos en la mecánica de suelos son básicamente expresiones matemáticas que logran relacionar los efectos que el esfuerzo y la deformación generan en un suelo específico analizado.

Se debe tener en cuenta que no todas las condiciones que determinan el comportamiento de los suelos sometidos a condiciones de carga pueden ser incluidas en estos modelos, por lo tanto, muchas de estas condiciones deben ser consideradas en el plano de la idealización.

Por ello, constantemente se realizan actualizaciones de consideraciones y se generan nuevos modelos que logran incluir efectos que otros modelos no logran abarcar (Wulfsohn & Adams, 2002).

Para emular el comportamiento físico de un suelo, será necesario aplicar modelos que logren relacionar el esfuerzo y la deformación en conjunto con las propiedades de este material, los modelos constitutivos basan su desarrollo en ensayos de laboratorio o ensayos de campo con los que logran incluir factores significativos para la determinación del comportamiento del mismo (Desai, 2005).

Un modelo constitutivo ideal sería capaz de reunir las características mecánicas del suelo y sus características físico-químicas. De este modo, el modelo sería capaz de representar el comportamiento de cualquier material; sin embargo, la tecnología y conocimiento actuales limitan aún el desarrollo ideal de estos modelos.

Por este hecho particular, es que los modelos funcionan en base al comportamiento macroscópico del material. Y, por tanto, son generalmente validos únicamente para cierto tipo de material estudiado y bajo condiciones particulares (Sánchez, 2013).

Los modelos constitutivos pueden clasificarse en dos tipos, empíricos y analíticos.

Los modelos constitutivos de tipo empírico basan su desarrollo en datos experimentales de los materiales bajo condiciones de esfuerzos específicos para

posteriormente, por medio de ecuaciones, definir los parámetros que se ajustan a las observaciones. Los modelos analíticos describen la respuesta del suelo al esfuerzo y la deformación por medio de la aplicación de leyes físicas.

Los modelos constitutivos están basados en parámetros que describen los suelos de manera macroscópica y microscópica.

Los modelos microscópicos consideran cada partícula de suelo como un elemento único y particular, luego, predicen de manera matemática la respuesta de éste al esfuerzo y la deformación en base a la distribución de esfuerzos entre cada partícula (González-Cueto et al., 2013).

Los modelos macroscópicos, en cambio, tratan una masa sólida como un medio continuo y describen las respuestas de este medio al esfuerzo y la deformación como un todo.

Shen & Kushwaha, 1988, indican que los modelos constitutivos pueden clasificarse en.

- Modelos lineales o no lineales, los cuales están en dependencia de la linealidad de las ecuaciones que lo describen.
- Modelos elásticos, plásticos y elastoplásticos, los cuales dependen de la consideración de si la deformación aplicable a un suelo es elástica, plástica o ambas.
- Modelos elásticos o dinámicos (reológicos), los cuales consideran al tiempo en la interacción de los esfuerzos y deformaciones en un suelo.

2.4.1.1. Modelo Mohr Coulomb

El modelo de Mohr Coulomb puede ser considerado como una aproximación de primer orden al comportamiento real del suelo. Este modelo elasto-plástico perfecto (isotrópico) ha sido desarrollado a partir de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla Mohr-Coulomb.

La formulación de este modelo involucra la elasticidad perfecta y la plasticidad asociada al desarrollo de deformaciones plásticas irreversibles.

El modelo de Mohr-Coulomb está basado en el comportamiento elástico-lineal perfecto, el cual está basado en que las deformaciones y las velocidades de deformación se descomponen en una etapa elástica y una etapa plástica, como se indica (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

$$\underline{\varepsilon} = \underline{\varepsilon}^e + \underline{\varepsilon}^p \quad \text{Ecuación (23)}$$

En la ecuación podemos apreciar que la deformación total está compuesta por la suma de las deformaciones elásticas y plásticas, para tomar un diferencial de este comportamiento, se aplica la primera derivada a la ecuación 23.

$$\underline{\dot{\varepsilon}} = \underline{\dot{\varepsilon}}^e + \underline{\dot{\varepsilon}}^p \quad \text{Ecuación (24)}$$

La ley de Hooke se utiliza para relacionar la razón de esfuerzos con las velocidades de deformación elástica, la ley de Hooke se describe a continuación.

$$\underline{\dot{\sigma}'} = \underline{\dot{D}}^e \times \underline{\dot{\varepsilon}}^e \quad \text{Ecuación (25)}$$

De este modo, reemplazando la deformación elástica despejada de la ecuación 24 y reemplazándola en la ecuación 25, tenemos.

$$\underline{\dot{\sigma}'} = \underline{\dot{D}}^e \times (\underline{\dot{\varepsilon}} - \underline{\dot{\varepsilon}}^p) \quad \text{Ecuación (26)}$$

Las tasas de deformación plástica son proporcionales a la derivada de la función de fluencia con respecto a los esfuerzos, según indica la teoría clásica de la plasticidad. Esto significa que las tasas de deformación plástica se pueden representar como vectores perpendiculares a la superficie de fluencia, esta forma de la teoría es conocida también como plasticidad asociada.

Sin embargo, para las funciones de rendimiento de tipo Mohr-Coulomb, la teoría de la plasticidad asociada sobrestima la dilatación. Por lo tanto, además de la función de rendimiento, se introduce una función de potencial plástico g .

El caso $g \neq f$ se denota como plasticidad no asociada. En general, las tasas de deformación plástica se escriben como se indica en la ecuación 5 (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

$$\underline{\dot{\varepsilon}}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \underline{\sigma}'} \quad \text{Ecuación (27)}$$

Donde, λ es el multiplicador plástico. Para comportamiento puramente elástico $\lambda = 0$, mientras que en el caso del comportamiento plástico λ adquiere un valor positivo, esto puede expresarse como sigue.

$$\lambda = 0 \text{ para: } f < 0 \text{ o: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \underline{\dot{\varepsilon}} \leq 0 \text{ (elasticidad)} \quad \text{Ecuación (28)}$$

$$\lambda > 0 \text{ para: } f = 0 \text{ y: } \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \underline{\dot{\varepsilon}} > 0 \text{ (plasticidad)} \quad \text{Ecuación (29)}$$

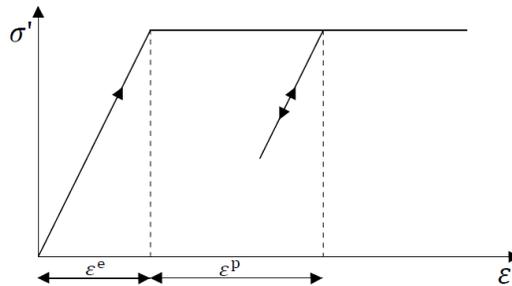


Figura 2.15 Idea básica del modelo elástico perfectamente plástico. Fuente:
(Bentley,2020b).

Estas fórmulas pueden utilizarse para encontrar la relación entre el esfuerzo efectivo y las tasas de deformación para un comportamiento elástico perfectamente plástico.

$$\underline{\dot{\sigma}}' = \left(D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \right) \underline{\dot{\varepsilon}} \quad \text{Ecuación (30)}$$

Donde:

$$d = \left(\frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \right) \quad \text{Ecuación (31)}$$

El parámetro α se utiliza como un interruptor. Si el comportamiento del material es elástico, como se define en la ecuación (28), el valor de α es igual a cero, mientras que, para la plasticidad, como se define en la ecuación (29), el valor de α es igual a la unidad (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

La teoría de plasticidad anterior se limita a superficies de fluencia suaves y no cubre un contorno de fluencia de múltiples superficies como está presente en el modelo completo de Mohr-Coulomb.

Para tal superficie de rendimiento, la teoría de la plasticidad ha sido ampliada por (Koiter, 1953) para considerar los vértices de flujo que involucran dos o más funciones de potencial plástico.

$$\underline{\dot{\epsilon}}^p = \lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \underline{\sigma}'} + \lambda_2 \frac{\partial g_2}{\partial \underline{\sigma}'} + \dots \quad \text{Ecuación (32)}$$

De manera similar, se utilizan varias funciones de rendimiento cuasi independientes (f_1, f_2, \dots) para determinar la magnitud de los multiplicadores ($\lambda_1, \lambda_2, \dots$).

La condición de fluencia de Mohr-Coulomb es una extensión de la ley de fricción de Coulomb para estados generales de esfuerzos. De hecho, esta condición asegura que la ley de fricción de Coulomb se aplique a cualquier plano dentro de un material.

Esta condición, completa, consta de seis funciones de fluencia cuando se formula en términos de esfuerzos principales, como se muestra a continuación.

$$f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) \sin \phi - \cos \phi \leq 0 \quad \text{a)}$$

$$f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) \sin \phi - \cos \phi \leq 0 \quad \text{b)}$$

$$f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) \sin \phi - \cos \phi \leq 0 \quad \text{c)}$$

$$f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \sin \phi - \cos \phi \leq 0 \quad \text{d)}$$

$$f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) \sin \phi - \cos \phi \leq 0 \quad \text{e)}$$

$$f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) \sin \phi - \cos \phi \leq 0 \quad \text{f) Ecuación (33)}$$

Los dos parámetros del modelo plástico que aparecen en las funciones de fluencia son el ángulo de fricción conocido ϕ y la cohesión c .

La condición $f_i = 0$ para todas las funciones de fluencia juntas (donde f_i se usa para expresar cada función de fluencia individual) representa un cono hexagonal en el espacio de esfuerzos principales como puede apreciarse en la en la figura 2.16.

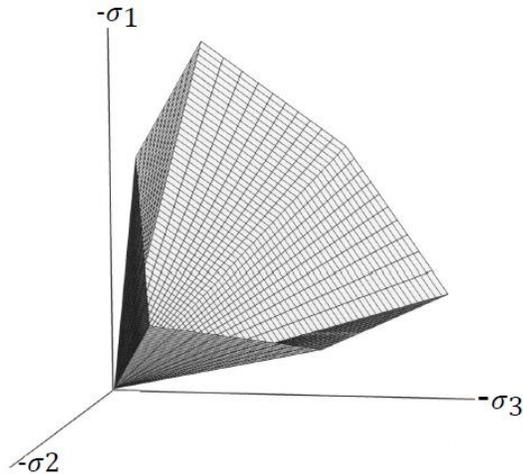


Figura 2.16 La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano de esfuerzos principales. Fuente: (Bentley, 2020).

Para evaluar si la plasticidad ocurre o no en un análisis específico, el modelo Mohr Coulomb involucra un conjunto de funciones de fluencia que definen el límite entre el comportamiento elástico y plástico del material.

La representación gráfica de las funciones en el espacio de los esfuerzos principales constituye un contorno o superficie de fluencia fija, como se muestra en la figura 2.16.

De este modo, para distintos estados de esfuerzos representados en de la superficie, el comportamiento será “puramente elástico” y, todas las deformaciones que ocurran serán reversibles.

Cuando los esfuerzos igualan o superan la frontera definida por esta superficie, se presentan deformaciones tanto elásticas como plásticas (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

Adicionalmente a las funciones de fluencia, seis funciones de potencial plástico han sido definidas para el modelo de Mohr-Coulomb.

$$g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin(\psi) \leq 0 \quad \text{a)}$$

$$g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin(\psi) \leq 0 \quad \text{b)}$$

$$g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin(\psi) \leq 0 \quad \text{c)}$$

$$g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin(\psi) \leq 0 \quad \text{d)}$$

$$g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin(\psi) \leq 0 \quad \text{e)}$$

$$g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin(\psi) \leq 0 \quad \text{f) Ecuación (34)}$$

Las funciones de potencial plástico incluyen un tercer parámetro de plasticidad, el ángulo de dilatación ψ .

Este parámetro es necesario para modelar incrementos de deformación volumétrica plástica positiva (dilatación), este comportamiento es propio de suelos granulares densos (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

Este modelo elástico perfectamente plástico requiere parámetros de entrada básicos, los cuales, se listan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Parámetros básicos del modelo Mohr-Coulomb (Bentley, 2020)

Parámetro	Descripción	Unidades
E	Módulo de Young	kN/m ²
ν	Relación de Poisson	[-]
c	Cohesión	kN/m ²
φ	Ángulo de fricción	[°]
ψ	Ángulo de dilatación	[°]
σ_t	Corte de esfuerzo y resistencia a la tracción	kN/m ²

Del mismo modo, pueden usarse otros parámetros de rigidez en caso de que no se desee utilizar al módulo de Young para cálculos, existen parámetros alternativos que se detallan en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Parámetros de rigidez alternativos (Bentley, 2020)

Parámetro	Descripción	Unidades
G	Módulo de resistencia al corte	kN/m ²
E_{oed}	Módulo edométrico	kN/m ²

Estos parámetros pueden ser efectivos (indicados por un signo de apóstrofe (')) o también pueden ser parámetros no drenados (indicados por un subíndice u), dependiendo del tipo de drenaje que se seleccione para el análisis.

Para el caso de aplicaciones dinámicas, pueden utilizarse parámetros alternativos y/o parámetros adicionales para definir la rigidez en función de las velocidades de onda, tanto de compresión como de corte. Éstas se listan en la tabla 2.4.

Tabla 2.4 Parámetros de rigidez alternativos (Bentley, 2020)

Parámetro	Descripción	Unidades
V_s	Velocidad de onda de corte	m/s
V_p	Velocidad de onda compresión	m/s

2.4.1.2. Modelo Soft Soil

Este modelo considera que existe una relación logarítmica entre la deformación volumétrica, ε_v , y el esfuerzo medio efectivo, p' , tanto para la etapa de carga como de descarga, como se muestra en la figura 2.17.

La línea de carga es única mientras que para la descarga y recarga pueden existir un número infinito de líneas, cada una de ellas corresponderá a un valor particular del esfuerzo de pre-consolidación isotrópica p_p (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

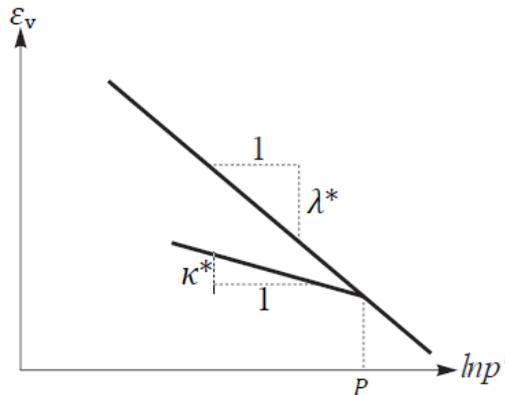


Figura 2.17 La superficie de fluencia de Mohr-Coulomb en el plano de esfuerzos principales. Fuente: (Bentley, 2020).

El esfuerzo de pre-consolidación representa el nivel de esfuerzo más grande experimentado por el suelo. Durante la descarga y recarga, este esfuerzo previo a la consolidación permanece constante.

En la carga primaria, sin embargo, el esfuerzo de pre-consolidación se incrementa junto con el esfuerzo efectivo, provocando deformaciones volumétricas irreversibles (plásticas).

Los cambios volumétricos producidos por los incrementos de esfuerzos se expresan matemáticamente de la siguiente manera:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (\text{compresión virgen}) \quad \text{Ecuación (35)}$$

Para que la ecuación anterior sea válida, deberá considerarse un valor mínimo correspondiente a p' , el cual, necesariamente deberá ser igual a un esfuerzo unitario.

El parámetro λ^* corresponde al índice de compresión modificado, que determina la compresibilidad del material en carga primaria. Deberá tenerse en cuenta que λ^* difiere del índice λ utilizado por Burland (1965).

La diferencia es que la ecuación 35 es una función de la deformación volumétrica en lugar de la relación de vacíos. Graficando la ecuación 35 se obtiene una línea recta como se muestra en la figura 2.17. (PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020).

Durante la descarga y recarga isotrópicas se sigue una ruta (línea) diferente, que se puede formular como:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\kappa^* \ln \left(\frac{p' + c \cot \varphi}{p^0 + c \cot \varphi} \right) \quad (\text{descarga y recarga}) \quad \text{Ecuación (36)}$$

En la Figura 2.17 y en las ecuaciones 35 y 36, aparecen los parámetros lambda y kappa modificados (λ^* y κ^*), los cuales representan los índices de compresión y expansión modificados, estos parámetros pueden obtenerse por medio de un ensayo de compresión isotrópica que incluye descarga isotrópica.

Al graficar el logaritmo del esfuerzo medio en función de la deformación volumétrica para materiales tipo arcillosos, la gráfica se puede aproximar mediante dos líneas

rectas (como en la figura 2.17). La pendiente de la línea de carga primaria es el índice de compresión modificado y la pendiente de la línea de descarga (o hinchamiento) es el índice de hinchamiento modificado.

Debe tenerse en cuenta que existe diferencia entre los índices modificados λ^* y κ^* , con los parámetros originales de Cam-Clay κ y λ , estos últimos parámetros se definen en términos de la relación de vacíos e en lugar de la deformación volumétrica ε_v (Bentley, 2020).

Además del ensayo de compresión isotrópica, los parámetros λ^* y κ^* pueden obtenerse de una prueba de consolidación unidimensional. Para este tipo comparaciones, existe una relación con los parámetros reconocidos internacionalmente para la compresión e hinchamiento unidimensionales, C_c y C_s .

Las ecuaciones 37 y 38 muestran la relación entre los índices de compresión e hinchamiento a partir de los parámetros normados de provenientes de una prueba de consolidación (Bentley, 2020).

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad \text{Ecuación (37)}$$

$$\kappa^* = \frac{2C_r}{2.3(1+e)} \quad \text{Ecuación (38)}$$

La función, $f = 0$, que describe la falla para este modelo, está descrita por una elipse en el plano $p' - q$; y , es una función del estado de esfuerzos $p' - q$ y el esfuerzo de pre-consolidación, p_p , siendo que, el valor de p_p^0 es el esfuerzo de pre-consolidación inicial.

La altura de la elipse es responsable de la relación de esfuerzos horizontales a verticales en la compresión unidimensional primaria (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

$$f = \bar{f} - p_p \quad \text{Ecuación (39)}$$

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} \quad \text{Ecuación (40)}$$

$$p_p = p_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*}\right) \quad \text{Ecuación (41)}$$

El Parámetro M determina la altura de la elipse, la cual está directamente relacionada con la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical durante el ensayo de consolidación en una sola dimensión. Como resultado, el parámetro M determina el coeficiente de presión lateral del suelo κ_0^{nc} (Bentley, 2020).

En vista de esto, el valor de M puede elegirse de manera que un valor conocido de κ_0^{nc} en un ensayo de consolidación primaria unidimensional. Tal interpretación y uso de M difiere de la idea original de la línea de estado crítico, pero asegura una correspondencia adecuada con κ_0^{nc} .

La cúspide de la elipse está localizada en una línea con inclinación M , en el plano $p' - q$. El valor del esfuerzo de pre-consolidación determina la extensión de la elipse a lo largo del eje p' .

Durante un proceso de cargas pueden existir un infinito número de elipses y a cada una le corresponderá un valor de p_p . En esfuerzo ($p' < 0$) la elipse se extiende a $c \cot \varphi$, como se muestra en la figura 2.18.

la línea M se conoce como la línea de estado crítico y representa los estados de tensión en la falla posterior al pico. El parámetro M se basa entonces en el ángulo de fricción del estado crítico.

En el modelo de suelo blando (Soft Soil), sin embargo, la falla no está necesariamente relacionada con el estado crítico. El criterio de falla de Mohr-Coulomb es una función de los parámetros de resistencia φ y c , que pueden no corresponder con la línea M .

La tensión de preconsolidación isotrópica p_p determina la extensión de la elipse a lo largo del eje p' . (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*)

Durante la carga, puede existir un número infinito de elipses, cada una correspondiente a un valor particular de p_p . (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

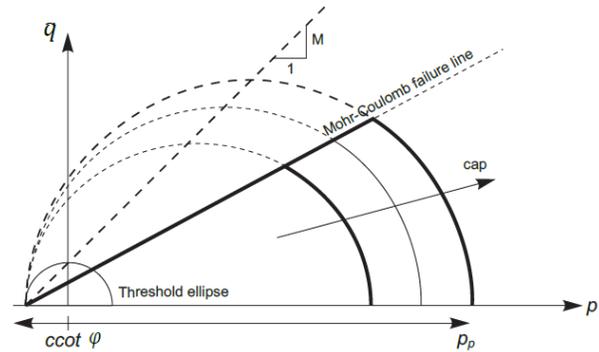


Figura 2.18 Superficie de falla del modelo Soft Soil Model en el plano $p' - q$. Fuente: (Bentley, 2020).

En el modelo Soft Soil, la función de falla, indica que existe una deformación permanente debido al proceso de consolidación. Para esto, el modelo se apoya en la superficie de falla perfectamente plástica del tipo Mohr Coulomb.

La función se representa por una línea en el plano $p' - q$ como se muestra en la figura 2.18. El contorno total de falla se muestra con líneas más acentuadas en negro, en la figura 2.18. La línea de falla es fija, mientras que la curva o “cap” puede incrementarse.

La trayectoria de esfuerzos dentro de esta superficie provoca deformaciones elásticas, mientras que las que se tienden a cruzar esta área, producen tanto deformaciones elásticas como plásticas (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

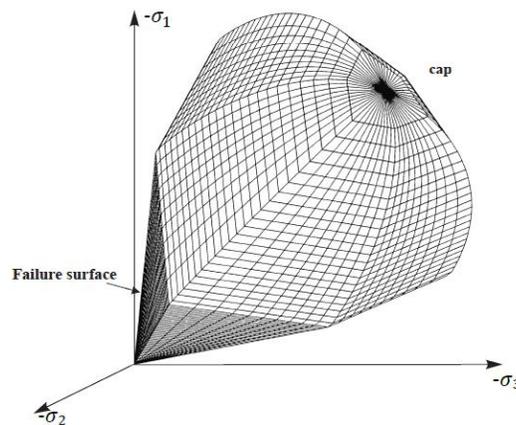


Figura 2.19 Representación del contorno de falla del modelo Soft Soil Model en el espacio de esfuerzos principales. Fuente: (Bentley, 2020).

El comportamiento plástico de acuerdo al modelo Soft Soil está definido por seis funciones: tres de compresión y tres de acuerdo a la falla Mohr Coulomb (Bentley, 2020).

En este modelo el valor de la relación de Poisson, ν_{ur} , también es un parámetro de entrada.

Algunas características del modelo Soft Soil son:

- Rigidez en función del esfuerzo (comportamiento de compresión logarítmica).
- Distinción entre carga primaria y descarga-recarga.
- Memoria para esfuerzo de pre-consolidación.
- Comportamiento de falla según el criterio de Mohr-Coulomb.

Los parámetros del modelo Soft Soil, como ya se ha indicado anteriormente, incluyen índices de compresión e hinchamiento, que son parámetros típicos de suelos blandos, así como los parámetros de falla del modelo de Mohr-Coulomb.

En total, el modelo Soft Soil requiere que los siguientes parámetros listados en la tabla 2.5 sean determinados para incluirse en la modelación.

Tabla 2.5 Parámetros básicos del modelo Soft Soil (Bentley, 2020)

Parámetro	Descripción	Unidades
λ^*	Índice de compresión modificado	[-]
κ^*	Índice de hinchamiento modificado	[-]
c	Cohesión efectiva	kN/m ²
φ	Ángulo de fricción	[°]
ψ	Ángulo de dilatación	[°]
σ_t	Resistencia a la tracción	kN/m ²

Los índices de compresión e hinchamiento modificados, fueron ya definidos en las ecuaciones 37 y 38 respectivamente (*PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual, 2020*).

Por otro lado, los parámetros avanzados utilizados en el modelo Soft Soil se detallan en la tabla 2.6.

Tabla 2.6 Parámetros avanzados del modelo Soft Soil (Bentley, 2020)

Parámetro	Descripción	Unidades
ν_{ur}	Relación de Poisson para descarga/recarga	[-]
κ_0^{nc}	Coeficiente de esfuerzo lateral en consolidación normal	[-]
M	Pendiente entre la altura máxima de la elipse para esfuerzos laterales en consolidación normal.	[-]

CAPITULO 3

3. METODOLOGÍA

3.1. Reconocimiento de campo y obtención de data

La información para el desarrollo de esta tesis fue proporcionada por el Gobierno Autónomo Provincial de El Oro, a través de su empresa filial de construcciones EMVIAL por medio del oficio N° 2020-0215-NVQ-GG-EMVIAL EP, fechado el 29 de septiembre del 2020.

De la información recibida, se tomó como datos base, los sondeos de perforación utilizando las columnas estratigráficas georreferenciadas, con los cuales se realizará el análisis de Caracterización y Modelación Geotécnica del Subsuelo del presente trabajo de investigación.

Se realizaron vuelos de Drone, para tener una perspectiva visual en el plano real del diseño geométrico del puente, estos vuelos fueron realizados por la empresa Parreño Projection y fue contratada por los autores de esta tesis.



Figura 3.1 Vista aérea del nuevo puente sobre el Río Jubones en la carretera E25 Troncal de la Costa. Fuente: Parreño Projection 2021, Autores.

Así mismo se realizó una visita para confirmar la disposición geométrica de las pilas del puente, misma que se realizó el 22 de octubre del 2020 con transporte propio, utilizando las vías alternas (guardarrayas) de acceso a las bananeras del sector. En la figura 2.2. puede apreciarse el aspecto del puente, por debajo.



Figura 3.2 Vista inferior del puente desde el lado sur. Fuente: Autores.

Una vez realizadas las visitas y la obtención de data, inició la etapa de revisión y selección de datos para el posterior análisis, verificación de existencia de parámetros necesarios y el levantamiento de información obtenida de los sondeos para la realización de la caracterización geotécnica.

Entre los datos que se recibieron por parte de EMVIAL EP están:

- Datos de perforaciones convencionales realizadas con sus respectivos SPT
- Data de columnas y curvas de resultados CPT
- Resúmenes de ensayos de laboratorio como clasificaciones de materiales, densidades de suelos, índices de plasticidad
- Ensayos de consolidación de los estratos de arcillas realizados a partir de muestras inalteradas
- Ensayos de determinación de resistencias al corte no drenado S_u , realizados por medio de Torvane

- Datos resultados de los ensayos REMI para determinación de velocidades de ondas de los estratos de suelos.

3.2. Caracterización geotécnica

3.2.1. Levantamiento longitudinal

Se realizó un levantamiento georreferenciado de los puntos de sondeos y perforaciones a partir de los reportes obtenidos del proyecto y que fueron otorgados de parte de EMVIAL EP.

Los registros que se utilizaron fueron las perforaciones realizadas con métodos SPT y CPT además de los ensayos sísmicos de refracción y de tipo “REMI”.

El método REMI es un método geofísico de análisis de micro temblores que se basa en el análisis de inversión de la curva de dispersión de las ondas Rayleigh para un sitio determinado, todos estos registros fueron proporcionados dentro del paquete de data obtenida para los estudios geotécnicos de este proyecto.

A partir de la información preliminar se obtuvo la caracterización de las columnas estratigráficas en cada sondeo, además de los valores de parámetros adicionales de los suelos como la composición granulométrica, límites de consistencia, resistencia no drenada, módulos de rigidez y demás propiedades geomecánicas y geodinámicas características del suelo que en cada sondeo se encontró.

En los registros de perforación obtenidos, los valores de SPT están correlaciones al 60% de la energía del ensayo N60, con lo que se han tomado directamente los valores de los reportes para realizar las correlaciones y estimaciones propias de los autores de esta tesis.

No se tomó en cuenta los perfiles de caracterización geotécnica levantados para el estudio de cimentaciones inicial pues la línea de influencia en este estudio se la trazó en otro lugar para tener un enfoque específico de esta tesis.

Los sondeos arrojaron resultados que indican que el perfil de suelo en el que se cimentó el puente se compone principalmente de estratificaciones bien definidas de suelos cohesivos compuestos mayormente por arcillas de consistencia blanda a rígida con bancos de arenas limosas.

Los sondeos tomados en cuenta para el análisis estratigráfico y modelaje geotécnico del área de estudio se listan a continuación por lado y con sus respectivas coordenadas UTM WGS84.

Tabla 3.1 Ubicación de los sondeos tomados en cuenta para la caracterización geotécnica. Fuente: Vera, 2014.

SONDEO	COSTADO	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS UTM WGS84	
			X	Y
CPT3	Norte (lado derecho)	25.29	625944.00 m E	9638795.00 m N
P4		30.00	625959.00 m E	9638760.00 m N
CPT4		23.41	625945.00 m E	9638726.00 m N
P6	Sur (lado izquierdo)	29.49	625854.00 m E	9638659.00 m N
P7		30.16	625872.00 m E	9638554.00 m N
CPT5		30.54	625861.00 m E	9638542.00 m N

Una vez analizados los perfiles de suelo en cada una de las perforaciones SPT y CPT que se pueden constatar en el Anexo 1, donde se presentan los registros de perforación obtenidos,

Se realizó la elaboración del perfil general de caracterización geotécnica, ubicando los puntos en el mapa como se muestra en la figura 2.3, y posteriormente realizando el criterio de proyección de puntos (sondeos) en la misma línea de análisis.

Finalmente, con la estratificación puntual obtenida en cada sondeo, se realizó el cotejamiento de las cotas y comportamiento de depositación de cada capa de material que se ha listado en cada una de las perforaciones para finalmente, hacer el levantamiento total de como estaría conformado el ambiente que subyace al puente y su cimentación.

Se realizó de esta manera, caracterizaciones geotécnicas longitudinales (de pila a pila a un lado y otro del río) y caracterizaciones geotécnicas transversales, con el análisis particular del suelo de la pila de análisis.

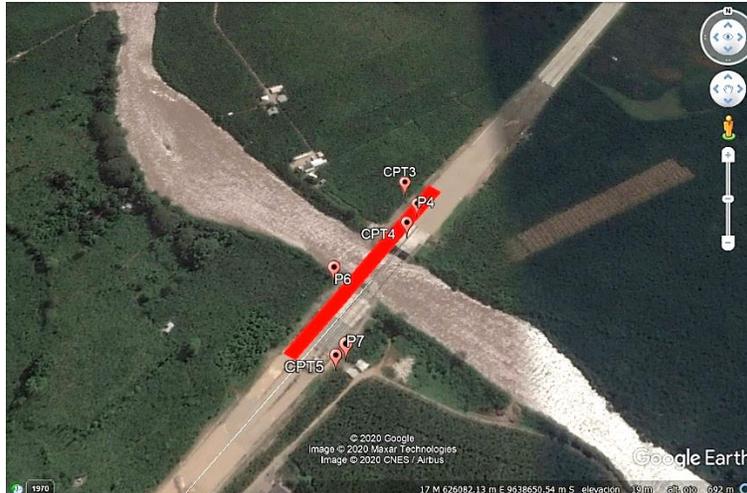


Figura 3.3 Vista satelital del corte longitudinal y sondeos para el levantamiento geotécnico, fuente: Google Earth. Elaborado por: Autores

En el Anexo C se puede verificar el levantamiento de caracterización geotécnica longitudinal del puente, donde puede apreciarse la disposición de estratos de suelos en ambas riberas (norte y sur) realizado para este estudio, además de este levantamiento, también se realizó el levantamiento transversal en la ribera sur del río, donde se encuentra la pila en la que centraremos el enfoque de este estudio.

3.2.2. Columna estratigráfica lado norte

El lado norte del río corresponde a la ribera derecha del mismo, y su estratigrafía está definida por la información obtenida en los sondeos CPT4, P4 y CPT3, siendo que para la descripción estratigráfica del suelo donde se encuentran las pilas del lado sur, describiremos los suelos definidos por el sondeo CPT4 realizado con método CPT como bien lo indica su prefijo referencia.

Desde la superficie hasta 2 metros de profundidad se encuentra un estrato de arenas limosas o limos arenosos con ángulos de fricción superiores a 30° . Luego desde 2 metros de profundidad hasta 4,50 metros, encontramos un estrato de arcilla con resistencias al corte no drenado 50kPa en promedio y resistencias en la punta del cono de en promedio 2kPa, lo cual indica que se trata de una arcilla blanda.

Debajo del estrato antes descrito, subyace un banco de arena de 5 metros y medio de espesor, el cual posee cierto contenido de limos, sin embargo, el ángulo de fricción de la arena de este estrato se encuentra promediando los 37° y la resistencia

en la punta del cono se encuentra entre 7 y 15 kPa lo cual indica que se trata de una arena medianamente densa, este banco de arena se extiende hasta los 9 metros de profundidad.

Finalmente, desde 9 metros de profundidad se encuentra un gran estrato de arcilla que se extiende hasta 23,40 metros de profundidad, esta arcilla presenta resistencias en la punta del cono de entre 2,5 y 3kPa, la resistencia al corte no drenado de este suelo promedia 80kPa.

El OCR que presenta este estrato tiene valores variables que se encuentran entre 2 y 10, con lo que nos indica claramente que se trata de una arcilla sobreconsolidada, por lo que se define que se trata de un estrato de arcilla rígida; según el criterio de Casagrande (1936).

Casagrande (1936) demostró que los valores de presión de preconsolidación (σ'_p) y OCR (relación de sobreconsolidación – Over Consolidation Ratio) influyen en características del suelo como su resistencia, la deformación y su potencial de compresibilidad.

El valor del OCR se establece con mayor frecuencia en pruebas de laboratorio en las que se aplica una carga incremental (ensayo edométrico o de consolidación) y con ello se grafica una curva de compresión para una muestra de suelo inalterado.

El método se basa en la relación entre la magnitud del esfuerzo geostático efectivo (σ'_{vo}) y el historial de esfuerzos al que ha sido sometido el suelo, el índice de sobre consolidación de los suelos OCR se puede definir en 4 clases, a seguir: suelos no consolidados ($OCR < 1.0$), suelos normalmente consolidados (OCR entre 1.0 y 1.5), suelos sobre consolidados (OCR entre 1.5 y 10.0) y finalmente, suelos muy sobre consolidados ($OCR > 10.0$).

Existen otros métodos para establecer el OCR de suelos cohesivos, ensayos de campo como el cono estático (CPT), el cual establece valores por medio de la estandarización de correlaciones derivadas entre métodos de campo y parámetros de OCR establecidos en el laboratorio.

Schmertman (1974) demostró que el OCR puede ser obtenido en base a la estimación de la resistencia al corte no drenado (S_u), su a partir de la data obtenida de ensayos CPT/CPTU.

Luego, Wroth (1988) proporcionó otras relaciones entre el coeficiente de sobre consolidación (OCR) y los tres parámetros que ofrece la prueba CPTu, como son: la resistencia en la punta del cono q_t , la fricción en el encamisado del cono f_t y finalmente, la presión de poro medida en el cono u_t .

Con lo antes descrito, según los criterios pre establecidos por Casagrande (1936) y los valores obtenidos en el ensayo CPTu, el último estrato de arcillas, al poseer un OCR que está entre 2 y 10, podemos definirlo como en estado sobre consolidado.

Esta arcilla rígida que presentó dificultad para la penetración al ensayo CPT y finalizó la prueba, sin embargo, cerca del CPT4, se realizó el sondeo P4 y describe que el estrato de arcilla de alta plasticidad (CH) rígida se extiende hasta una profundidad de 24 metros, la cual presentó 23 golpes/pie al ensayo SPT, este suelo posee humedad de 71% y límite líquido 73%, con un IP de 44%, este suelo pose 93% de finos.

Debajo del estrato anterior, subyace un pequeño estrato de arena gruesa de compacidad muy densa que presentó rechazo al ensayo SPT 80 golpes/pie faltando 3cm para culminar la prueba. Este estrato se extiende desde 24.45 hasta 25.35 metros de profundidad.

Finalmente, se realizó el esquema de perforación de rotación y se encontraron intercalaciones de pequeños estratos de arcillas duras y arenas limosas muy densas, hasta culminar en un estrato de grava limosa muy densa que se extiende desde 25.50 hasta 29.50 metros, terminando la exploración con un estrato de arena muy densa hasta 30 metros de profundidad.

3.2.3. Columna estratigráfica lado sur

El perfil levantado del lado izquierdo del río (costado sur), con la información obtenida de los sondeos PJ2, CPT5, P7 y P6, y que se presenta de manera resumida en los Anexos E, F, G, en adelante, nos muestran distintas potencias de

arcillas y arenas, siendo que para la descripción estratigráfica del suelo donde se encuentran las pilas del lado sur, describiremos los suelos definidos por el sondeo P6 realizado con método SPT.

Desde la superficie hasta 1,30 metros de profundidad se encontró una arcilla de consistencia firme, seguido por un estrato de arena con limo de compacidad suelta a medianamente densa con $N=4$ a 11 golpes/pie que se extiende hasta 4,35 metros de profundidad. Luego, subyace un estrato de arcilla de alto contenido orgánico de 1 metro de espesor.

Posteriormente, desde 5,40 metros de profundidad hasta 14,40 metros, se encuentra un banco de arena de características variables, con compacidades que van desde medianamente densa con $N=16$ golpes/pie en arena limosa (6 metros), hasta $N=27$ golpes/pie (8 metros) donde presenta compacidad densa en arenas bien graduadas que se extienden hasta 9 metros de profundidad, siguiendo con la descripción, encontramos arenas limosas medianamente densas hasta 14,40 metros de profundidad, con N (SPT) entre 16 y 20 golpes/pie.

A continuación, se encontró una potente capa de arcillas de características variables que se extiende hasta 29,40 metros de profundidad, este gran estrato de suelos cohesivos está compuesto por arcillas de distintas coloraciones de consistencias rígidas y muy rígidas, con N (SPT) de valores fluctuantes entre 10 y 25 golpes/pie.

Finalmente, la perforación termina habiendo encontrado un lecho de grava limosa que presenta rechazo al ensayo SPT, con 50 golpes/pie y rechazo en los primeros 9 cm de la prueba.

La columna se describe hasta 29,49 metros de profundidad.

3.2.4. Caracterización geotécnica lado sur

Como parte del análisis de interacción suelo-estructura, se realiza la modelación transversal para captar los registros sísmicos perpendiculares, así como deformaciones y considerando pila con cabeza libre.

La modelación y análisis de la Pila 1 ubicada en el lado Sur, utiliza los datos de las perforaciones que han recibido en todo el dossier técnico proporcionado por EMVIAL EP.

La vista superior de este levantamiento se muestra en la figura 3.4 obtenida de Google Earth, mientras que el detalle de la caracterización de manera gráfica puede apreciarse en la figura 3.5 así como de manera más detallada en el Anexo D, el detalle de los suelos y características se obtuvieron a partir de los datos de perforaciones obtenidos de la data inicial proporcionada por EMVIAL EP.



Figura 3.4 Vista satelital del corte transversal y sondeos para el levantamiento geotécnico, fuente: Google Earth. Elaborado por: Autores

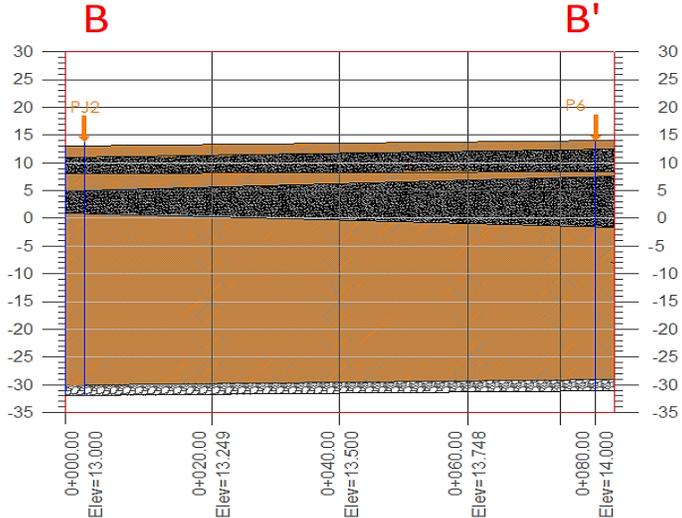


Figura 3.5 Perfil de suelo corte B-B', pila lado sur. Elaborado por: Autores

3.3. Clasificación de columna estratigráfica según NEC-15

A partir de las columnas estratigráficas descritas y del perfil de caracterización geotécnica que se ha detallado anteriormente, se ejecuta un análisis comparativo entre el levantamiento de caracterización geotécnica realizado para el sitio de estudio y las columnas estratigráficas tipo que determina la NEC-15.

La norma, en su sección sobre peligro sísmico, en la sección 3.2 “Geología Local”, acápite 3.2.1. “Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico” donde se definen seis tipos de perfiles de suelo presentados en la tabla 3.2. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015).

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 metros de suelo superiores del perfil encontrado para los suelos tipo A, B, C, D y E. Cabe recalcar que la mayoría de sondeos estuvieron cerca de alcanzar 30 metros de profundidad, solo el CPT4 tuvo una profundidad menor alcanzando 23,41 metros de profundidad, sin embargo, con ello igual podemos tener una idea macro de la disposición de la estratigrafía que domina el comportamiento del subsuelo en el área de estudio.

Tabla 3.2 Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente: NEC-15.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50 \text{ kPa}$

E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ kPa}$
F	F1 – Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2 – Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 – Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)	
	F4 – Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)	
	F5 – Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6 – Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Analizando la caracterización geotécnica realizada en el área de estudio, podemos notar claramente, que el suelo está compuesto principalmente por capas de arcillas blandas a rígidas, así como arenas de distinta compacidad, que van desde sueltas, pasando por medianamente densas hasta arenas densas.

En el lado norte del puente, el punto que puede caracterizar el ambiente donde se encuentran los pilotes lo representa el CPT4 y éste muestra la presencia de 4.5 metros de arcilla, debajo de este estrato, subyace un banco de 4.5 metros de arena (hasta 9 metros de profundidad) y desde ahí, hasta 23.41 metros de profundidad, hay un gran estrato de arcilla rígida.

En el lado sur, el punto de sondeo de referencia es el P6, el cual describe mayormente una intercalación de arcilla y arena en los primeros 5.5 metros de profundidad, luego subyace bajo esto un banco de arena de 9 metros de espesor (hasta 14.5 metros de profundidad) y finalmente se encuentra la presencia de un gran banco de arcilla hasta 29.4 metros de profundidad, se registra además el inicio de un lecho de grava a esta profundidad.

Con lo anteriormente expuesto, las columnas estratigráficas del lado norte y sur clasifican, comparando con los parámetros NEC-15 como suelos tipo D, al cumplir las condiciones de poseer resistencias no drenadas al corte superiores a 50 kPa.

3.4. Espectro de diseño a partir de tablas NEC-15

Para determinar el espectro elástico de respuesta del sitio, se requiere definir los coeficientes F_a , F_d y F_s , los cuales dependen del tipo de suelo y de la zona sísmica donde se encuentra el mismo, éstos se indican en la sección 3.2.2. de la NEC-15 y se detallan a continuación.

Considerando que ya se definió el perfil de suelo como Tipo D deberá determinarse la zona sísmica de un modo más específico para el sitio, esto se realiza a partir de la curva de amenaza sísmica para diferentes periodos estructurales en roca para la ciudad de El Guabo, Cantón El Guabo, Provincia de El Oro.

El manual de diseño AASHTO LRFD indica que deben usarse intensidades sísmicas realistas del movimiento del suelo para determinar las demandas sísmicas sobre los componentes estructurales.

Estos movimientos de suelo generalmente se eligen para tener un período de retorno de 1000 años. Este es el llamado “terremoto de diseño” (US Department of Transportation & Federal Highway Administration, 2014).

La curva de amenaza sísmica específica para el sitio se la obtuvo de la página del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN, 2022), a partir de esta curva de amenaza se determina a partir de la tasa anual de excedencia (10^{-3} 1/año).

Los interceptos con la curva del PGA y con la curva del periodo estructural de 0.1 segundos se obtienen los valores de factor Z específico y S_a para un periodo de retorno de 1000 años.

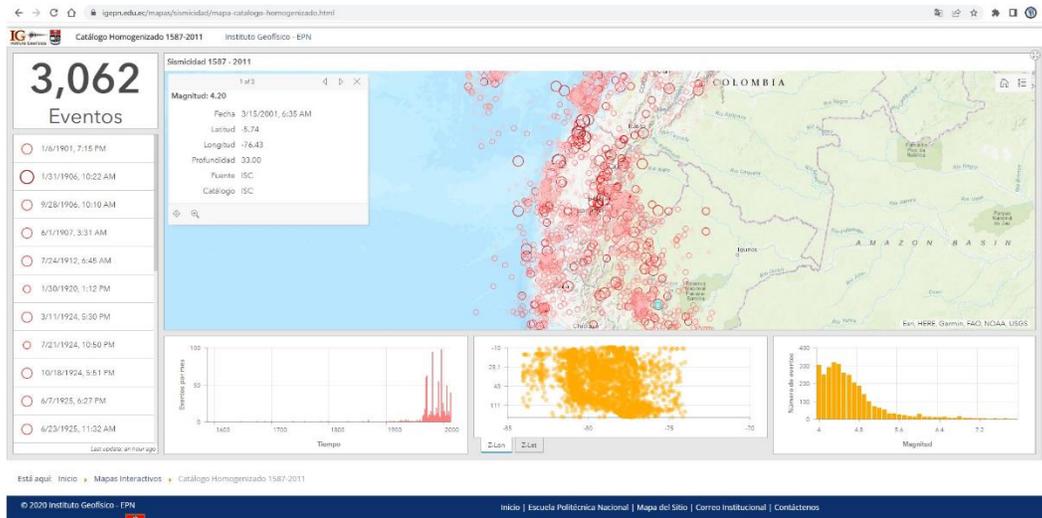


Figura 3.6 Catálogo homogenizado de eventos sísmicos. Fuente: IGEPN

La fuente sismogénica característica de acuerdo al catálogo sísmico homogeneizado 1587- 2011, el catálogo 2012 hasta la actualidad del IGEPN: BSSA2013, ISC-BASED, NEIC-BASED, los sismos más probables que generen los mayores daños son los de tipo intraplaca (fondo) con una magnitud máxima esperada de 7.5Mw con una profundidad entre 35 y 100 Km.

Se ha tenido como referencia el sismo del 9 de enero del 2011 de magnitud de 5.3Mw con una profundidad de 73Km, el sismo de mayor magnitud registrado en esa fuente sismogénica característica es el de fuente lejana de 1912 de magnitud 7.0Mw.

De acuerdo al catálogo sísmico del IGEPN, y los catálogos internacionales, entre el 2012 y la actualidad cerca de la zona de estudio se han registrado sismos de tipo cortical de magnitud menor a 4.2Mw a una profundidad entre 10 y 15 Km.

El puente se encuentra localizado en las coordenadas geográficas: -3.268, -79.866, y el centroide del espectro sísmico en roca se encuentra a una distancia de 8Km en la coordenada -3.24, -79.8.

Se considerará con un sismo de tipo de intraplaca de acuerdo a la fuente sismogénica característica de la zona, transmitido en un medio isótropo homogéneo dentro de un radio de 10Km de resolución espacial, de igual nivel de aceleración

sísmica en roca, el cual fue considerado para el escalamiento y obtención del registro historia tiempo del sismo característico.

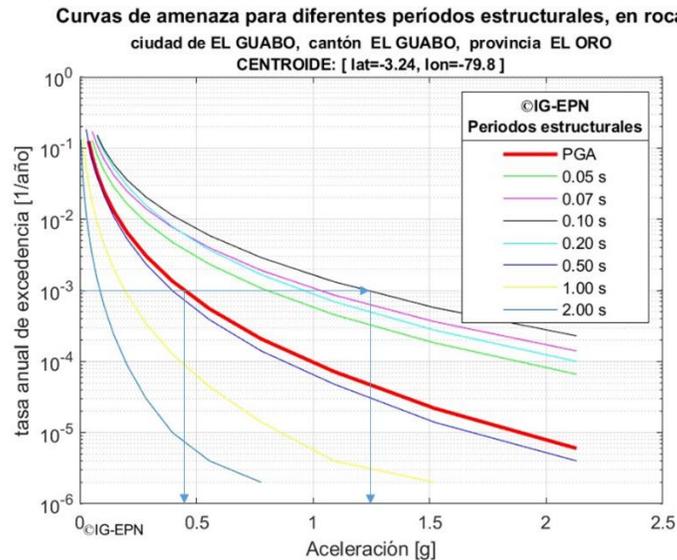


Figura 3.7 Curvas de amenaza para diferentes períodos estructurales para el Cantón El Guabo. Fuente: IGEPN

- S_a 1000años (T:0.1s) = 1.247
- $Z = 0.45$

Continuando con el análisis, como el medio de propagación es el basamento rocoso y según lo que indica NEC-15, debe desarrollarse también el espectro de respuesta en la roca, este espectro se lo definirá para un perfil de suelo tipo B, tomando en cuenta el espectro elástico de aceleraciones según lo indica la misma norma (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda & Cámara de la Industria de la Construcción, 2015).

Para obtener los coeficientes F_a , F_d y F_s con el factor Z determinado específico para el sitio ($Z=0.45$) se debe interpolar los valores que se han preestablecido en las tablas publicadas en la NEC-15, estos coeficientes están definidos para zonas de $Z=0.4$ y $Z=0.5$, entonces para obtenerse los valores correspondientes a los coeficientes para un factor $Z=0.45$ deberá interpolarse los valores de las tablas.

El coeficiente F_a amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio. La interpolación para determinación de este coeficiente se realizará para suelos tipo D

y tipo B, del factor Z de la zona (0.45) y se lo calcula a partir de la tabla 3.3 tomada de la NEC-15.

Tabla 3.3 Factores de sitio Fa. Fuente: NEC, 2015.

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 Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa

Continuando con el método de determinación de factores, los factores restantes, Fd y Fs se calculan con el mismo criterio de zona sísmica y tipos de suelo, interpolando los valores que están presentados en las tablas 3.4 y 3.5 de la NEC-15 y que se listan a continuación.

Tabla 3.4 Factores de sitio Fd. Fuente: NEC, 2015.

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	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 4 : Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

El coeficiente Fd corresponde al factor de amplificación de desplazamientos, mientras que el Fs considera el comportamiento no lineal de los suelos y la degradación del período fundamental del sitio, mismo que depende directamente de la intensidad y frecuencia del sismo además de los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 3.5 Factores de comportamiento inelástico F_s . Fuente: NEC, 2015.

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	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Tabla 5 : Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

A continuación, en la tabla 3.6 se tabulan los factores determinados para suelos tipo D y B, para la zona sísmica específica del sitio ($Z=0.45$).

Tabla 3.6 Determinación de Factores. Fuente: Autores

Tipo de suelo	Factores la zona sísmica $Z=0.45$				
	F_a	F_d	F_s	η	r
Suelo D	1.16	1.14	1.34	2.75	1
Suelo B (roca)	1	1	0.75	2.75	1

Continuando con el proceso de análisis, se debe determinar, para los dos tipos de suelo, el espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), el cual depende del período o modo de vibración de la estructura, el mismo que actúa dentro del periodo fundamental de la estructura (T).

El periodo fundamental de la estructura (T), tiene dos etapas de ocurrencia, T_0 que es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño y T_c que define el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Todo esto expresado en correlación al factor Z (0.45), el cual define la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

La NEC-15 define las ecuaciones con las que se pueden calcular los factores T_0 y T_c . Para el valor de Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño T_0 ; y, para el valor de Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño T_c debe utilizarse las ecuaciones descritas en la tabla 3.7.

Tabla 3.7 Valores de T_0 y T_c para suelo tipo D y B para $Z=0.45$. Fuente: Autores

	Suelo D	Suelo B
$T_0 = 0.10 F_s \frac{F_d}{F_a}$	0.132	0.075
$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a}$	0.724	0.413

En la tabla 3.7, además de las relaciones de cálculo de los periodos, se muestran los resultados aplicando los valores determinados de los factores F_a , F_d y F_s que se definieron anteriormente.

Finalmente, los valores calculados de **Sa** se definen en la tabla 3.8 donde además se expresan las funciones que corresponden a cada rango del periodo fundamental de vibración de la estructura (T), donde se definen valores inferiores al período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_0), los valores de T_0 y T_c ya definidos en la tabla 3.7.

Finalmente, los valores del periodo fundamental que son mayores a período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño (T_c).

Las funciones que gobiernan el espectro elástico se definen en la NEC-15 y se presentan en la figura 3.8, a partir de las funciones dadas en la norma y de los factores F_a , F_d y F_s ya definidos anteriormente.

Además, los valores del periodo fundamental de la estructura T , el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño T_0 y T_c que define el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones, el factor Z y demás parámetros, que intervienen en el

proceso de cálculo, se ha definido los espectros de respuesta elástica para la roca (suelo tipo B) y de la zona de amplificación (suelo tipo D).

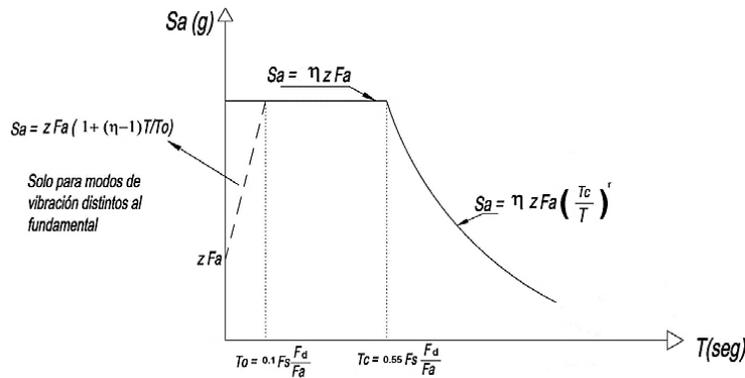


Figura 3.8 Funciones para calcular el espectro de diseño. Fuente: NEC-15

De este modo, el espectro elástico de respuesta se representa en la figura 3.9 la cual se grafica a partir de los valores calculados presentados en la tabla 3.8 para los tipos de suelo D y B que corresponden al caso de estudio.

Tabla 3.8 Cálculo de espectros de diseño (Sa). Elaboración: Autores

Rango	Función	Suelo tipo B		Suelo tipo D	
		T (seg)	Sa (g)	T (seg)	Sa (g)
$T < T_0$	$Z F_a$	0	0,522	0	0,4531
$T_0 \leq T \leq T_c$	$\eta Z F_a$	0,132	1,437	0,075	1,247
		0,724	1,437	0,413	1,247
$T > T_c$	$\eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$	0,8	1,301	0,5	1,029
		0,9	1,156	0,6	0,857
		1	1,041	0,75	0,686
		1,25	0,832	0,95	0,541
		1,5	0,694	1,25	0,412
		1,75	0,595	1,75	0,294
		2	0,520	2	0,257
		2,25	0,462	2,25	0,229
		2,5	0,416	2,5	0,206
		2,75	0,378	2,75	0,187
		3	0,347	3	0,171
		3,25	0,320	3,25	0,158
		3,5	0,297	3,5	0,147
		0	0,522	0	0,4531

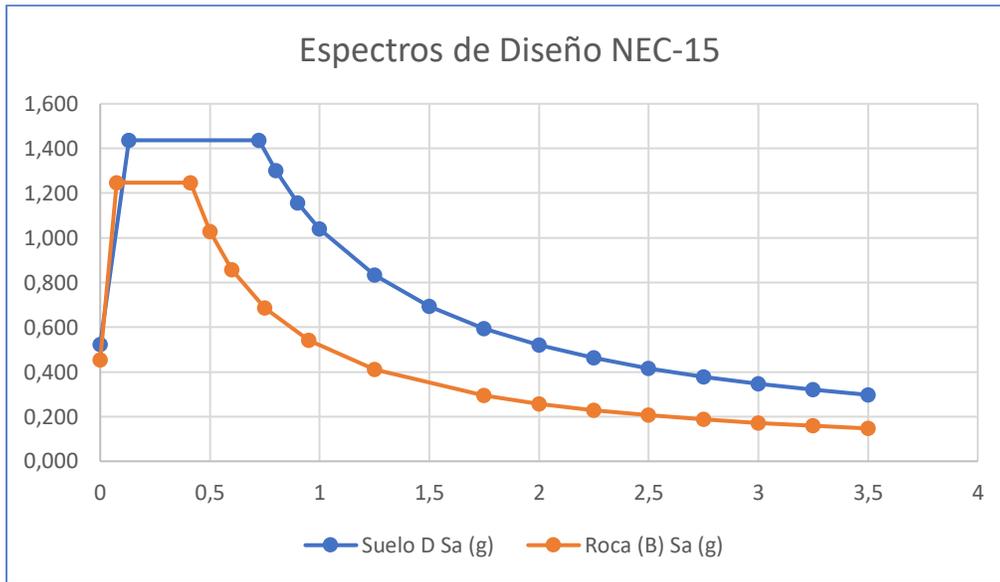


Figura 3.9 Espectros de diseño para suelos tipo D y B a partir de factores NEC-15.
Elaborado: Autores

3.5. Espectro de diseño a partir de curva de amenaza sísmica

Para elaborar el espectro de diseño es necesario recurrir a la curva de amenaza sísmica del sitio y verificar los valores que se obtienen para una tasa anual de excedencia de 10^{-3} 1/año (periodo de retorno 1000 años).

Tomando en cuenta los diferentes periodos estructurales presentados en la gráfica y tomando los valores de los interceptos de la tasa anual de excedencia para un periodo de retorno de 1000 años para determinar así las aceleraciones (S_a) para cada valor de periodo estructural.

La curva de peligro sísmico se obtiene de la página del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN, 2022) y se utiliza la curva del sitio específico de estudio, para este proyecto se ha utilizado la curva de amenaza en roca para la ciudad de El Guabo, cantón El Guabo, provincia de El Oro.

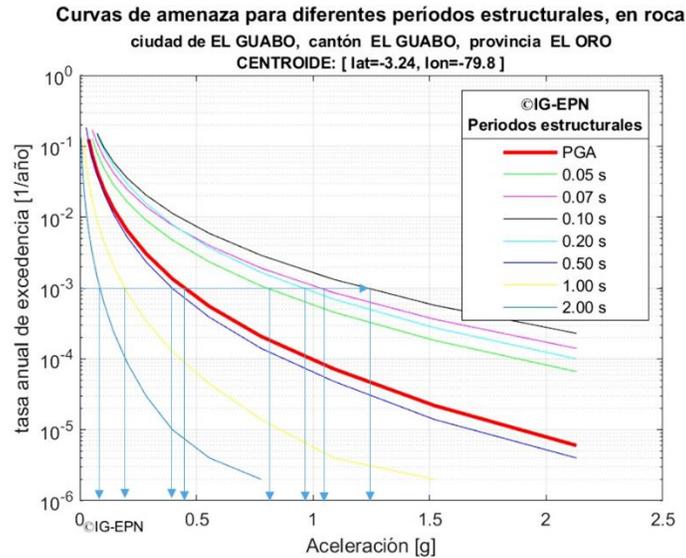


Figura 3.10 Curva de amenaza sísmica para el cantón El Guabo. Fuente: IGEPN

Como puede apreciarse en la figura 3.10, a partir de la tasa anual de excedencia para un periodo de retorno de 1000 años se han determinado los valores de aceleración que se tabulan a continuación.

Tabla 3.9 Espectro de diseño a partir de curvas de amenaza. Fuente: IGEPN, Elaboración: Autores

Espectro en roca (Tipo B)	
T (s)	Sa (g)
0.00	0,450
0,05	0,800
0,07	1,050
0,10	1,247
0,20	0,950
0,50	0,400
1,00	0,225
2.00	0,115
3.00	0,100

Finalmente, la gráfica del espectro de diseño se elabora a partir de los valores obtenidos en la tabla 3.9 y se presentan a continuación.

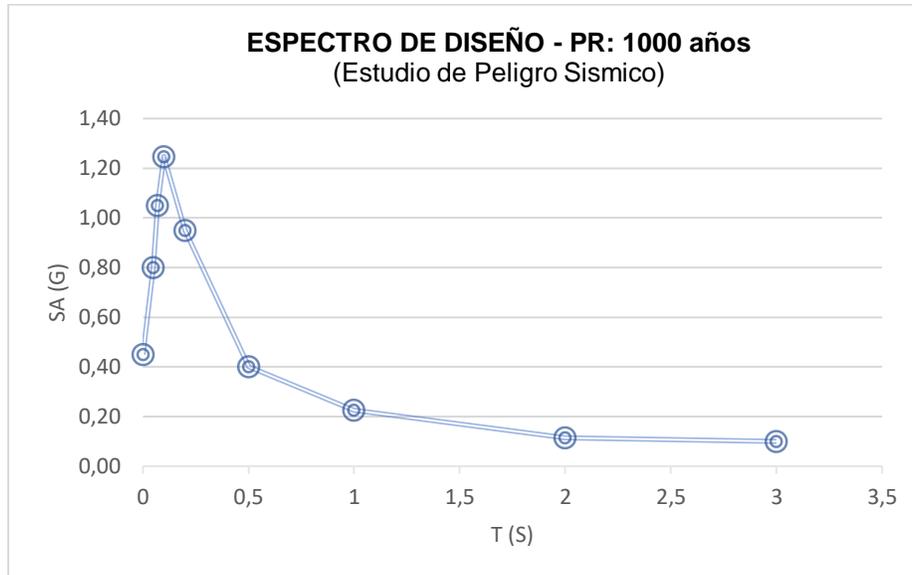


Figura 3.11 Espectro de diseño en roca diseñado a partir de curvas de amenaza sísmica del sitio proporcionada por el IGEPN. Elaborado: Aurores

3.6. Diseño del puente

El diseño del puente fue proporcionado por el GAD Provincial de El Oro, de los documentos obtenidos se utilizó los datos relevantes para poder determinar la metodología utilizada para el diseño, las cargas gravitacionales, factores de seguridad, etc. Posteriormente, con esto, se realizó la modelación de la cimentación para la ejecución de las inclusiones por medio de Plaxis 2D.

De acuerdo al estado del arte actual del conocimiento, existen instrumentos técnicos normados que incluyen metodologías para el análisis de interacción suelo estructura los cuales son referencia inicial para el planteamiento de la problemática y necesidad de abordar esta investigación, entre ellos tenemos:

- FEMA 440, 2005, NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program), "Improvement of Non-Linear Static Seismic Analysis Procedures".
- ASCE/SEI 41-06, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE, 2007)
- ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (ATC, 1996).
- ASCE 4-98, Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and
- Commentary (ASCE, 1998).

- FEMA P-750, NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (FEMA, 2009).
- ASCE/SEI 7-10, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- PEER Report No. 2010/05, Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings (PEER, 2010).
- NIST (National Institute of Standards and Technology) 12-917-21: Soil-Structure Interaction for Building Structures.

La normativa ecuatoriana, en referencia a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), respecto del diseño de cimentaciones profundas cita que “Las deformaciones permanentes o temporales por condición de carga que incluyan efectos sísmicos, podrán estimarse por medio de modelos pseudoestáticos”.

Así mismo, la NEC-15 indica que “aplicando modelos de vigas continuas con resortes no lineales horizontales que caractericen el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, mediante curvas p-y, siguiendo las recomendaciones de Reese, L.C. y Van Impe, W.F. (2001), tomando en cuenta la interacción inercial del sistema conformado por pilote-suelo-cabecal y que incluya además el comportamiento no lineal (curvas estructurales de comportamiento del pilote, momento-curvatura) del grupo de pilotes.”

De acuerdo a Gazetas (1984), Novak (1991), y Pender (1993), la respuesta sísmica de pilotes está definida por 3 zonas principales:

- Zona superficial, la cual se encuentra hasta aproximadamente 8 veces el diámetro del pilote la cual está dominada por efectos inerciales
- Zona intermedia, entre la zona superficial y profunda, la cual tiene efectos cinemáticos e inerciales.
- Zona profunda la cual se extiende entre 12 a 15 veces el diámetro del pilote, dominado por efectos cinemáticos.

De acuerdo a lo que establece la NIST (National Institute of Standards and Technology), cuando los cimientos de los edificios están soportados por pilotes, el problema de la interacción cinemática se complica por la influencia de los pilotes en la propagación de las ondas debajo de los cimientos, y también por la posibilidad de

que el suelo se asiente lejos de la base de la estructura soportada por pilotes, formando una brecha.

El problema interacción cinemática suelo-estructura es complejo y no existen modelos de ingeniería bien calibrados, por lo que cada análisis debe ser particular.

La intención de esta investigación es definir una metodología que permita modificar los espectros de respuesta en campo libre a uno que incluya los efectos de interacción cinemática con la estructura a través de la determinación de una función de transferencia que modifique los espectros de respuesta y los registro historia aceleración – tiempo.

3.6.1. Cargas gravitacionales del diseño original del puente

El diseño estructural del puente, considerando las cargas por peso propio, las cargas móviles y cargas sísmicas, consideran la descarga vertical siguiente que se presenta en la tabla 3.10, los valores que se presentan fueron obtenidos del documento general de descripción del puente, proporcionado por el GAD Provincial de El Oro.

Tabla 3.10 Descargas verticales del puente

DESCARGAS VERTICALES (ton)			
APOYO	ABSCISA	COMBINACIONES DE CARGA	
		GRUPO I	GRUPO VII
Estribo E1	64+822,50	1414,149	1246,939
Pila P1	64+862,50	2689,396	2248,608
Pila P2	64+947,50	2689,396	2248,608
Estribo E2	64+987,50	1414,149	1246,939

Grupo I: Combinación de CM+CV+E

Grupo VII: Combinación de CM+E+EQ

Con las cargas detalladas, se realizará el análisis dinámico suelo estructura, de la Pila P1, en su sentido longitudinal y transversal.

Para la presente investigación, con la finalidad de realizar un análisis comparativo se tomarán las mismas cargas, las cuales son transmitidas a través de pilotes a estratos de mayor resistencia; considerando el mismo diseño de cimentación, y se evaluará a nivel de capacidad y deformaciones la inclusión de efectos de interacción.

Un análisis estático de interacción Suelo – Pilote ante cargas gravitacionales, mide el desempeño por capacidad de carga y deformación del suelo de contorno, asociado a la deformación como cuerpo rígido de la estructura.

Con el mismo criterio ante cargas sísmicas, el sistema funciona a través de un mecanismo de transferencia de cargas el cual es controlado principalmente por el desplazamiento del suelo, influenciado principalmente por las propiedades dinámicas del mismo que permiten desarrollar comportamientos no lineales en dependencia de sus deformaciones y las cargas cíclicas recibidas.

Tanto para análisis acoplados y no acoplados los parámetros geodinámicos, se calibraron para que representen la degradación y comportamiento no lineal del suelo el cual considera el incremento del amortiguamiento y reducción de la rigidez.

Los análisis de interacción suelo estructura consideran las excitaciones rotacionales, torsión y de desplazamientos de la cimentación, que influyen en los desplazamientos de la superestructura.

Por esta razón es importante entender que la respuesta del sistema suelo – estructura, no puede ser analizada de forma excluyente, debido a que los esfuerzos que transmite el suelo a la estructura, así como la estructura al suelo son dependientes del uno con el otro, por lo que análisis acoplados deben ser obligatorios para los diseños por desempeño sísmico de estructuras.

3.7. Procedimientos para incluir efectos ISE

Para realizar la consideración de los efectos de ISE es realizando la superposición de efectos, mediante la utilización de resortes lineales y helicoidales, mismos que puedan simular la rigidez del suelo circundante, estos se encuentran en serie con la rigidez de la estructura y mediante el cual obtenemos al final, la rigidez equivalente

de un sistema de nueva estructura con empotramiento en la base, el cual toma en cuenta efectos de cimentación flexible, que también considera el cambio de la respuesta estructural en el diseño sísmico debido a efectos de ISE.

La superposición de estos efectos debe realizarse como se ha detallado anteriormente, es decir, tomando por separado los efectos producidos por la interacción cinemática y los producidos por la inercial, los mismos que al final se sumarán para estimar la interacción total que afecta al sistema estructural.

Para la estimación de las rigideces rotacionales y traslacionales, debe tomarse en consideración las ecuaciones propuestas por FEMA440 (Federal Emergency Management Agency, 2005) , ya que guardan relación directa con el estudio de la presente investigación, ya que incluyen los efectos de ISE con los siguientes criterios para procedimientos de análisis no lineales estáticos.

- Introducir la flexibilidad al sistema suelo-cimentación (efectos que producen una cimentación flexible).
- Filtrar los movimientos que el suelo transmite a la estructura (efectos cinemáticos).
- Determinación de las respuestas elásticas e inelásticas producidas por la interacción (deformaciones y efectos inerciales).
- Cálculo de la disipación de la energía desde el sistema suelo-estructura por medio de la emisión de ondas y el amortiguamiento histerético (efectos de amortiguamiento de la cimentación).

3.7.1. Inclusión de efectos de Interacción cinemática

La interacción cinemática resulta de la presencia de elementos de cimentación relativamente rígidos sobre o en el suelo que provocan que los movimientos de la cimentación se desvíen de los movimientos de campo libre.

Los movimientos que el suelo transmite a la base de una estructura, pueden diferir de las vibraciones ocurridas en campo libre, esto es debido al promedio de la variación de movimientos del suelo que se transmiten a través de una losa de cimentación, la dispersión de las ondas y los efectos de empotramiento.

Estos efectos se denominan “efectos de interacción cinemática”, y tienden a ser importantes para edificios con períodos fundamentales relativamente cortos (es decir, períodos $< \sim 0.5$ segundos), para grandes dimensiones en planta o sótanos incrustados a 3 metros o más en materiales del suelo (FEMA 440, 2005).

Comúnmente se identifican dos efectos: el “efecto promediado” de la losa base y los “efectos de empotramiento”. El “efecto promediado” de la losa base se puede visualizar distinguiendo la diferencia entre el movimiento instantáneo que habría ocurrido dentro de la estructura en ausencia del basamento y que el movimiento producido debajo de sus cimientos no es el mismo en todos los puntos.

La colocación de una estructura y una base a través de estos movimientos espacialmente variables produce un efecto de promedio en el que el movimiento general es menor que los máximos localizados que se habrían producido en el campo libre.

El efecto de empotramiento está asociado con la reducción del movimiento del suelo que tiende a ocurrir con la profundidad de los estratos de depositación del área donde se encuentra la estructura.

Tanto el efecto promediado como el empotramiento de la losa de base afectan el carácter del movimiento a nivel de cimentación de una manera que es independiente de la superestructura (es decir, la porción de la estructura por encima de la cimentación), con una excepción. Los efectos dependen en gran medida del período y se maximizan en períodos pequeños.

Los efectos se pueden visualizar como un filtro aplicado a los componentes de alta frecuencia (período corto) del movimiento del suelo en campo libre. El impacto de esos efectos en la respuesta de la superestructura tenderá a ser mayor para los edificios de corta duración. (FEMA 440, 2005).

Se puede utilizar un factor de relación de espectros de respuesta (RRS) para representar los efectos de interacción cinemática. Un RRS es simplemente la relación de las ordenadas espectrales de respuesta que se transmiten hacia la base (es decir, el movimiento de entrada de la base, FIM) respecto de las ordenadas espectrales de campo libre (FEMA 440, 2005).

El efecto promediado en las losas de cimentación se produce prácticamente todos los edificios y este ocurre en losas de cimentación o en zapatas corridas, inclusive si no son zapatas corridas en ambas direcciones.

El único caso en el que se puede desprestigiar el factor promedio RRS es en una edificación sin un sistema de cimentación conectado lateralmente y con diafragmas flexibles de piso y techo.

Deben considerarse los efectos de empotramiento de cimientos para edificios con sótanos. Estos efectos no deben considerarse para edificios sin sótanos, incluso si las zapatas están empotradas.

Los efectos de empotramiento tienden a ser significativos cuando la profundidad de los sótanos es mayor de aproximadamente 3 metros (FEMA 440, 2005).

3.7.2. Inclusión de efectos de Interacción inercial

La inercia desarrollada en una estructura vibrante da lugar a un cortante, generación de momentos y torsión de la base en la interfaz del suelo de la cimentación; y, estas cargas a su vez causan desplazamientos y rotaciones de la estructura en relación al campo libre.

Estos desplazamientos y rotaciones relativos solo son posibles debido a su interacción con el suelo, lo que puede contribuir significativamente al incremento de la flexibilidad estructural en algunos casos.

Además, la diferencia entre el movimiento de entrada de la cimentación y el movimiento en campo libre da lugar a la disipación de energía a través del amortiguamiento de la radiación y la amortiguación del suelo histerético; y, esta disipación de energía afecta la amortiguación general del sistema (FEMA 440, 2005).

Dado que estos efectos están ligados a la inercia estructural, se denominan efectos de interacción inercial, en contraste con los efectos de interacción cinemática sobre los que se habló en el acápite anterior.

En la literatura sobre los efectos de ISE, la rigidez de la cimentación y los efectos de amortiguación se describen a menudo en términos de una función de

impedancia. La función de impedancia debe tener en cuenta la estratigrafía del suelo, la rigidez y geometría de la cimentación; y, normalmente se calcula utilizando propiedades lineales equivalentes apropiadas del suelo para las deformaciones cortantes dinámicas in situ (FEMA 440, 2005).

3.7.3. Procedimientos para selección y escalamiento de sismos para evaluación cinemática

Como ya se definió anteriormente, los factores que determinan la intensidad de un movimiento sísmico son, la distancia del punto de ruptura a la fuente, la magnitud del sismo, la geometría y dimensiones de la ruptura, la orientación de la falla y el tipo de falla, la relación de atenuación en el medio de propagación de la onda sísmica, factores del sitio como por ejemplo el tipo de suelo existente en la superficie.

Para realizar el análisis dinámico de las estructuras, los programas de simulación someten a éstas a un conjunto de movimientos sísmicos asociados con ciertos periodos de recurrencia.

Para desarrollar el análisis dinámico, se necesita recabar información que describa las características relevantes del movimiento del terreno, la misma que puede encontrarse en los registros de aceleraciones causadas por sismos, estos registros se denominan “acelerogramas”.

Los acelerogramas son registros que agrupan datos de las aceleraciones producidas en el terreno debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico. El registro de la aceleración se lleva a cabo mediante la recepción de las ondas sísmicas en equipos especiales llamados acelerógrafos, estos equipos se encuentran instalados en lugares donde se espera la ocurrencia de sismos de magnitudes importantes.

3.7.4. Consideración de efectos de sitio

En DeepSoil (Software Libre, desarrollado por la Universidad de Illinois at Urbana – Champaign: para análisis lineales equivalentes 1D, y respuesta de sitio no lineales), se realizó el análisis de efecto de sitio con la consideración de los parámetros

geomecánicos y geodinámicos del subsuelo, desde su fuente de ruptura, límite de semiespacio con V_s de 760 m/seg (Sismo Escalado en Roca de acuerdo al mapa de peligro sísmico de la NEC – sector la Iberia) y su escalamiento hasta campo libre (superficie).

Los análisis dinámicos se realizaron considerando el registro historia-tiempo de aceleración del sismo de Kobe escalado mismo que guarda las condiciones sismogénicas del sector la Iberia, el cual para los análisis desacoplados se definió en campo libre de acuerdo a los registros obtenidos del DeepSoil y en modelación acoplada (Plaxis 2D), se definió en la base del semiespacio, con la finalidad de captar el comportamiento no lineal del suelo.

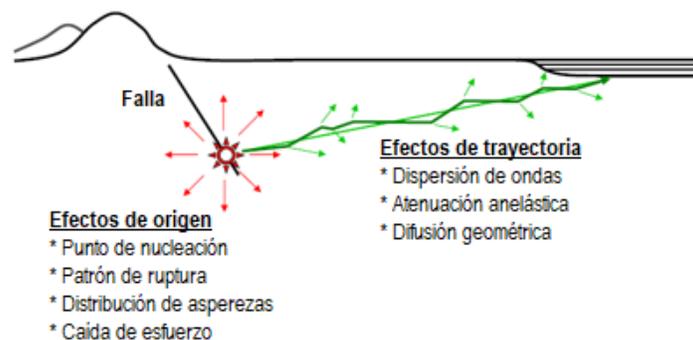


Figura 3.12 Ocurrencia de los movimientos sísmicos. Elaborado: Autores

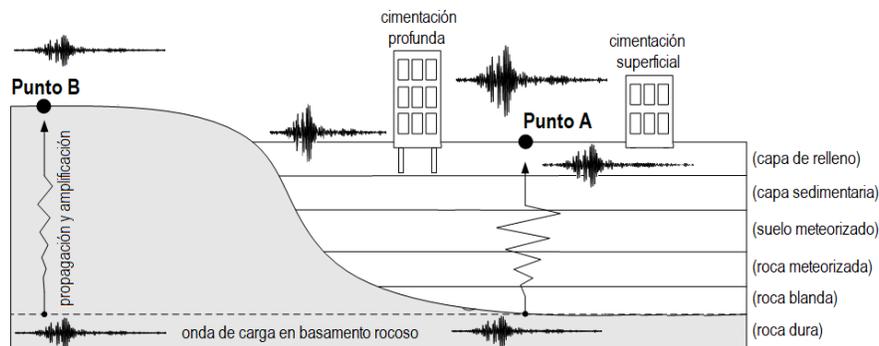


Figura 3.13 Transmisión y amplificación de ondas sísmicas. Elaborado: Autores

El sismo de entrada para el análisis cinemático debe ser el propagado por el basamento del estrato de suelo, este debe ser un registro sísmico interno propagado en roca, los sismos internos o de afloramientos rocosos no son iguales debido a las condiciones de cada lugar, su geología, geometría y condiciones de contorno.

En el sitio de análisis se ha considerado un basamento de rocoso clasificado como suelo tipo B según indica las condiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.

Para obtener el sismo de ingreso para el análisis, se requiere realizar la búsqueda de acelerogramas que se puedan utilizar para el análisis cinemático de la estructura se realiza por medio de páginas especializadas que poseen la recopilación de datos sísmicos y que son de fácil accesibilidad.

A partir de ciertas condiciones como la distancia a la fuente, la estimación de la onda de corte del suelo (en el caso de este proyecto, roca), se pueden buscar sismos específicos de estas características para posteriormente escalarlos al espectro elástico del sitio que ya se ha determinado.

La NEC-15 indica que deben seleccionarse un mínimo de siete (7) registros de aceleraciones sismológicamente compatibles con las magnitudes de momentos sísmicos.

La distancia esperada para el sitio y que deben ser pasados por un proceso de escalamiento de tal manera que la mediana de los registros debe ser aproximada en el rango del período de interés a partir del espectro en roca tipo B, ya anteriormente determinado y siendo el objetivo de la búsqueda en la página del PEER.

En la página “Peer Ground Motion Database” del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico, perteneciente a la universidad de Berkeley (Berkeley University, 2022), la cual provee herramientas para la búsqueda, selección y descarga de datos de movimiento del suelo.

Los datos que se descargan se encuentran sin escalamiento, sin embargo, la misma página provee una herramienta que permite escalar estos sismos a los espectros objetivo que se requiera.

Para determinar la respuesta dinámica del suelo es necesario realizar la selección de registros sísmicos característicos del mismo tipo de mecanismo de falla

geológica, los cuales sean compatibles con el espectro de respuesta uniforme en roca determinado como espectro objetivo y anteriormente ya calculado.

Para esto, la página del PEER nos ofrece la opción de búsqueda directa de sismos que tengan similitud con el espectro objetivo que se cargue en la página, de este modo, se obtuvieron los resultados de los sismos con los que se realizó el análisis dinámico de la estructura.

De este modo, luego del proceso de búsqueda y escalamiento, se encontraron 100 sismos que cumplen con las condiciones de búsqueda, de los que se han escogido una docena sismos, los cuales cumplen con la condición de ser de ocurrencia cortical (strike slip), poseer magnitudes entre 5 y 8, y que ocurren en medios con velocidades de corte entre 200 y 1500 m/s.

Se presentan los resultados de selección tabulados, si bien es cierto, el perfil de suelo de roca tipo B según indica la norma NEC-15, se define como que poseen perfiles de onda de cortante $1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$, sin embargo, este rango restringe mucho los resultados de búsqueda, por ello, se ha considerado también registros sísmicos menores de 760 m/s y obtener así, mayor cantidad de datos sísmicos que puedan ser procesados y verificar su utilidad.

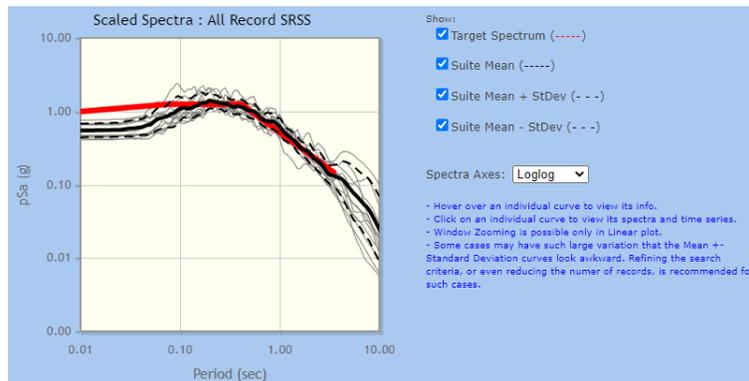


Figura 3.14 Gráficos de los acelerogramas respecto del espectro objetivo. Fuente: PEER

A partir de los sismos encontrados se seleccionó lo más similares al espectro objetivo para elaborar el gráfico 3.14 donde se puede apreciar la cantidad de sismos similares de tipo cortical con los que puede trabajarse en modelaciones para analizar análisis de tipo cinemático.

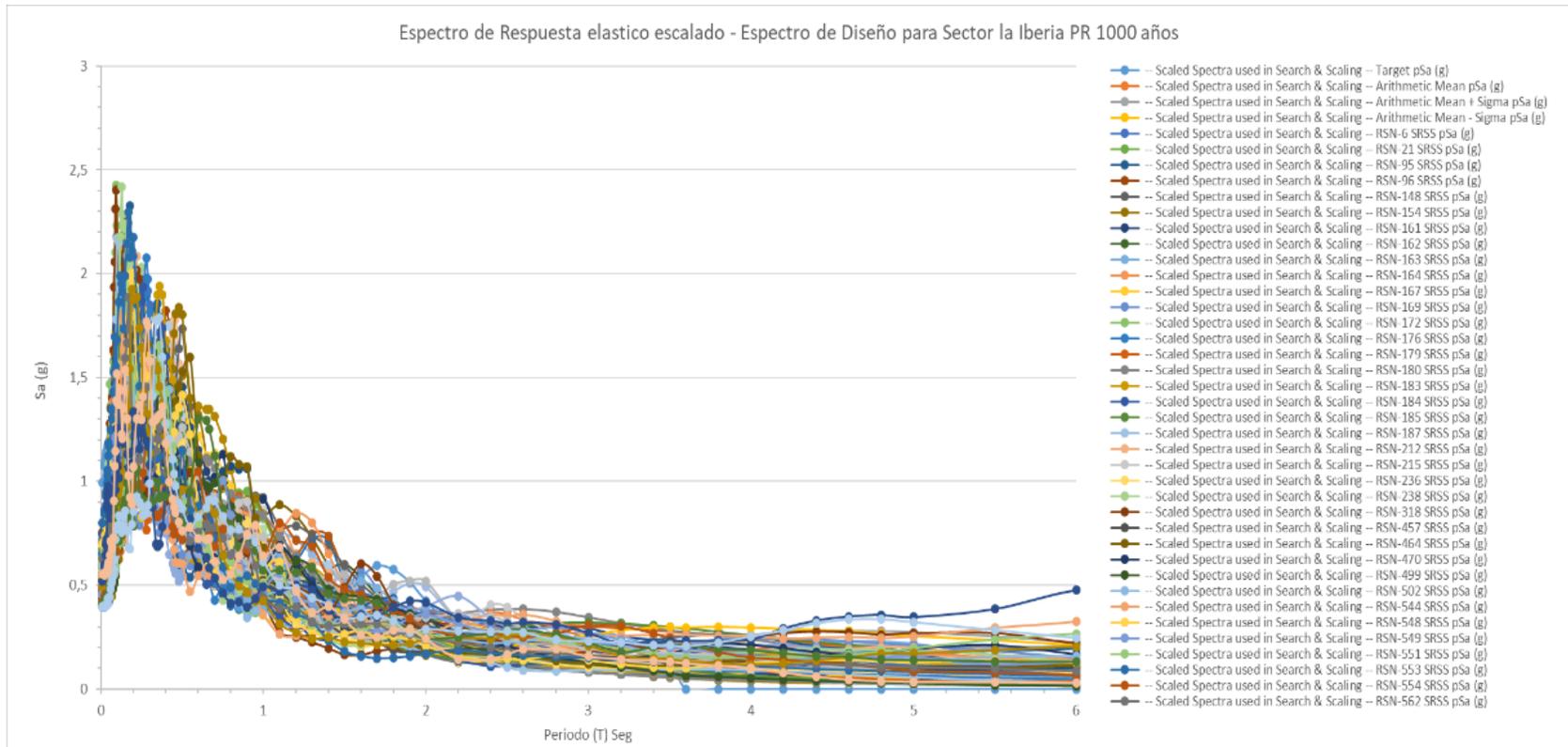


Figura 3.15 Gráficos de los acelerogramas escalados respecto del espectro objetivo. Elaborado: Autores

A partir de los acelerogramas base, se los escaló a detalle mediante la utilización de Deepsoil V7 respecto del espectro de diseño y se analizándolos individualmente se procedió a seleccionar un grupo de ellos para el análisis más a detalle, como se indicó anteriormente la NEC-15 indica que deben analizarse al menos 7 sismos, para esta investigación se seleccionaron 12 para ser analizados individualmente.

Tabla 3.11 Registros sísmicos seleccionados. Fuente: PEER, Elaborado: Autores

Ítem	Evento	Año	Estación	Magnitud	Rjb (km)	Rrup (km)	Vs 30 (m/s)
1	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #8	6,53	3,86	3,86	206,08
2	Livermore-01	1980	San Ramón Fire Station	5,8	15,84	17,93	384,47
3	Westmorland	1981	Superstition Mtn Camera	5,9	19,26	19,37	362,38
4	Morgan Hill	1984	San Juan Bautista, 24 Polk St.	6,19	27,15	27,15	335,50
5	Landers	1992	North Palm Springs	7,28	26,84	26,84	344,87
6	Kobe, Japón	1995	Tadoka	6,9	31,69	31,69	312,00
7	Kocaeli, Turquía	1999	Arcelik	7,51	10,56	13,49	523,00
8	Duzce, Turquía	1999	Bolu	7,14	12,02	12,02	293,57
9	Chi-Chi, Taiwan 04	1999	CHY074	6,2	6,02	6,2	553,43
10	Tottori, Japón	2000	SMN015	6,61	9,1	9,12	616,55
11	Parkfield-02, CA	2004	Parkfield-Vineyard Cany 6W	6,0	13,33	13,7	392,24
12	El Mayor-Cucapah, México	2010	El Centro Array #10	7,2	19,36	20,05	202,85

Una vez verificada la cercanía de los sismos seleccionados con el espectro objetivo, se procedió a realizar elementos de escalamiento individual para verificar una mejor exactitud en la calidad de datos.

Este procedimiento se realizó en Deepsoil v7, software de uso libre que permite aplicar varias consideraciones como la inclusión de las características de los estratos de suelo que conforman la columna estratigráfica del sitio, así, se consideran mejor los efectos de sitio.

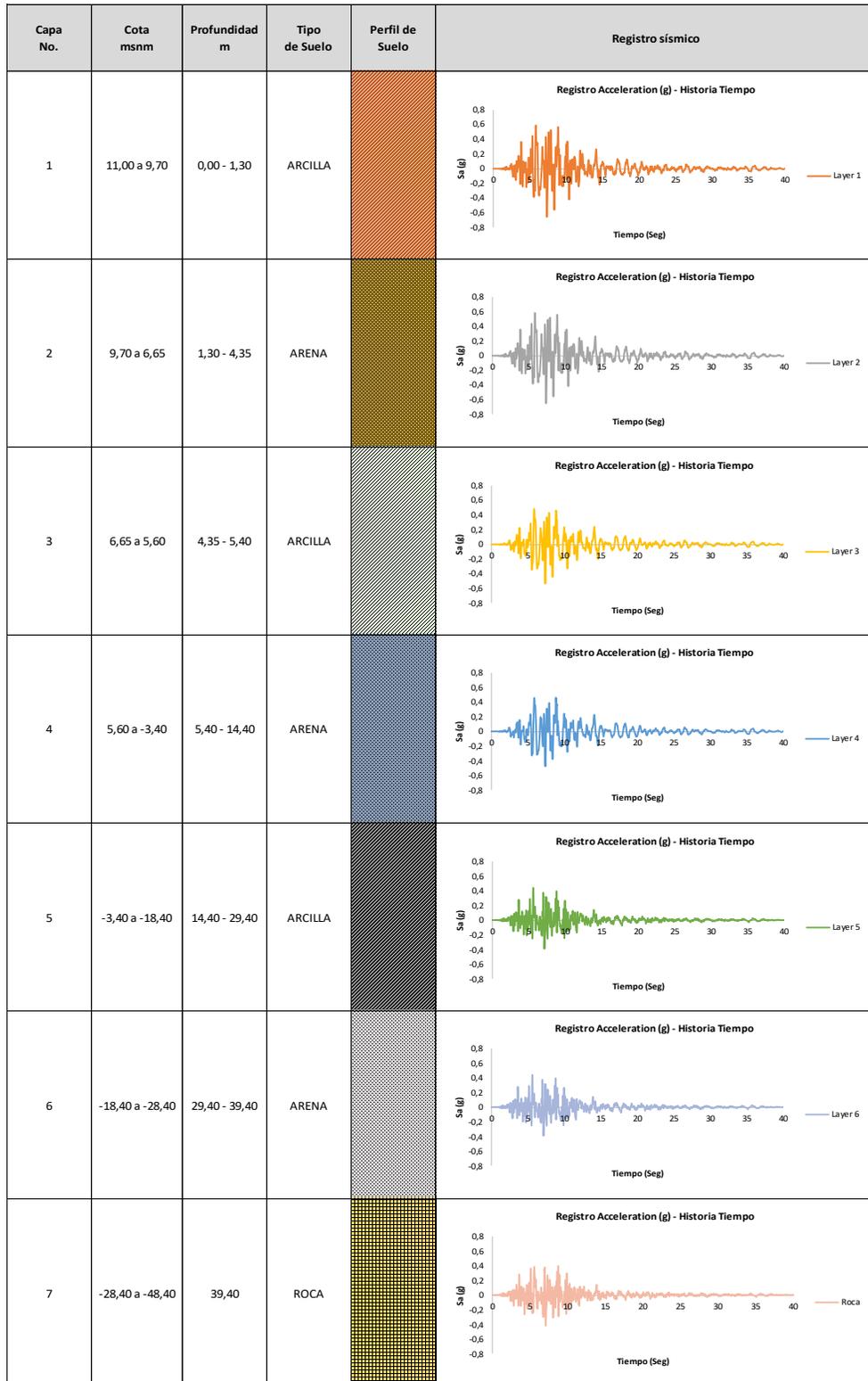


Figura 3.16 Comportamiento de las ondas del semiespacio de amplificación del área de estudio. Elaborado: Autores

Para la selección de sismos de diseño se consideraron parámetros de movimiento del Suelo con similares características del medio, las cuales incluyan: Régimen Tectónico, Distancia fuente – sitio, Condiciones de Sitio, Magnitud, y efectos de falla cercana, que incluyan las consideraciones con la cual se desarrolló las leyes de atenuación y peligro sísmico en la zona.

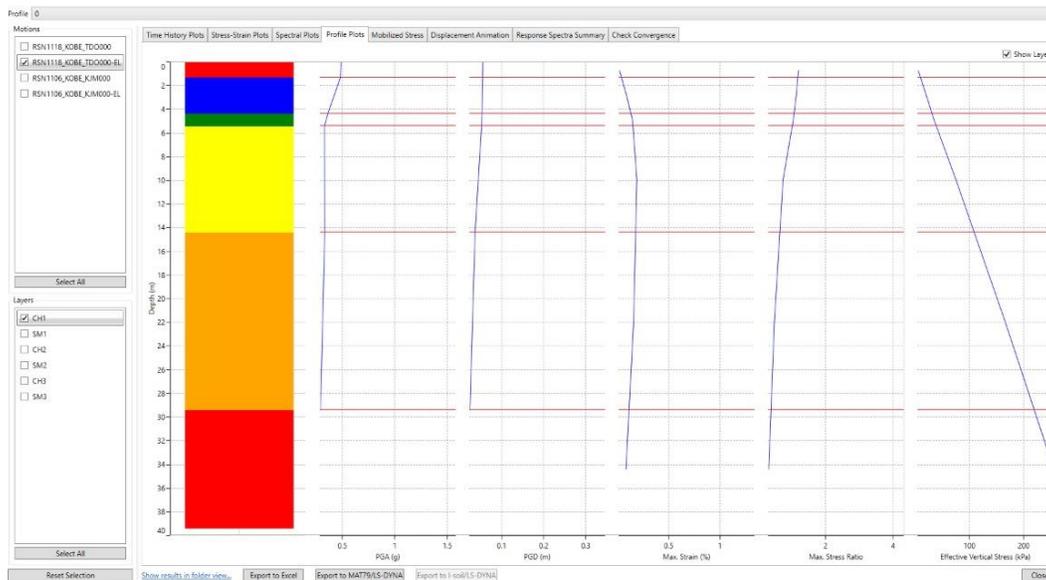


Figura 3.17 Disposición estratigráfica para escalamiento de sismos. Fuente: DEEPSOIL v7, Elaborado: Autores

Finalmente, se determinó que el terremoto de Kobe (1995), estación Tadoka, con código RSN 1118 es el que mejor se ajusta el espectro objetivo, por lo que es con este sismo que se realizó el escalamiento para obtener el acelerograma con el que se realizará el análisis dinámico, por medio de DEEPSOIL v7, se realizó el ajuste escalamiento y el resultado del mismo puede apreciarse en la figura a continuación.

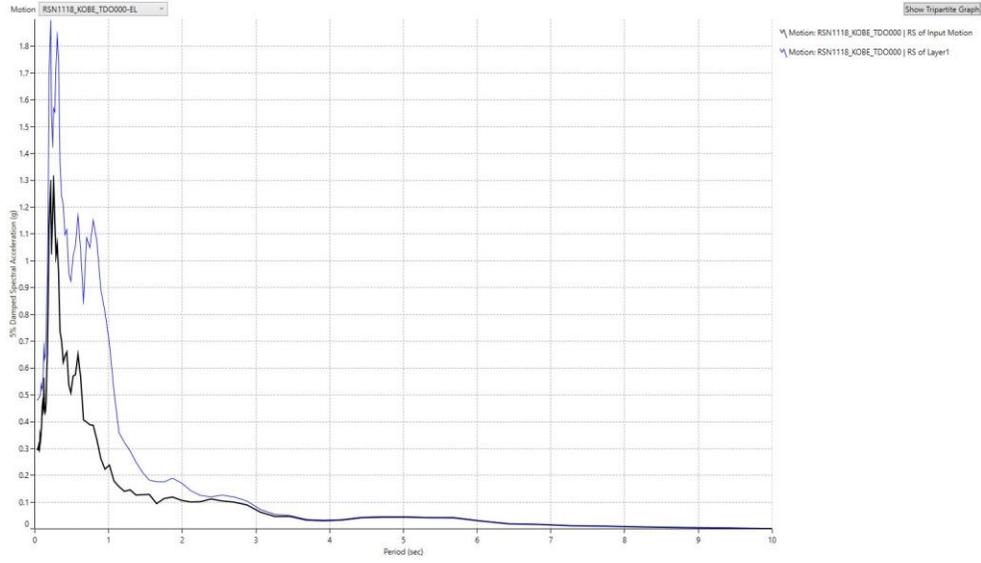


Figura 3.18 Espectro original y escalado. Fuente: DEEPSOIL v7, Elaborado: Autores

CAPITULO 4

4. MATERIALES Y CALIBRACIÓN DE MODELOS

4.1. Parámetros geotécnicos del suelo

A partir de la descripción realizada de la estratigrafía del subsuelo del área de estudio, se ha realizado la tabulación de parámetros del suelo, estos parámetros han sido cotejados con los resultados sísmicos tipo ReMi que se ha recabado de la data inicial recibida del estudio de suelos.

A partir de la data recibida, se ha seleccionado los distintos parámetros de suelos por medio de ensayos SPT, CPT, ensayos de laboratorio y a muestras inalteradas además de los ensayos de sísmica de refracción pasiva tipo Microtremor (ReMi) y activa tipo MASW.

Las características de distintos índices geomecánicos del suelo se obtuvieron por medio de los ensayos de laboratorio conocidos de clasificación general, límites de consistencia, granulometría, pesos unitarios, resistencia al corte, consolidaciones, etc., y además la obtención de parámetros in situ por medio de los ensayos SPT o CPT.

Los ensayos de refracción pasiva tipo Microtremor (ReMi) evalúa ondas “Rayleigh” que se transmiten por la superficie del terreno, cuyo rango de profundidad es proporcional a su longitud de onda (λ). Su velocidad de propagación, se define como velocidad de fase CR, y la relación entre estas con la Velocidad de las ondas de cortes S se expresa como $CR = 0,94 V_s$ (Geoestudios & Vera G., 2014).

Además de los parámetros obtenidos del suelo, se han calculado los esfuerzos totales y efectivos a partir de los pesos unitarios de los suelos y las potencias de cada estrato, mientras que, valores como los del coeficiente de Poisson del suelo han sido estimados a partir de valores frecuentes sugeridos en el manual de Plaxis.

Otros valores específicos para la utilización de modelos constitutivos fueron calculados a partir de los parámetros del suelo y las fórmulas propuestas por los modelos constitutivos y que están ya antes presentadas en el capítulo 2.

Tabla 4.1 Parámetros mecánicos del subsuelo. Elaboración: Autores

Cota (m)	Profundidad (m)	Espesor (m)	Punto medio (m)	Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m ³)	LL (%)	IP (%)	Su (%)	ϕ (%)
12,50 a 11,00	-	1,5	-	Cimentación CTO	-	-	-	-	-
11,00 a 9,00	0,00 – 2,00	2	1	Arcilla	16,95	86	50	50,00	0
9,00 a 6,00	2,00 – 5,00	3	3,5	Arena	17,86	NP	NP	0,00	34
6,00 a 4,00	5,00 – 7,00	2	6	Arcilla	18,40	61	40	50,00	0
4,00 a -1,00	7,00 – 12,00	5	9,5	Arena	18,38	NP	NP	0,00	37
-1,00 a -3,00	12,00 - 14,00	2	13	Arena	18,38	NP	NP	0,00	37
-3,00 a -4,00	14,00 – 15,00	1	14,5	Arena	18,38	NP	NP	0,00	37
-4,00 a -22,00	15,00 – 33,00	18	24	Arcilla	17,74	88	57	55,00	0
-22,00 a -38,00	33,00 – 49,00	16	41	Arena	18,79	NP	NP	0	38

Tabla 4.2 Parámetros específicos del subsuelo. Elaboración: Autores

Profundidad (m)	Tipo de suelo	Espesor (m)	$\sigma'_{estrato\ med.}$ (kN/m ²)	σ'_{base} (kN/m ²)	Vs (m/s)	ν'	OCR	CR $cc/(1+e_0)$	RR $cs/(1+e_0)$
-	Cimentación CTO	1,5	-	-	-	0,3	-	-	-
0,00 – 2,00	Arcilla	2	7,14	14,27	170	0,3	7,29	0,25	0,049
2,00 – 5,00	Arena	3	26,35	38,43	180	0,3	-	-	-
5,00 – 7,00	Arcilla	2	47,02	55,61	190	0,3	4,49	0,15	0,027
7,00 – 12,00	Arena	5	77,05	98,48	210	0,3	-	-	-
12,00 - 14,00	Arena	2	107,06	115,63	210	0,3	-	-	-
14,00 – 15,00	Arena	1	119,92	124,21	210	0,3	-	-	-
15,00 – 33,00	Arcilla	18	195,57	266,94	220	0,3	3,13	0,22	0,053
33,00 – 49,00	Arena	16	338,76	410,59	290	0,3	-	-	-

- Valores recomendados de relación de Poisson (ν').
- Valores de Vs tomados de registros sísmicos realizados para el proyecto.
- Valores de e_0 , C_c y R_R tomados de ensayos de consolidación a muestras inalteradas extraídas en la campaña geotécnica de investigación para el proyecto que se presentan en los anexos K, L y M.
- Valores de Su (kPa) y OCR tomados de ensayos CPT realizados para el proyecto, ver Anexo N.

- Toda la columna estratigráfica se encuentra bajo influencia freática, el esfuerzo efectivo ha sido calculado considerando el peso específico del agua de 9.81 kN/m³, no se coloca la presión de poro en la tabla por haberse incluido dentro del cálculo del esfuerzo efectivo.

4.2. Selección de modelos constitutivos

Los suelos granulares tienen comportamiento drenado, el cual puede ser replicado de manera adecuada con la aplicación del modelo constitutivo de “Mohr Coulomb” por lo que, para los estratos de arenas que se tiene en este estudio, se utilizará este método constitutivo.

El modelo Mohr Coulomb permite conocer de mejor manera las trayectorias de esfuerzos drenados y no drenados en un ensayo triaxial.

La ventaja de la utilización de este modelo constitutivo radica en que brinda una buena aproximación al comportamiento de materiales granulares y para su desarrollo o aplicación necesita la determinación de pocos parámetros.

Como se indicó anteriormente, para la aplicación del modelo Mohr Coulomb es necesario calcular algunos parámetros que permitan la calibración de los suelos que se modelen para el estudio y que Plaxis los acepte como correctos.

Tabla 4.3 Parámetros de suelo para modelo Mohr Coulomb. Elaboración: Autores

Profundidad (m)	Tipo de suelo	Frecuencia Natural f_n	Amortiguamiento Rayleigh $\xi=1\%$		Modelo Mohr Coulomb						
		$V_s/4H$	α	β	E' KN/m ²	E_{oed} KN/m ²	G_{max} (KPa)	ϕ'	ψ	K_o	τ_{xy}
-	Cimentación CTO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,00 – 2,00	Arcilla	21,25	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2,00 – 5,00	Arena	15,00	1,49	0,00006701	146000	196538	56154	39,5	9,5	0,3639	140
5,00 – 7,00	Arcilla	23,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7,00 – 12,00	Arena	6,56	0,65	0,00010090	210400	283231	80923,08	37	7,00	0,40	125
12,00 - 14,00											
14,00 – 15,00											
15,00 – 33,00	Arcilla	3,056	-	-	-	-	-	-	-	-	-
33,00 – 49,00	Arena	4,5	0,4744	0,00011710	378900	510058	145730,8	42	12	0,330869	150

El valor del módulo máximo de resistencia al corte G_{max} , así como el módulo elástico E (módulo de Young) de los materiales han sido calculadas empleando las ecuaciones descritas a continuación, mientras que, el coeficiente de Poisson ha sido estimado de acuerdo a las características geomecánicas y el tipo de suelo analizado.

$$G_{max} = \gamma \times V_s^2 \text{ y } E = 2G_{max}(1 + \nu)$$

Donde:

G_{max} = módulo de resistencia máxima al corte

E = Módulo elástico (módulo de Young).

γ = Peso unitario del suelo

V_s = Velocidad de onda de corte de cada capa analizada

ν = Coeficiente de Poisson del suelo

El amortiguamiento del material en los cálculos dinámicos es causado por las propiedades viscosas del suelo, la fricción y el desarrollo de deformaciones irreversibles.

Todos los modelos de plasticidad en PLAXIS 2D pueden generar deformaciones (plásticas) irreversibles y pueden causar amortiguamiento del material. Sin embargo, este amortiguamiento generalmente no es suficiente para modelar las características de amortiguamiento de suelos reales.

Por lo tanto, se necesita estimar un amortiguamiento adicional para modelar características realistas de amortiguamiento de suelos en cálculos dinámicos. Esto se puede hacer mediante el amortiguamiento de Rayleigh.

El amortiguamiento de Rayleigh α y β es una característica numérica en la que se compone una matriz de amortiguamiento C sumando una porción de la matriz de masa M y una porción de la matriz de rigidez K .

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

- α es el parámetro que determina la influencia de la masa en el amortiguamiento del sistema. Cuanto más alto es α , más se amortiguan las frecuencias más bajas.
- β es el parámetro que determina la influencia de la rigidez en el amortiguamiento del sistema. Cuanto más alto es β , más se amortiguan las frecuencias más altas.

En PLAXIS 2D, estos parámetros se pueden especificar para cada conjunto de datos de materiales para suelos e interfaces, así como para conjuntos de datos de materiales para placas. De esta forma, las características de amortiguamiento (viscoso) se pueden especificar para cada material individual en el modelo de elementos finitos.

Un parámetro de ingeniería de uso común es la relación de amortiguamiento ξ . La relación de amortiguamiento se define como $\xi=1$ para el amortiguamiento crítico, es decir, exactamente la cantidad de amortiguamiento necesaria para permitir que un sistema de un solo grado de libertad que se libera de una excitación inicial μ_0 se detenga suavemente sin rebote.

Considerando el amortiguamiento de Rayleigh, se puede establecer una relación entre el coeficiente de amortiguamiento ξ y los parámetros de amortiguamiento de Rayleigh α y β , tenemos la siguiente expresión.

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2 \frac{\omega_1\xi_2 - \omega_2\xi_1}{\omega_1^2 - \omega_2^2} \quad \text{y} \quad \beta = 2 \frac{\omega_1\xi_1 - \omega_2\xi_2}{\omega_1^2 - \omega_2^2}$$

Para calibrar las frecuencias correspondientes al objetivo 1 y objetivo 2, se pueden encontrar en la literatura diferentes procedimientos.

En particular, Hudson, Idriss & Beirkae (1994) (en la página 493) y Hashash & Park (2002) (en la página 493) sugieren seleccionar la primera frecuencia objetivo como la primera frecuencia natural del depósito de suelo f_1 , mientras que la segunda frecuencia objetivo frecuencia es el entero impar más cercano mayor que la relación f_p/f_1 es decir, la frecuencia predominante del movimiento de entrada (que se puede

determinar a partir del espectro de Fourier de entrada) sobre la frecuencia natural del suelo.

La frecuencia natural del depósito de suelo de espesor H está relacionada con su geometría y rigidez de acuerdo con la siguiente ecuación (*PLAXIS 2D - Tutorial Manual*, 2020).

$$f_1 = \frac{V_s}{4H}$$

Por otro lado, los suelos cohesivos (arcillas) tienen comportamientos no drenados y pueden ser replicados con la utilización del modelo para suelo blando “Soft Soil”, tal como para el modelo “Mohr Coulomb”, el modelo de suelo blando requiere el cálculo de ciertos otros parámetros que son necesarios para simular el comportamiento del suelo.

Estos parámetros están definidos por fórmulas que las proporciona el mismo manual de Plaxis y que se las ha presentado ya en el capítulo 2 y que al aplicarlas se obtienen los parámetros que se describen en la tabla 4.4.

Tabla 4.4 Parámetros de suelo para modelo Soft Soil. Elaboración: Autores

Profundidad (m)	Tipo de suelo	Amortiguamiento Rayleigh $\xi=1\%$		Modelo Soft Soil Model					
		α	β	λ^* CR/2.3	κ^* 2/3*RR	C' kPa	ϕ' (°)	Ko	M 3-2.8K _o
-	Cimentacion CTO	-	-	-	-	-	-	-	-
0,00 – 2,00	Arcilla	1,44	0,00006882	0,1087	0,0327	4	25	0,5774	1,309
2,00 – 5,00	Arena	-	-	-	-	-	-	-	-
5,00 – 7,00	Arcilla	1,53	0,00006529	0,0652	0,0180	10	30	0,5000	1,549
7,00 – 12,00	Arena	-	-	-	-	-	-	-	-
12,00 - 14,00									
14,00 – 15,00									
15,00 – 33,00	Arcilla	0,3195	0,00017360	0,0957	0,0353	10	32	0,4701	1,591
33,00 – 49,00	Arena	-	-	-	-	-	-	-	-

4.3. Modelaciones

A partir de la caracterización geotécnica realizada, se elaboró la modelación del medio, lo cual considera la disposición de las capas de suelo, la potencia de cada una y también considera el estrato rocoso que será el medio de propagación de las ondas sísmicas para el análisis dinámico.

Se realizaron modelaciones en corte transversal y en corte longitudinal, guardando el diseño geométrico, la profundidad y cota de los estratos de suelos encontrados en los sondeos exploratorios, además la inclusión de la estructura se la realizó guardando, así mismo, la coherencia con el diseño original, la distancia entre pilas, la disposición y la profundidad de los pilotes y los estratos donde se encuentra la punta de los mismos.

La modelación del grupo de pilotes en Plaxis 2D en corte transversal ofrece una vista únicamente de 7 pilotes, sin embargo, debe tenerse muy en cuenta que tridimensionalmente existen 21 pilotes en el conjunto de la cimentación de la pila del puente en una disposición de 7x3 pilotes (frente por profundidad).

Por otro lado, en el corte longitudinal se aprecian 3 pilotes en cada pila, sin embargo, tomando en cuenta la consideración anterior, debe tenerse claro que existen 21 pilotes en cada pila, en una disposición de 3x7 pilotes (frente por profundidad).

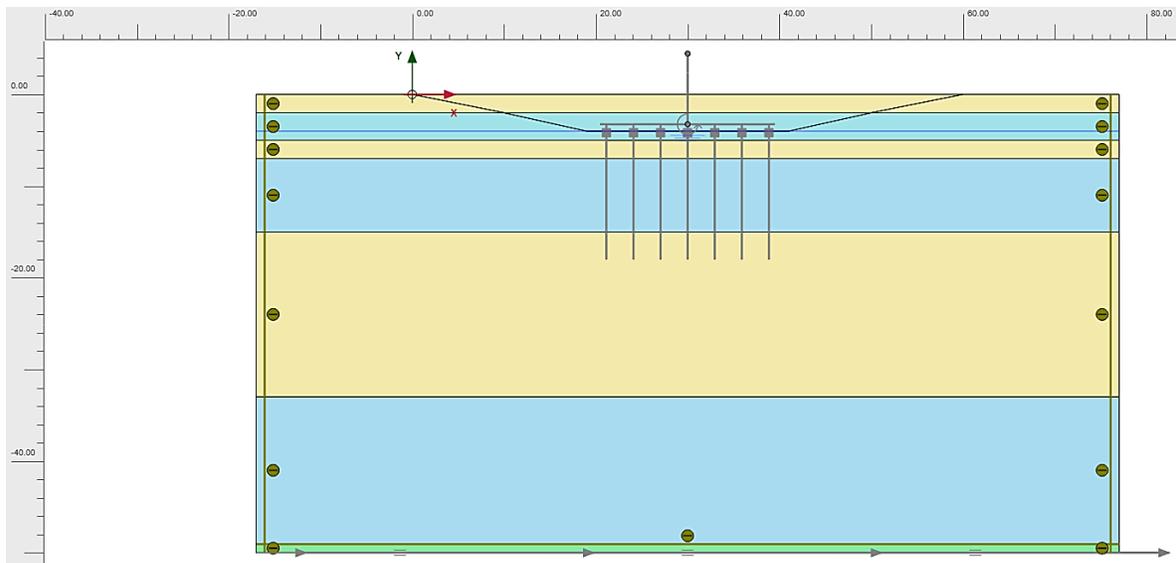


Figura 4.1 Modelación transversal de suelos. Elaborado: Autores

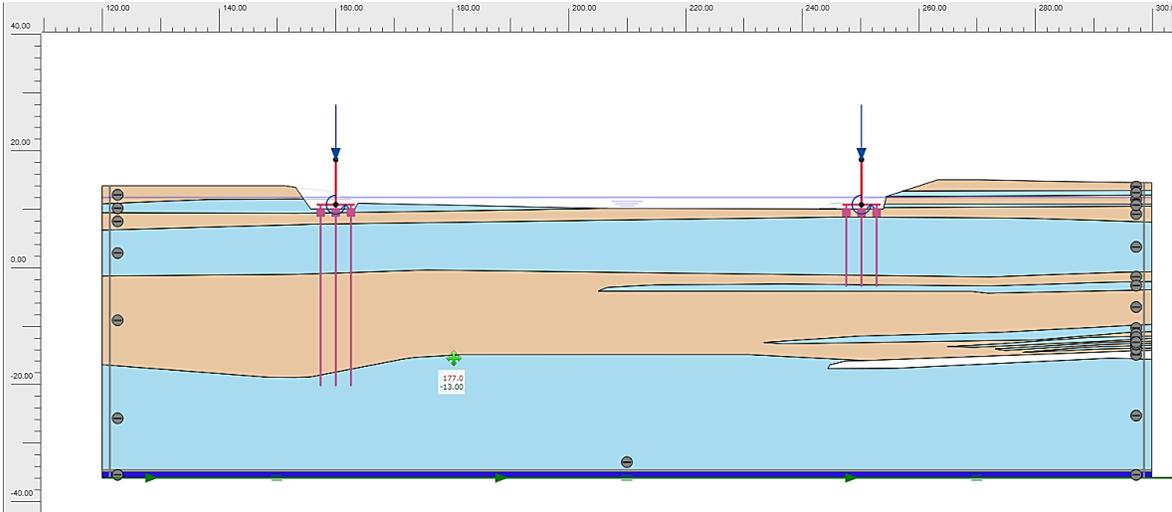


Figura 4.2 Modelación Longitudinal de suelos. Elaborado: Autores

4.4. Definición de materiales

Una vez realizada la modelación de las capas de suelo se deben asignar los materiales que estarán dispuestos en nuestra modelación y el tipo de análisis que tendrán (drenado o no drenado), además de definir el tipo de elementos estructurales.

Cada material es cargado con sus parámetros específicos ya antes definidos en las tablas 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4.

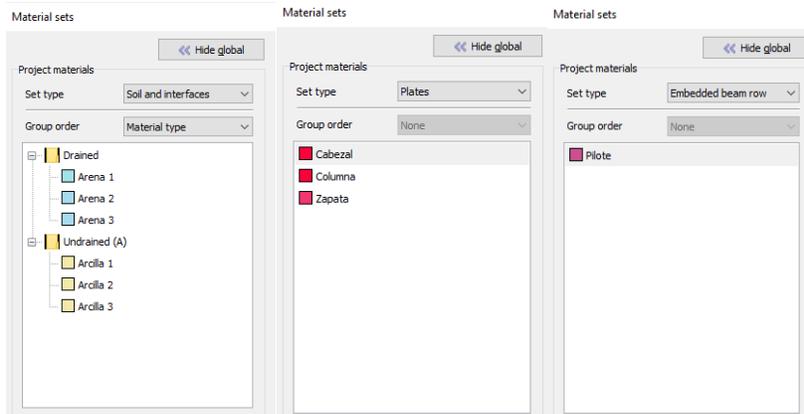


Figura 4.3 Materiales y elementos. Elaborado: Autores

A continuación, se presentan dos materiales, uno drenado (arena 2) que corresponde según la tabla 4.1 al material ubicado entre 7.00 y 15.00 metros de profundidad y uno no drenado (arcilla 3) que corresponde al estrato ubicado entre 15.00 y 33.00 metros de profundidad, así como los materiales que se presentan a

continuación en las figuras 4.4 y 4.5, se han cargado los otros materiales con sus respectivos parámetros específicos de modo que todo el sistema se presente consistente.

Además, a los elementos de hormigón se les ha cargado sus rigideces y características generales tanto para placas (cimentación) como a las barras insertadas (pilotes).

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Arena 2
Soil model		Mohr-Coulomb
Drainage type		Drained
Colour		RGB 168, 219, 240
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	18,00
γ_{sat}	kN/m ³	18,38
Void ratio		
e_{pa}		0,5000
ρ_{pa}		0,3333
Rayleigh damping		
Input method		Direct
Rayleigh α		0,6530
Rayleigh β		0,1009E-3

Property	Unit	Value
Stiffness		
E_{ud}	kN/m ²	210,4E3
ν (nu)		0,3000
Alternatives		
σ_{ud}	kN/m ²	80,52E3
E_{oed}	kN/m ²	283,2E3
Depth-dependency		
E_{inc}	kN/m ² /m	0,000
γ_{ud}	m	0,000
Wave velocities		
V_s	m/s	235,0
V_p	m/s	392,9
Strength		
Shear		
c'_{ud}	kN/m ²	0,000
ϕ' (phi)	°	37,00
ψ (psi)	°	7,000
Depth-dependency		
c'_{inc}	kN/m ² /m	0,000
γ_{ud}	m	0,000
Tension		
Tension cut-off		<input checked="" type="checkbox"/>
Tensile strength	kN/m ²	0,000
Excess pore pressure calcula		
Determination		v-undrained definition
v_u definition method		Direct
$v_{u, equivalent}$ (nu)		0,4950
Skepton B		0,9783
$K_{p, eq}$	kN/m ²	7,89E6

Figura 4.4 Ingreso de parámetros en arena. Elaborado: Autores

Property	Unit	Value
Material set		
Identification		Arcilla 3
Soil model		Soft Soil
Drainage type		Undrained A
Colour		RGB 243, 233, 170
Comments		
Unit weights		
γ_{unsat}	kN/m ³	17,00
γ_{sat}	kN/m ³	17,74
Void ratio		
e_{pa}		1,145
ρ_{pa}		0,5338
Rayleigh damping		
Input method		Direct
Rayleigh α		0,3195
Rayleigh β		0,1760E-3

Property	Unit	Value
Stiffness		
λ^* (lambda*)		0,09530
κ^* (kappa*)		0,03530
γ_{ud}		0,1500
Alternatives		
Use alternatives		<input type="checkbox"/>
c'_c		0,4725
c'_{ic}		0,08717
ρ_{pa}		1,145
Strength		
Shear		
c'_{ud}	kN/m ²	10,00
ϕ' (phi)	°	32,00
ψ (psi)	°	0,000
Tension		
Tension cut-off		<input checked="" type="checkbox"/>
Tensile strength	kN/m ²	0,000
Miscellaneous		
Use defaults		<input checked="" type="checkbox"/>
$K_{p, eq}$		0,4701
λ^*		1,591
Excess pore pressure calcula		
Determination		v-undrained definition
v_u definition method		Direct
$v_{u, equivalent}$ (nu)		0,4950
Skepton B		0,9890

Figura 4.5 Ingreso de parámetros en arcilla. Elaborado: Autores

También fueron definidos e ingresados los parámetros del basamento rocoso que permite la inclusión del movimiento sísmico para el análisis dinámico, este basamento tiene el nombre “roca” y tiene las características de rigidez más altas que el resto de materiales, tal como se presenta en la figura 4.6.

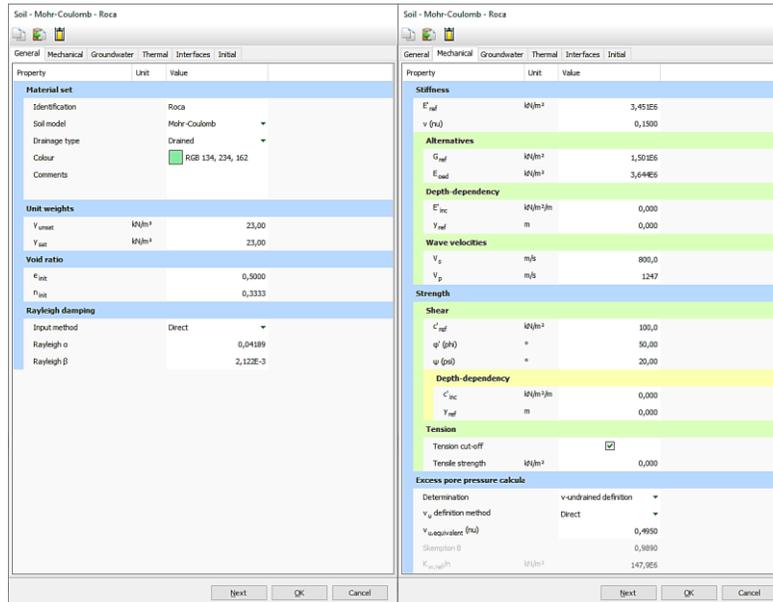


Figura 4.6 Ingreso de parámetros en roca. Elaborado: Autores

4.5. Calibración de materiales

Una vez definidos los parámetros de entrada, se realizó la comprobación de respuestas lógicas de los materiales ante ensayos convencionales, replicando éstos por medio del programa.

Pueden ejecutarse ensayos triaxiales para la verificación de la respuesta de los materiales y aceptarlos una vez se hayan obtenido resultados lógicos ante las cargas, en la pestaña de ensayos de suelos (Soil Test) se elige el material a ensayar y se lo corre de acuerdo al confinamiento que posee, este proceso se realiza para cada material y así poder verificar que su comportamiento es adecuado.

En la figura 4.7 se presenta la calibración de la arena 2 por medio de un ensayo triaxial. Una vez calibrados los materiales y aceptados, se definieron las fases de la modelación para continuar con el proceso.

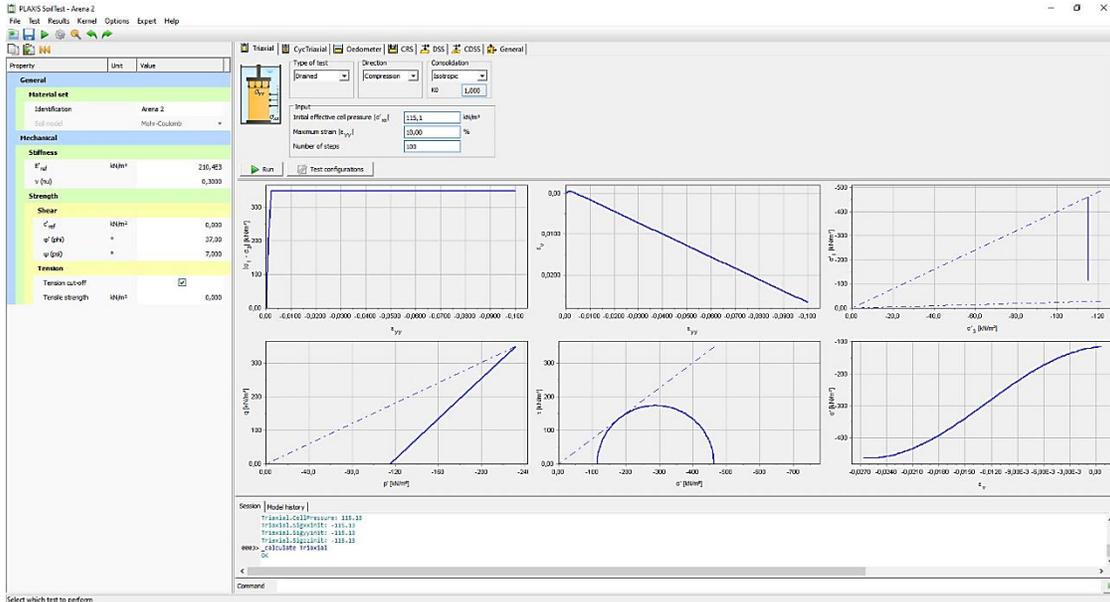


Figura 4.7 Calibración de suelo Arena 2. Elaborado: Autores

4.6. Definición de cargas

Se modelaron diferentes estados de carga de acuerdo a las fases de modelación, pero que se resumen en tres; por Cargas de Diseño, por Carga Gravitacional, carga gravitacional + sísmica, y un tercer estado de carga de Servicio, la cual se considera para los asentamientos totales (Elásticos y consolidación).

Las cargas de la estructura se definieron en el capítulo 1 y fueron mencionadas en el acápite 1.9.

4.7. Fases de modelación en Plaxis 2D

Se consideró un análisis de 7 fases, considerando 2 etapas; la primera etapa que se compone de fase inicial, 1 y 2, sin construcción; y, la segunda etapa que comprende las fases 3 a la 7 con la presencia del sistema estructural, a la cual se modeló sin y con cargas externa, como se detalla en la figura 4.8.

ID	Calculation type	Loading type (0)	Pore pressure calculation type	Time interval	Estimated end time	Ignore undr. behaviour (A,B) (0)	Reset displacements to zero (0)	Updated mesh (0)	Max steps (0)	First step	Last step
Initial phase [InitialPhase]	Gravity loading	Staged construction	Phreatic	0,000 day	0,000 day	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1000	0	29
Phase_1	Plastic	Staged construction	Phreatic	150,0 day	150,0 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	500	30	32
Phase_2	Dynamic	Staged construction	Use pressures from previous phase	40,90 s	150,0 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	4090	33	4122
Phase_3	Plastic	Staged construction	Use pressures from previous phase	150,0 day	150,0 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	500	4123	4125
Phase_4	Plastic	Staged construction	Use pressures from previous phase	150,0 day	300,0 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	500	4126	4131
Phase_5	Consolidation	Staged construction	Use pressures from previous phase	10,00E3 day	10,15E3 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1000	4132	4140
Phase_6	Dynamic	Staged construction	Use pressures from previous phase	40,90 s	150,0 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	4090	4141	8230
Phase_7	Dynamic	Staged construction	Use pressures from previous phase	40,90 s	150,0 day	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	4090	8231	12320

Figura 4.8 Fases de análisis Modelo de Análisis Transversal y Longitudinal.

Elaborado: Autores

A continuación, se presentan los parámetros modelados de entrada, en algunas de las diferentes fases de la modelación como se muestra en las figuras 4.9, 4.10 y 4.11.

General

ID	Initial phase [InitialPhase]
Calculation type	Gravity loading
Loading type	Staged construction
γ^M weight	1,000
Pore pressure calculation type	Phreatic
Thermal calculation type	Ignore temperature
Time interval	0,000 day
First step	0
Last step	29
Design approach (tone)	
Special option	0

Deformation control parameters

Ignore undr. behaviour (A _u)	<input checked="" type="checkbox"/>
Updated water pressure	<input type="checkbox"/>
Ignore suction	<input checked="" type="checkbox"/>

Numerical control parameters

Solver type	Picos (multicore iterative)
Max cores to use	256
Max number of steps store	1
Use compression for result	<input type="checkbox"/>
Use default iter parameters	<input type="checkbox"/>
Max steps	1000
Tolerated error	0,1000
Max unloading steps	5
Max load fraction per step	0,5000
Over-relaxation factor	1,200
Max number of iterations	60
Desired min number of iter	6
Desired max number of iter	15
Arc-length control type	On
Use subspace accelerator	<input type="checkbox"/>
Subspace size	3
Use line search	<input type="checkbox"/>
Use gradual error reducer	<input type="checkbox"/>

Reached values

Figura 4.9 Fase inicial, definición de condiciones iniciales. Elaborado: Autores

La primera fase de cálculo (fase inicial) “gravity loading” presentada en la figura 4.9, realiza la generación de esfuerzos efectivos iniciales, presión de poros y parámetros de estado.

Gravity Loading es un tipo de cálculo Plástico, en el que se generan tensiones iniciales en base al peso volumétrico del suelo. Si se adopta la carga por gravedad, las tensiones iniciales se establecen aplicando el peso propio del suelo en la primera fase de cálculo.

Esto se logra estableciendo $\Sigma M_{\text{weight}} = 1.0$. En este caso, cuando se utiliza un modelo de suelo elástico perfectamente plástico como el modelo de Mohr-Coulomb, la relación entre la tensión efectiva horizontal y la tensión efectiva vertical, K_0 , depende en gran medida de los valores asumidos de la relación de Poisson.

Es importante elegir valores de la relación de Poisson que proporcionen valores realistas de K_0 . Si es necesario, se pueden usar conjuntos de datos de materiales separados con la relación de Poisson ajustada para proporcionar el valor K_0 adecuado durante la gravedad.

Para asegurarse de que “gravity loading” dé como resultado esfuerzos efectivos iniciales en situaciones en las que se utilizan materiales sin drenaje, se debe seleccionar el parámetro “Ignorar el comportamiento no drenado”.

Una vez que se han establecido esfuerzos iniciales utilizando “gravity loading”, los desplazamientos deben restablecerse a cero al comienzo de la siguiente fase de cálculo.

Esto elimina el efecto del procedimiento de generación de esfuerzos iniciales sobre los desplazamientos desarrollados durante los cálculos posteriores, mientras que los esfuerzos permanecen, por otro lado, los parámetros OCR y POP (presión previa a la sobrecarga) se ignoran en la carga por gravedad.

Los esfuerzos iniciales están influenciados por el peso específico del suelo y la historia de esfuerzos, caracterizado por un esfuerzo vertical efectivo ($\sigma'_{v,0}$) y un esfuerzo horizontal efectivo inicial σ'_{h0} lo que se relación por el coeficiente de presión lateral de la tierra K_0 .

$$K_{0,x} = \sigma'_{xx} / \sigma'_{yy} \quad K_{0,z} = \sigma'_{zz} / \sigma'_{yy} = K_{0,x}$$

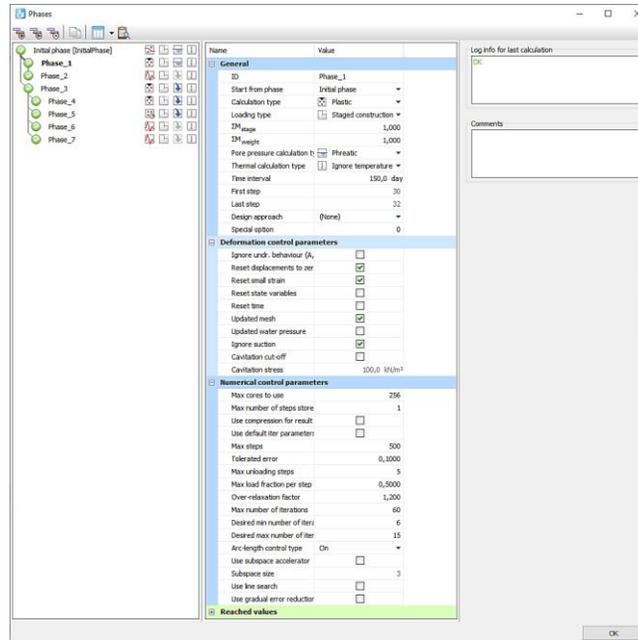


Figura 4.10 Fase 1. Cálculo de estado plástico, previa construcción. Elaborado: Autores

La fase 1, mostrada en la figura 4.10, posee condiciones de cálculo plástico, con drenaje elastoplástico, o condiciones no drenadas, no considera procesos de consolidación, condición previa al ingreso de cargas gravitacionales y laterales, las que emulan condiciones de sitio en etapa de construcción.

Se utiliza un cálculo plástico para realizar un análisis de deformación elástico-plástico en el que no es necesario tener en cuenta el cambio de presión intersticial con el tiempo. En esta etapa no se ha seleccionado el parámetro malla actualizada, con la finalidad de que el cálculo se realice según la teoría de las pequeñas deformaciones. La matriz de rigidez en un cálculo plástico normal se basa en la geometría original sin deformar.

La fase 2 pretende realizar un análisis de respuesta de sitio, la que se define por el cambio de las ordenas espectrales desde su origen hasta campo libre. Además, se pretende calcular los niveles de desplazamientos sin cimentación para compararla cuando se encuentre construida la subestructura los parámetros de ingreso de esta fase se presentan en la figura 4.11.

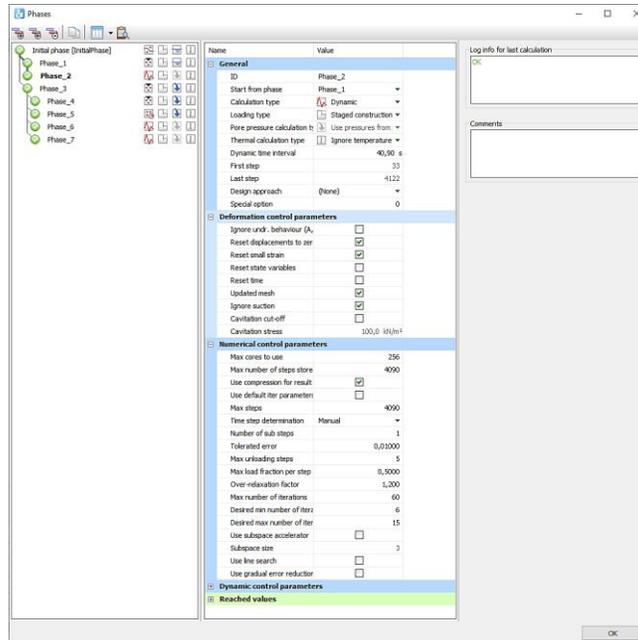


Figura 4.11 Fase 2. Calculo Dinámico en Campo Libre, amplificación de registro sísmico, ingresado en roca: Suelo Tipo B (frontera). Elaborado: Autores

El registro sísmico utilizado es el de Kobe escalado para Roca: Suelo tipo B con Vs: 760m/seg para el Sector La Iberia para un periodo de retorno de 1000 años con una probabilidad de excedencia de 5% en 50 años.

El registro considera las mismas características sismogénicas a las que presentan las curvas de peligro sísmico propuesta en la NEC 2015, para lo cual se verifico distancia a la fuente (cercana):10 - 20km, tipo: strike-slip, intensidad de arias D5-95%: 15segundos.

En la figura 4.12, a continuación, se presenta el ingreso del registro “Historia – Tiempo” del sismo de Kobe escalado en roca para el sector de “La Iberia” con un PR 1000 años, el cual se utiliza para todos los análisis.

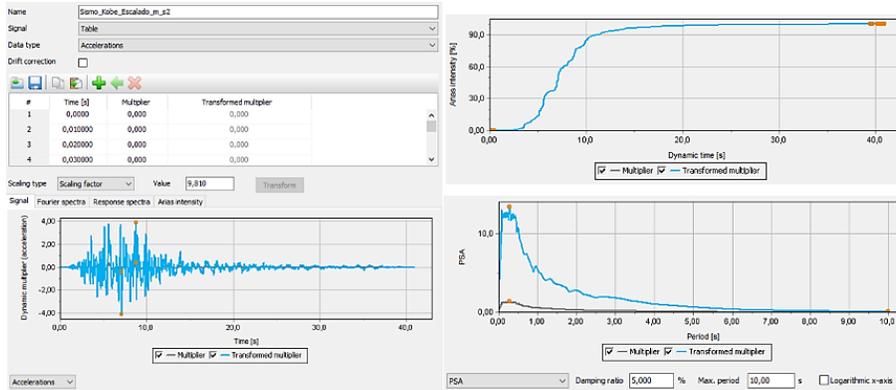


Figura 4.12 Sismo Kobe escalado. Elaborado: Autores

La fase 3 corresponde al cálculo plástico e incluye al sistema estructural del terreno el cual se ha presentado modelado anteriormente en las figuras 4.1 y 4.2, el ingreso y selección de parámetros de la fase 3 se presenta en la figura 4.13.

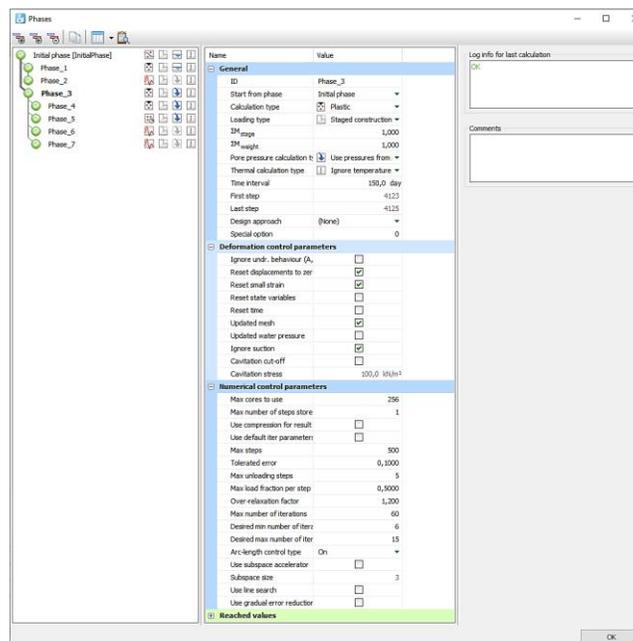


Figura 4.13 Fase 3. Cálculo plástico incluida la estructura. Elaborado: Autores

La Fase 4 está basada en el cálculo plástico, considerando la estructura y cargas gravitacionales externas

La Fase 5 calcula el estado de consolidación, considerando la estructura y las cargas gravitacionales externas para un tiempo de 10000 días.

La Fase 6 comprende el cálculo dinámico considerando estructura en el terreno, ingresado el sismo en roca para Suelo Tipo B (frontera).

Finalmente, la Fase 7 realiza el cálculo dinámico considerando a la estructura en el terreno y las cargas gravitacionales externas, ingresado, igual que la anterior, el sismo en roca para Suelo Tipo B (frontera), los parámetros de esta fase incluidos en Plaxis se presentan en la figura 4.14.

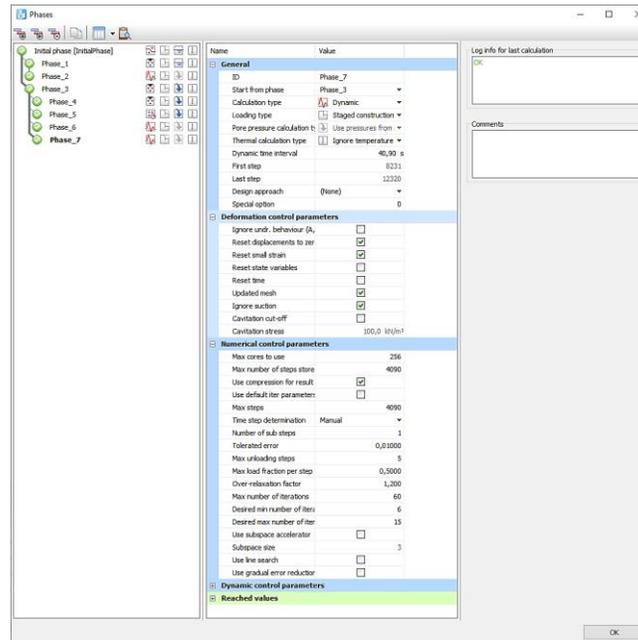


Figura 4.14 Fase 7. Cálculo dinámico incluida la estructura. Elaborado: Autores

CAPITULO 5

5. RESULTADOS

En los capítulos 1 y 2, se presentó las hipótesis y fundamentos de diseño que se consideraron para la construcción del Puente la Ibera, las cuales han sido replicadas y comparadas para un análisis por desempeño de acuerdo a la codificación y estado del arte actual; centrando los análisis a las pilas centrales del puente y excluyendo los estribos, enfocados en la subestructura sin limitarse únicamente a ella.

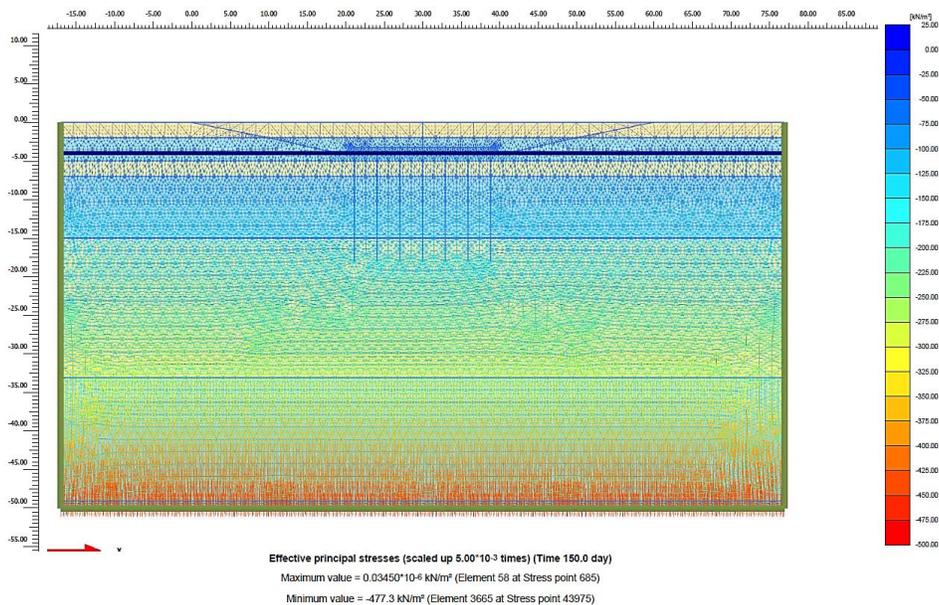


Figura 5.1 Esfuerzos principales efectivos. Fuente: Autores

Los esfuerzos de desplante considerando cargas gravitacionales concéntricas y efectos de segundo orden están entre 22.32 Ton/m² y 21.23 Ton/m², que debe ser transmitida a la cimentación, tomando como premisa el desacoplamiento del suelo para evitar procesos erosivos en la base de cimentación, se considera que la viga cabezal no posee contacto con la superficie, y que transmite la carga a estratos más resistentes, por medio de pilotaje.

Así mismo se considera que la viga cabezal de cimentación se encuentra a una profundidad de -4m es decir su cimentación se encuentra en el suelo SM1, desde

la cual se consideran la longitud de los pilotes en análisis 14m, es decir que la punta se encuentra en la cota -18m sobre suelo CH3; y pilotes de 31m su punta se encuentra a una profundidad de -35m sobre suelos tipo SM3.

Se realizó la modelación de la subestructura de perfil longitudinal y transversal, con el objetivo de poder captar la respuesta sísmica en función del cambio de impedancia de los suelos de cimentación, así como la profundidad de pilotaje.

El modelo longitudinal Norte-Sur (Norte-Sur), considera 2 pilas de puente con la misma geometría y numero de pilotes (21), pero diferente longitud de pilotaje Sur:32m, Norte:14m con el objetivo de demostrar los efectos de amplificación sísmica por diferencia litológica en campo libre, modificación de espectro de respuesta en degradación de aceleración, aumento de amortiguamiento por generación de desplazamientos, generando comportamiento de base flexible.

El modelo Transversal (Este-Oeste) de la pila Sur considera 2 escenarios: el primero con pilotes de 14m de longitud y el segundo con pilotes de 31m de longitud, con modelo geotécnico del subsuelo estratificado homogéneamente.

Se modeló coincidentemente la pila Sur con pilotes de 31m y 14m de profundidad, con la finalidad de comparación de la respuesta sísmica de la subestructura.

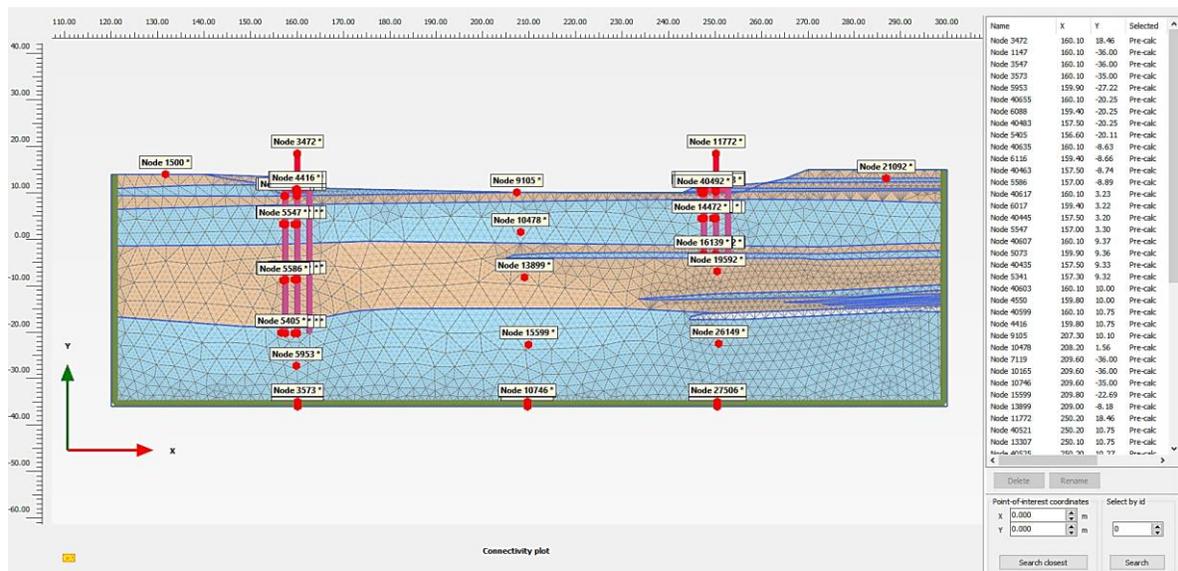


Figura 5.2 Nodos puntos de control de análisis en Perfil longitudinal. Fuente: Plaxis

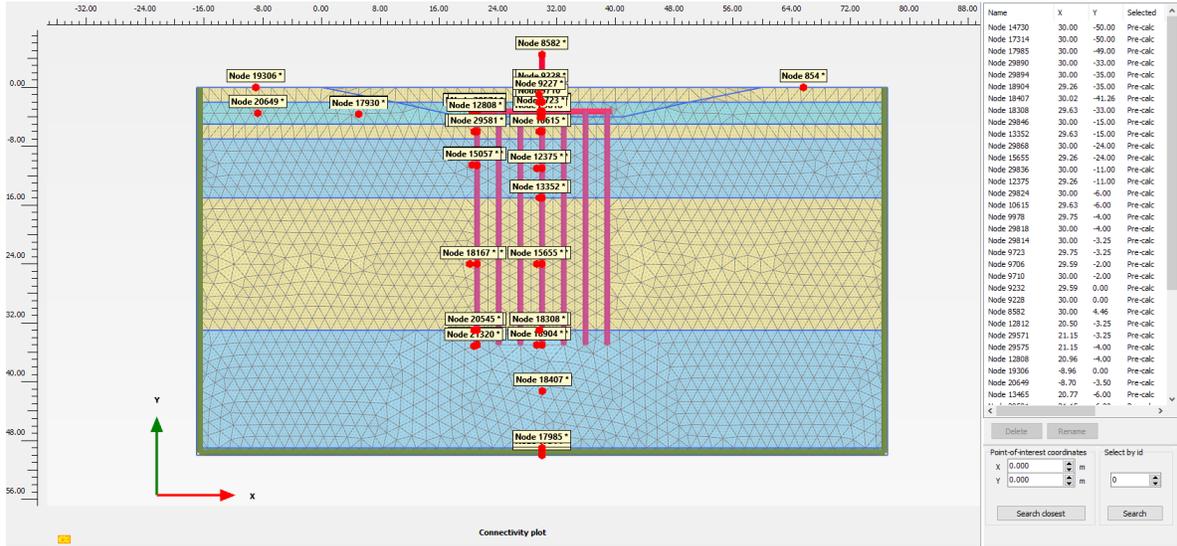


Figura 5.3 Nodos puntos de control de análisis en Perfil Transversal, modelo con pilotes 31m. Fuente: Plaxis 2D

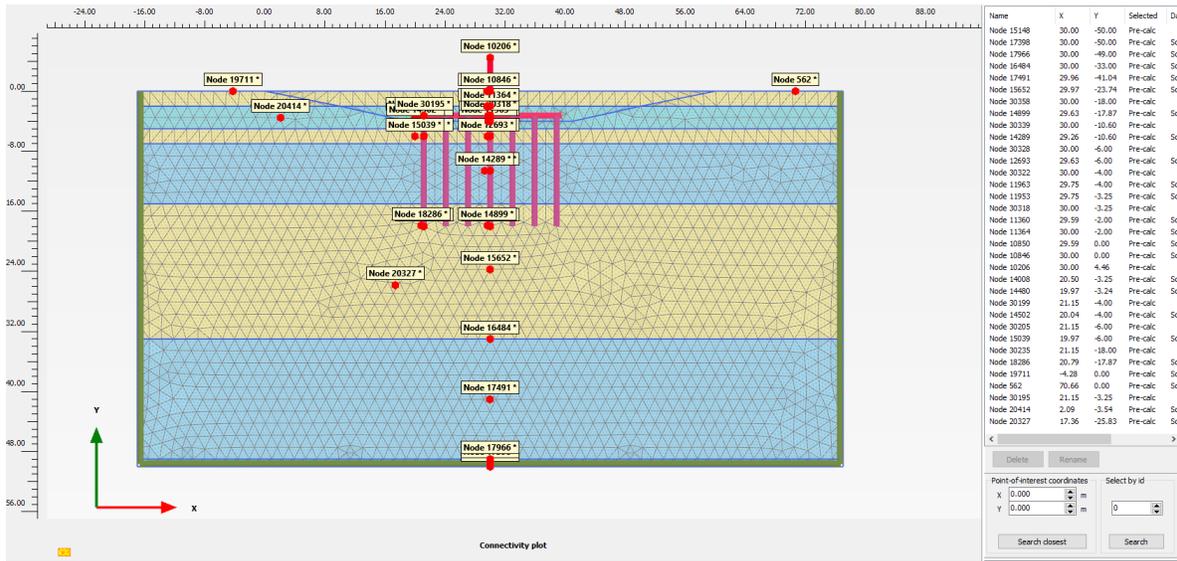


Figura 5.4 Nodos puntos de control de análisis en Perfil Transversal, modelo con pilotes 14 m. Fuente: Plaxis 2D

Previo al cálculo del objeto de la investigación, se verifica el comportamiento e interacción estática Suelo Estructura por la influencia de carga gravitacionales.

La revisión del comportamiento estructural por capacidad de carga considera que el eje neutro se encuentra en la parte superior, por lo que los pilotes desarrollan toda su capacidad por fuste (bajas deformaciones) y por punta al desarrollarse altas deformaciones o desplazamientos.

La carga última del sistema estructural existente, posee una participación por fuste del 37.75% y por punta del 62.25%; entendiéndose que la resistencia por punta entra en acción a altas deformaciones cuando la capacidad por fuste no resista la carga de desplante transmitida.

Para pilos de 14m de longitud se identificó la ubicación del eje neutro a una profundidad de 7.45m es decir 3.45m debajo de la viga cabezal, y para pilotes de 31m de longitud a una profundidad de 6.9m es decir 2.9m debajo de la viga cabezal, sobre el cual el suelo se mueve más que el pilote, y profundidad en la cual cualquier desplazamiento que se genere en superficie afectará directamente al asentamiento total.

Para pilotes de 14m, dentro del análisis desacoplado tradicional, se realizó el cálculo de asentamiento elástico para pilotes individuales el cual está alrededor de 1.6mm mientras se encuentre en el rango de bajas deformaciones y la capacidad del sistema de cimentación sea resistida únicamente por el fuste; y de 8.3mm cuando la transmisión de carga genere altas deformación y entre en acción su capacidad por punta; mismos que en grupo el asentamiento elástico esta alrededor de 4.6mm para bajas deformaciones y 51.65mm para altas deformaciones.

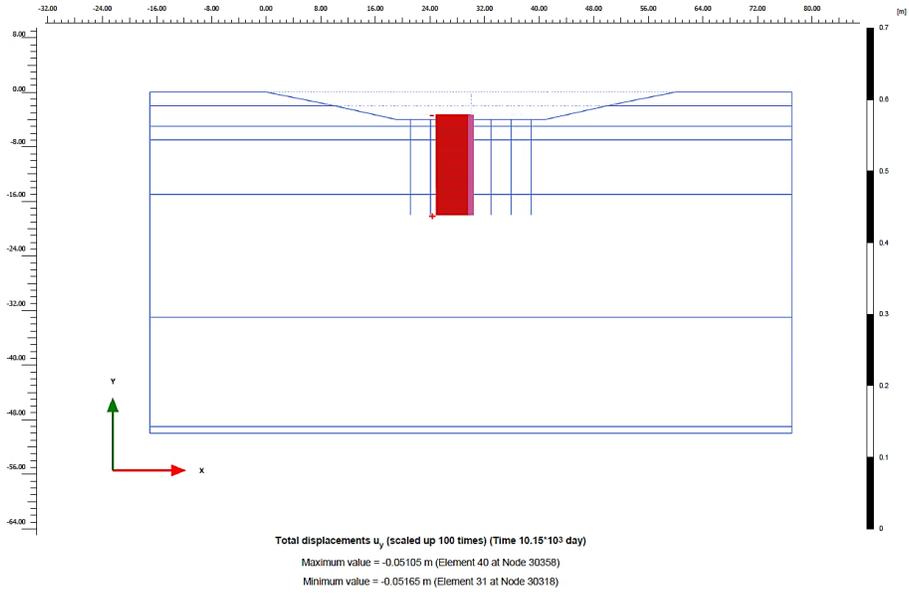


Figura 5.5 Desplazamientos totales nodo 30358. Fuente: Plaxis 2D

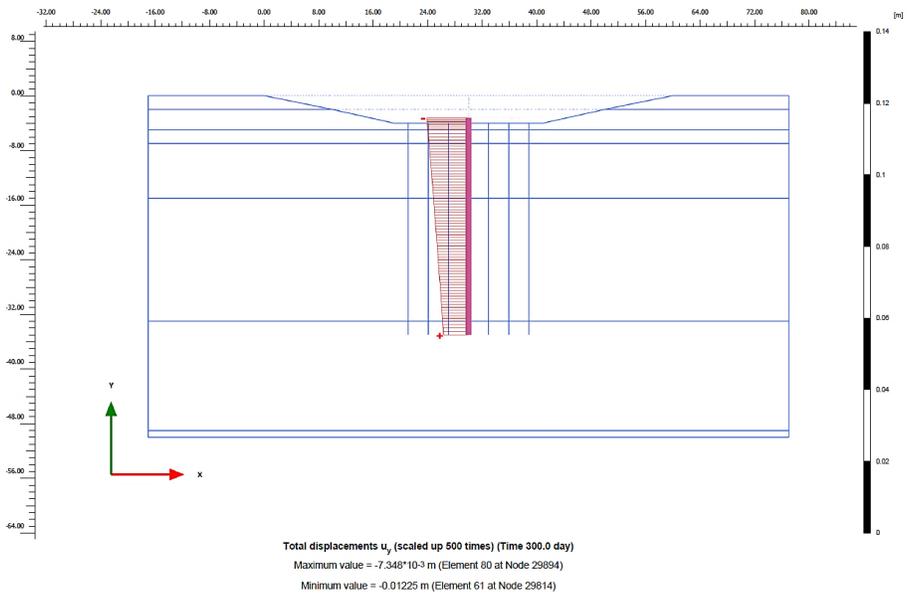


Figura 5.6 Desplazamientos totales nodo 29894. Fuente: Plaxis 2D

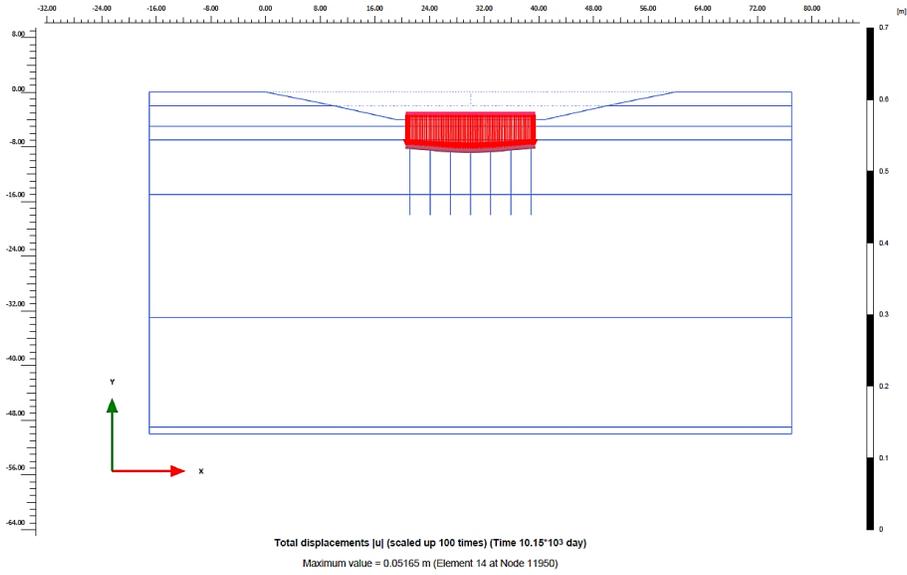


Figura 5.7 Desplazamiento Máximo - Consolidación: Carga Gravitacional Uy: Fase 4 y 5. Fuente: Plaxis 2D

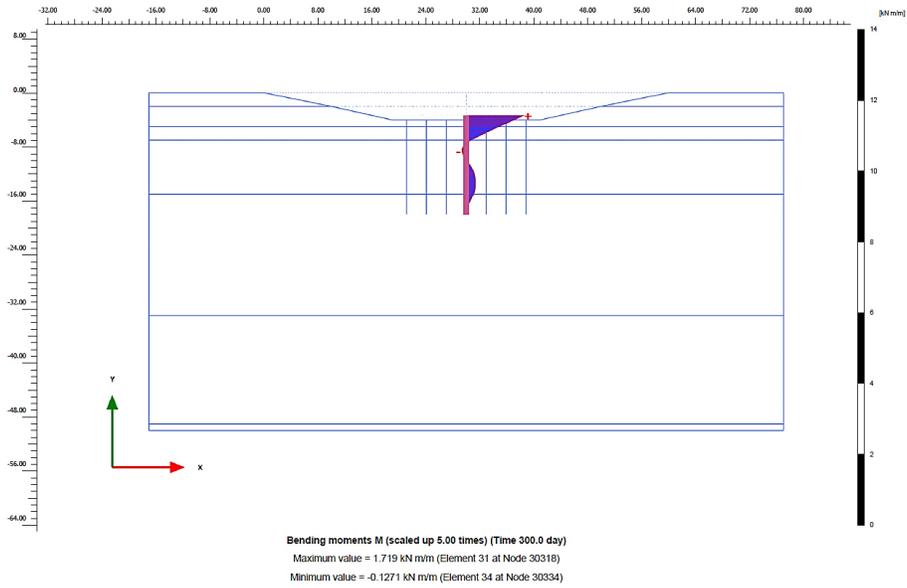


Figura 5.8 Momento Máximo: Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D

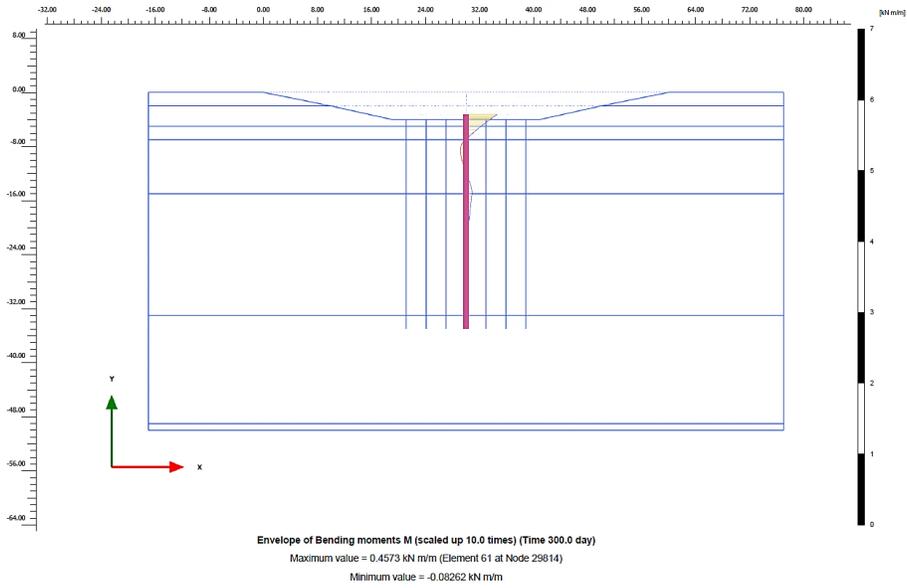


Figura 5.9 Envolvente de Momento Máximo: Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D

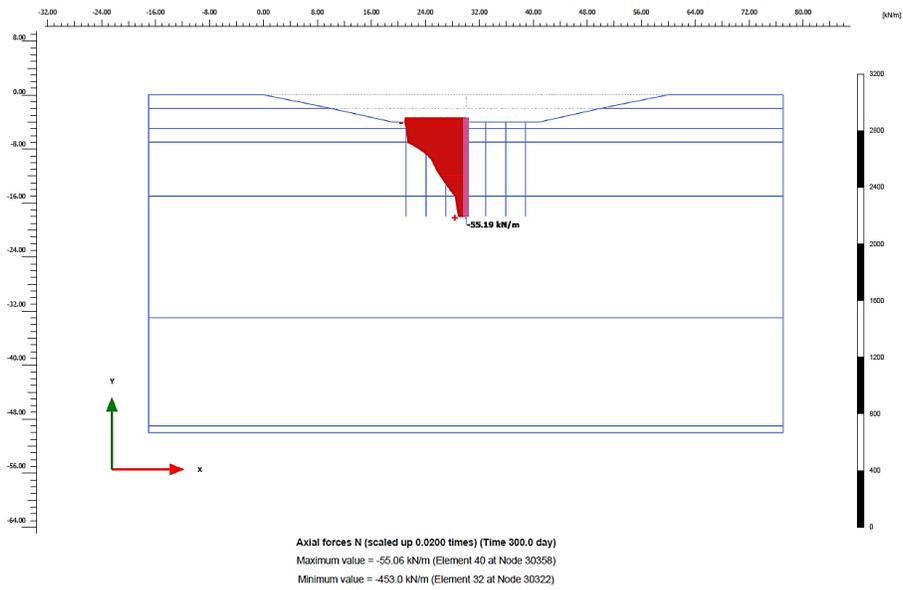


Figura 5.10 Fuerza Axial Máxima: Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D

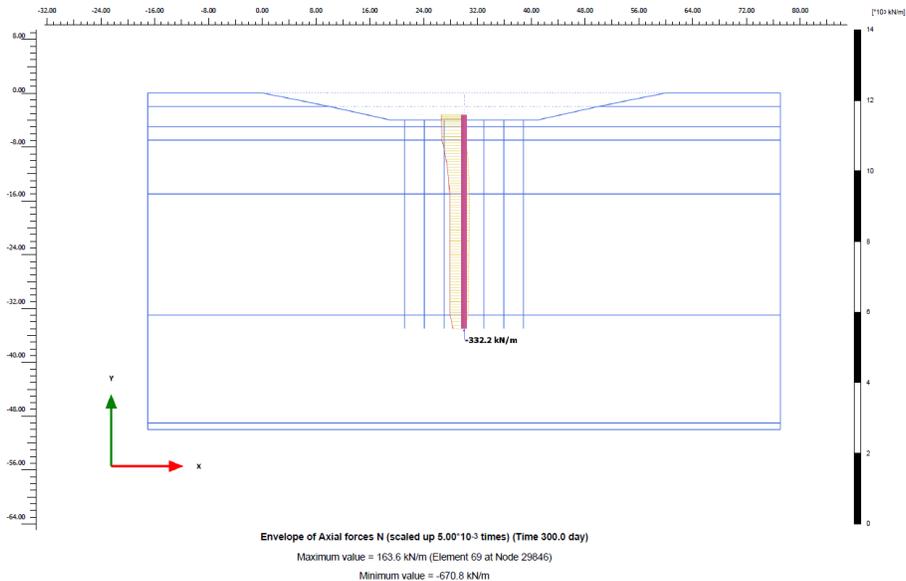


Figura 5.11 Envoltente de Fuerza Axial Carga Gravitacional Fase 4. Fuente: Plaxis 2D

Los cálculos por capacidad de carga se realizaron por el método de esfuerzos admisibles (ASD), el cual de acuerdo a la NEC 15, se consideran como satisfactorios factores de seguridad indirectos para carga muerta más carga viva normal igual o mayor a 3, y con la consideración de carga sísmica iguales o mayores a 1.5.

Los análisis se realizaron considerando cimentación pilotaje de 14m, con cota de cimentación de -4m, es decir su punta se asienta sobre estrato de arcilla 3, ejerciendo principalmente su capacidad por fuste; y otra modelación con pilotaje de 31m, es decir sobre un estrato de mayor resistencia SM3.

La cimentación con pilotes de 14m de longitud no cumple por capacidad, mientras la cimentación de 31m cumple a flexión, corte, torsión y punzonamiento; Sin embargo, el motivo de esta investigación no se centra en juzgar si la cimentación cumple por capacidad de carga o servicio, sino básicamente la consideración o no de los efectos de interacción suelo estructura en los diseños de la subestructura para cimentaciones profundas.

Análisis de escalamiento de espectro de respuesta

Se realizó el escalamiento del espectro de respuesta desde el semiespacio, en la frontera para lo cual se consideró una capa de roca con $V_s=800$ m/s, y un registro sísmico promedio de acuerdo a lo detallado en el capítulo 2, hasta campo libre N+0m y hasta la cota de análisis que por procesos constructivos se ubica en N-4m. El escalamiento se lo desarrollo con el software, el cual conforme a lo detallado en el capítulo II, nos brinda soluciones 1D para respuesta de sitio, con el cual podemos obtener las aceleraciones, esfuerzos, Desplazamientos máximos, Deformaciones y relaciones entre cortante y esfuerzo efectivo en campo libre a lo largo de su profundidad, lo cual se cotejo comparó con los resultados obtenidos con el Software Plaxis 2D, modelando columnas de suelo 1D de iguales características geomecánicas y geodinámicas con los suelos en análisis calibrados.

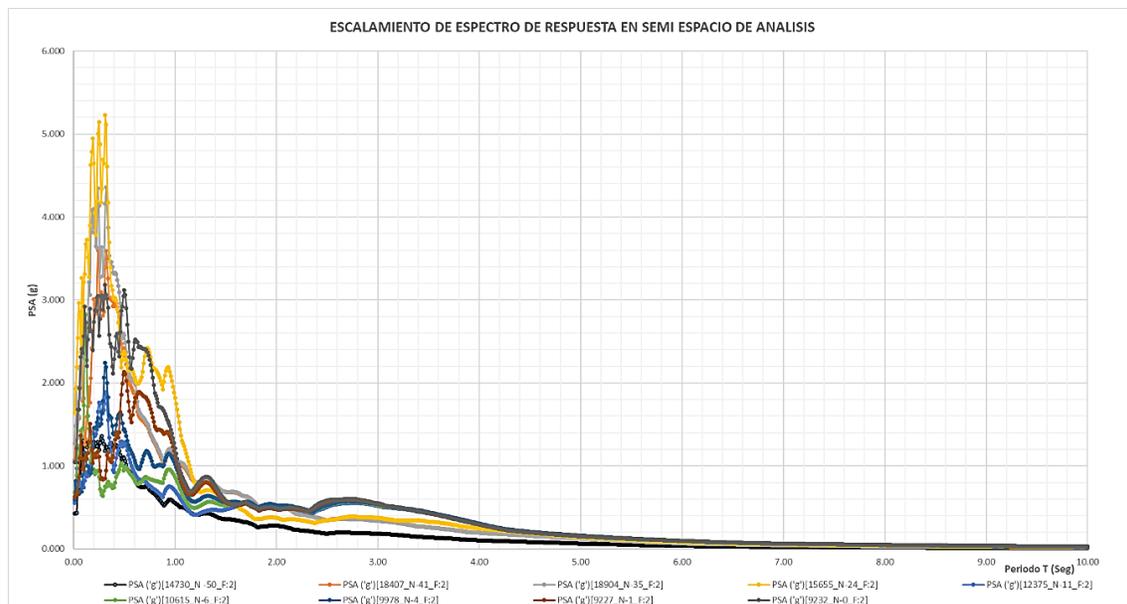


Figura 5.12 Espectro de Respuesta escalado por efectos de Sitio. Fuente: Autores

Se analizó los efectos de sitio, y cuál es su comportamiento amplificación y de amplificación sísmica, la cual afecta a las respuestas de aceleración y deformación en profundidad.

La variación de los valores de PGA en unidades (g) es presentada a continuación en la figura 5.13, tomando como referencia de análisis para modelos desacoplados a una profundidad de 4m; Además de los desplazamientos en unidades (m) en función de su profundidad.

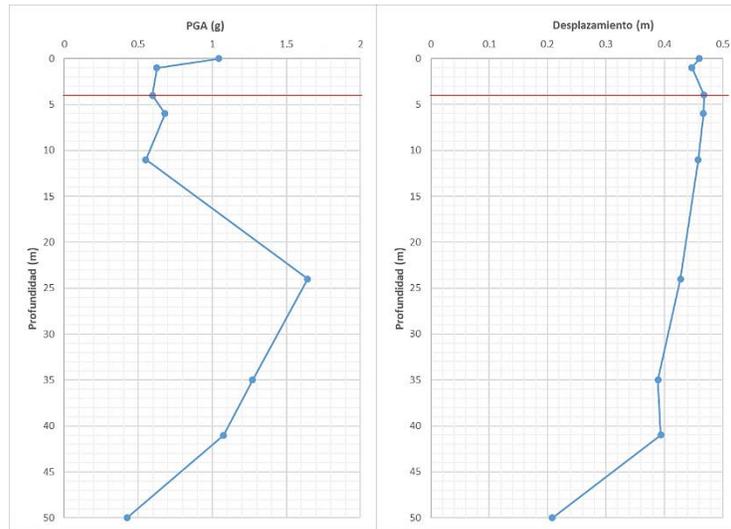


Figura 5.13 Variación de valores de PGA en unidades “g” y desplazamientos en función de profundidad. Fuente: Autores

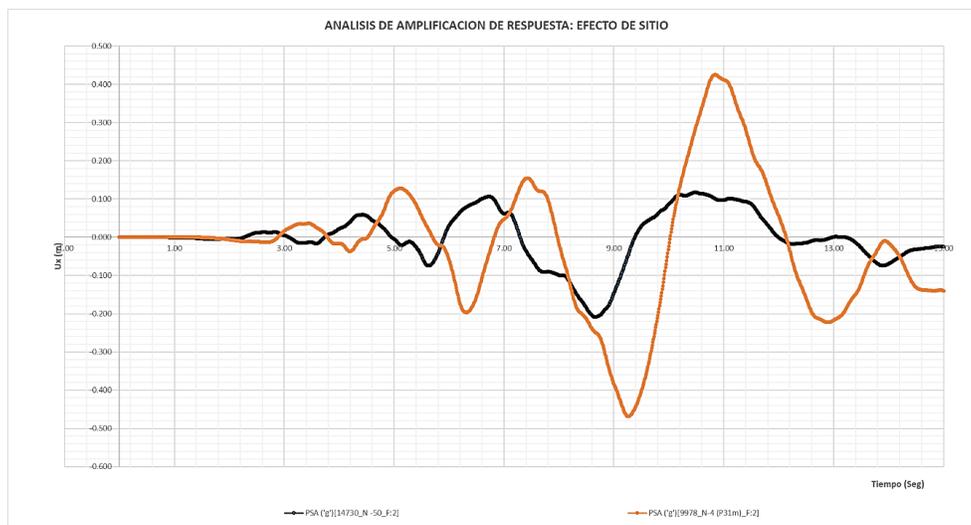


Figura 5.14 Amplificación de respuesta, efecto de sitio. Fuente: Autores

Del análisis de la superestructura, el periodo fundamental de la pila en estudio es de 0.72 segundos en su sentido longitudinal, y de 0.11 segundos en el sentido transversal; con los cuales se obtuvo un PSA a los 72 Segundos de 1.447 g y 1.372

g para los 0.11 segundos, así mismo un Cortante Basal (fuerzas de corte de diseño lateral): de 3894.12KN Grupo y 185.43KN Pilote Unitario en sentido longitudinal; Así mismo de 3573.12KN Grupo y 170.15KN Pilote Unitario en sentido Transversal (Este –Oeste) del modelo Desacoplado.

Análisis desacoplado interacción cinemática

El análisis de la interacción cinemática se lo realizó comparando la respuesta de aceleraciones, velocidades y desplazamientos en campo libre versus a los generados por la presencia de la cimentación profunda.

Para lo cual se analizó inicialmente los efectos de sitio en campo libre, modelando la columna estratigráfica del subsuelo en 1D con el software Plaxis 2D detallado en el capítulo 2 y contrastando los resultados con el software DeepSoil, considerando modelos constitutivos de suelo calibrados con los parámetros geomecánicos y geodinámicos medidos en campo.

Se calculó la amplificación de las ordenadas espectrales, así como la degradación de las rigideces y aumento de amortiguamiento del suelo en el semiespacio, idealizando una ruptura desde la frontera considerando material competente (Roca, Suelo Tipo B) hasta campo libre; obteniendo espectros de respuesta en campo libre con valores de PGA:1.04g, PGA:0.596g a la profundidad de análisis de -4m, y de periodo elástico del suelo de 0.865 segundos.

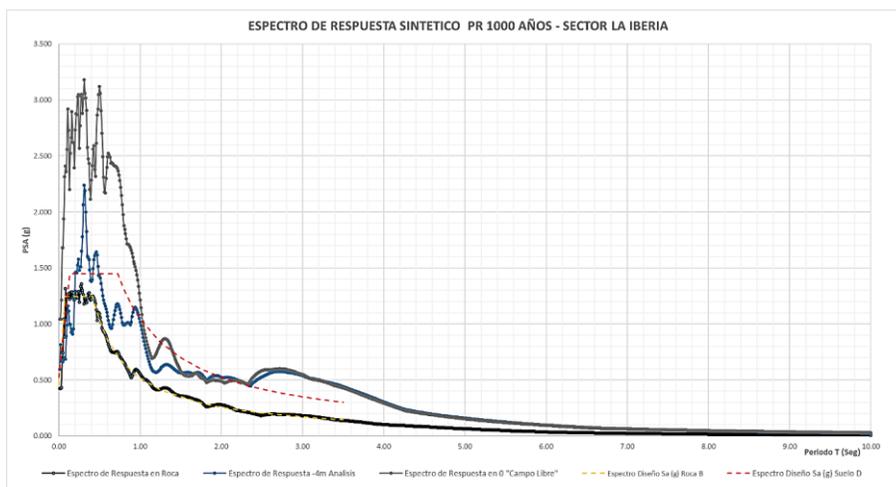


Figura 5.15 Espectro de respuesta en campo libre, escalado 1D con Plaxis 2D y DeepSoil. Fuente: Autores

El cálculo de los efectos de interacción suelo estructura, para determinar su nivel de intervención se lo realiza considerando los efectos de sitio a través del análisis del espectro escalado desde el suelo tipo B hasta su superficie, de lo cual se obtienen los niveles de aceleración en su periodo fundamental de vibración de la estructura la cual es 0.72 segundos en su sentido longitudinal, y de 0.11 segundos en el sentido transversal; con los cuales se obtuvo un PSA de 1.179g y 1.159 g respectivamente. Seguidamente se consideró la presencia de la subestructura (cimentación y pilotaje de 14m y 31m) en su Fase 6 de modelación es decir con masa 0; con el objetivo de calcular la función de transferencia por cambio de impedancia.

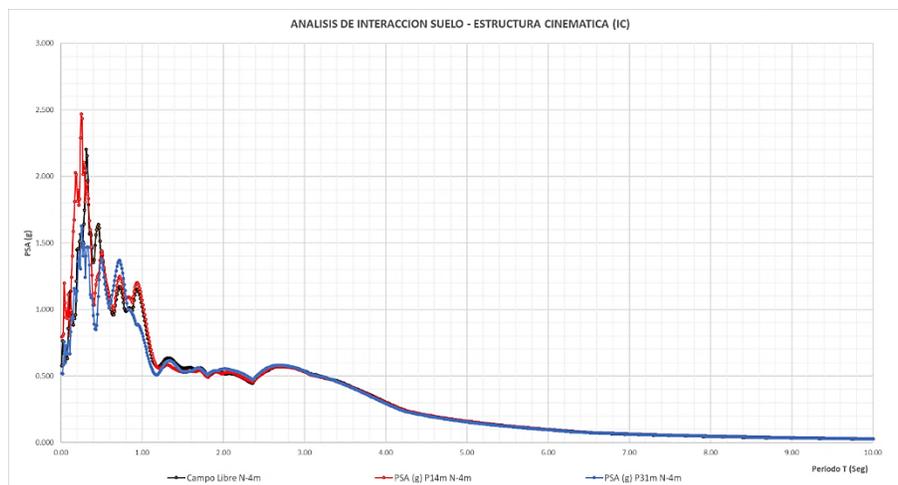


Figura 5.16 Espectro de Respuesta de Interacción Dinámica: Cinemática Suelo-Estructura. Fuente: Autores

Se calculó la relación espectral considerando la presencia de la Subestructura sin masa (Fase 6 de Modelación) versus a Campo Libre (Fase 2 de modelación), con lo cual se obtuvo la función de transferencia donde se observa que los periodos de vibración principales donde los efectos de interacción toman importancia son entre 0 y 2 segundos.

Los valores de PSA para la pila en sentido transversal en el modelo desacoplado es de 0.805g para pilotes de 14m de longitud y de 0.666g para pilotes de 31m de longitud.

Los valores de PSA para la pila en sentido longitudinal en el modelo desacoplado es de 1.249g para pilotes de 14m de longitud y de 1.368g para pilotes de 31m de longitud.

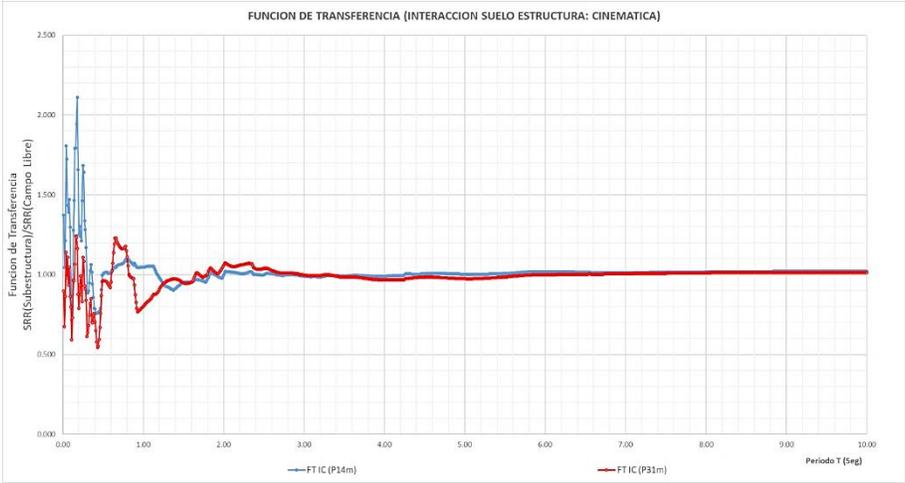


Figura 5.17 Función de transferencia de interacción cinemática suelo - estructura.
Fuente: Autores

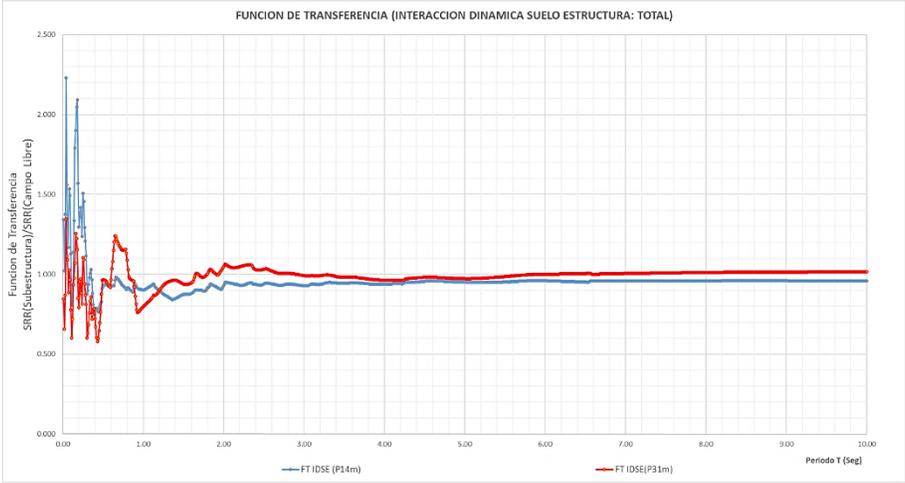


Figura 5.18 Función de transferencia de interacción dinámica (cinemática suelo-estructura, a la profundidad de análisis de -4m). Fuente: Autores

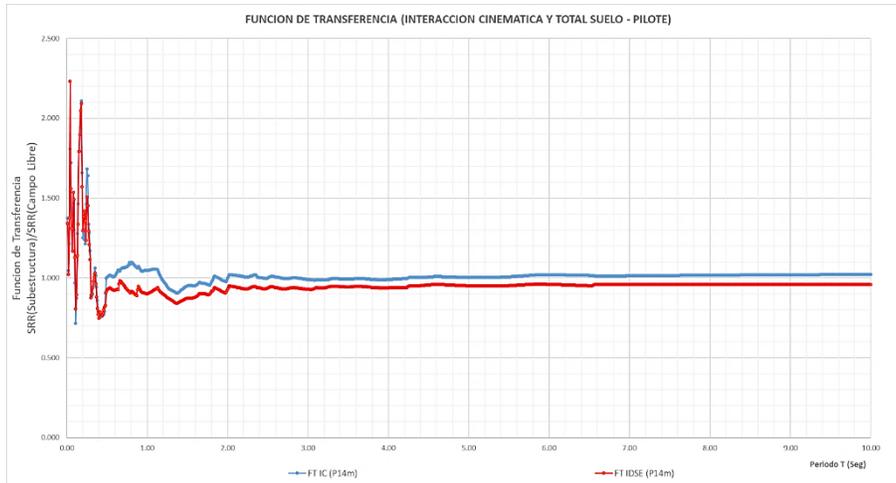


Figura 5.19 Función de transferencia de interacción cinemática e interacción total suelo - pilote. Fuente: Autores



Figura 5.20 Calculo de desplazamientos por Interacción cinemática Suelo – Pilote, considerando sismo de diseño. Fuente: Autores

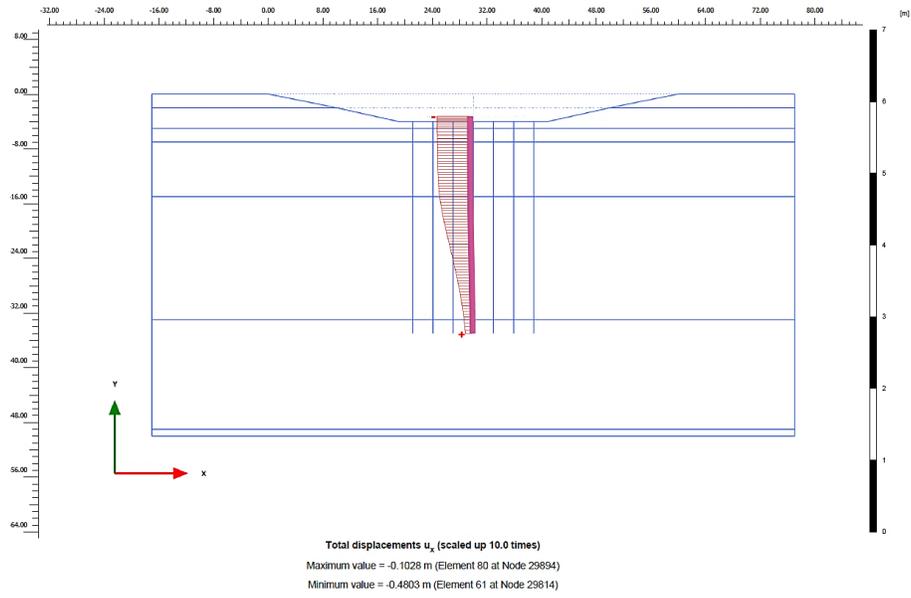


Figura 5.21 Desplazamientos totales U_x , fase 6, P31m. Fuente: Plaxis 2D

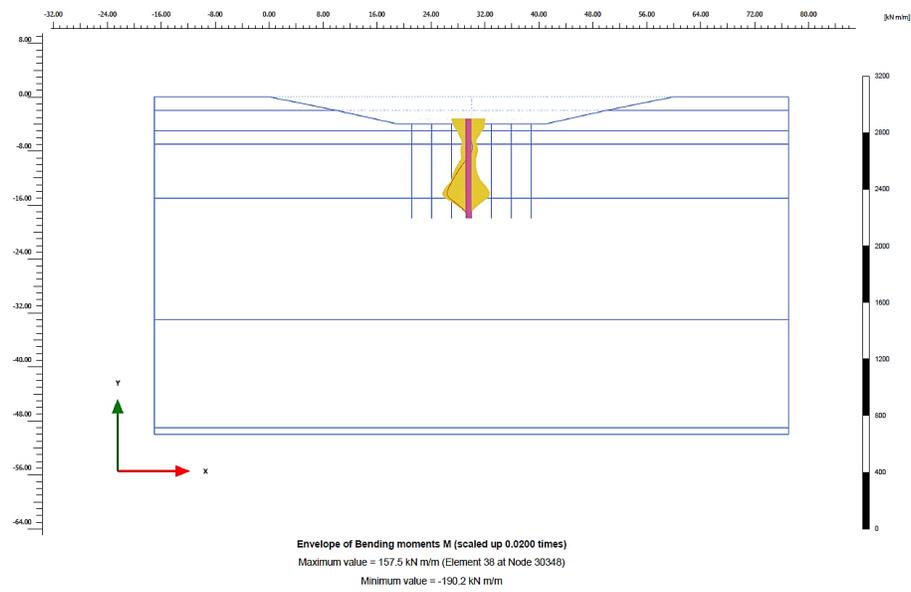


Figura 5.22 Envolvente de Momentos Máximos Interacción: Cinemática Suelo – Estructura, Análisis en Fase 6. Fuente: Plaxis 2D

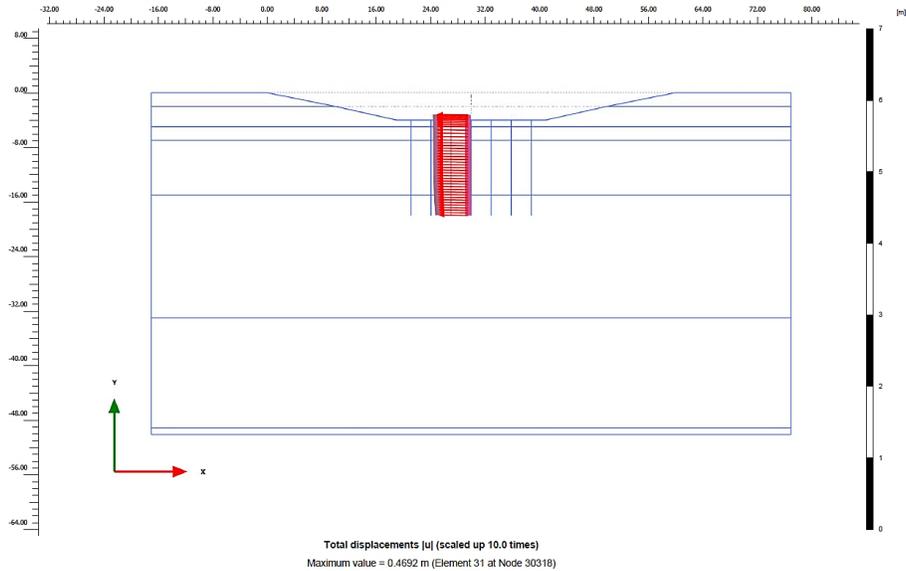


Figura 5.23 Desplazamiento Total U_x Interacción cinemática Suelo Estructura Fase 6, pilote 14 m. Fuente: Plaxis 2D

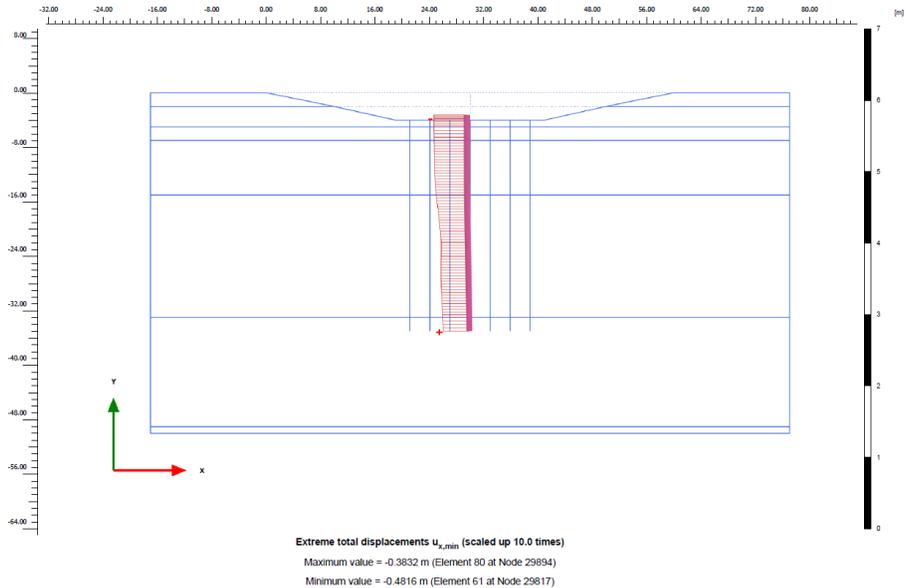


Figura 5.24 Desplazamiento Total U_x Interacción cinemática Suelo Estructura Fase 6. Fuente, pilote 31 m. Fuente: Plaxis 2D

De acuerdo a la NEC 2015, la consideración de los efectos de interacción Cinemática puede ser obviados para suelos competentes A – D, y solo es exigible para suelos tipo E, y F donde además se solicitan la estimación y cálculo de efectos de sitio, escalamiento y modelación, sin embargo, este criterio solo es válido para estructuras con periodo superior a los 3 segundos, donde sin importar la condición

de empotramiento (longitud de pilote), la interacción cinemática puede ser despreciada.

Los efectos de interacción inercial lateral suelo – pilote, se los considera a través de cálculos y determinación de curvas p-y, las cuales cambian en función de la profundidad, generando menores deformaciones y mayores esfuerzos a mayores profundidades, así como mayores deformaciones y menor esfuerzos a menor profundidades:

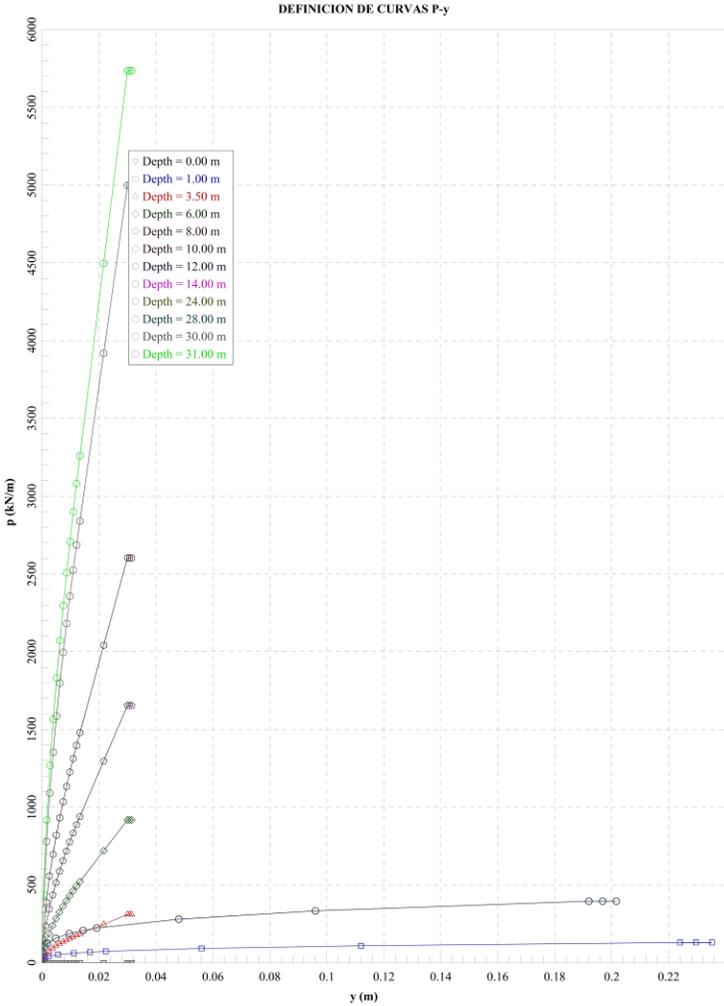


Figura 5.25 Curvas p-y. Fuente: LPile

El cálculo de los efectos inerciales se lo realizó mediante un análisis de respuesta lateral ante carga estática para 1 Pilote, mediante el software LPile (Versión Libre – Estudiantil).

Se considera que los pilotes trabajaran en bloque, afectados por un factor de eficiencia η (grupo), por intersección de bulbos de presión, los cuales en un cálculo tradicional son determinados con las ecuaciones de Converse – Labarre: 0.73, ecuación de Los Ángeles: 0.77, ecuación de Seller-Keeney:0.86, pero que son intrínsecos en análisis de elementos finitos como los desarrollados en Plaxis 2D.

La modelación consideró las curvas P-y, calibradas para con los parámetros geomecánicos y geodinámicas, considerando que el nivel 0, es la cota -4m, desde la viga Cabezal; en dos casos 1 para pilotes de 14m y otro para pilotes de 31m; La condición de carga fue la siguiente: Carga lateral (Cortante Basal), obtenida del espectro de diseño 185.43 KN, carga Gravitacional perpendicular D+L: 1196.42KN, y momento por carga sismica:1915.54KN m.

El software L-Pile permite modelar a la viga cabezal como pilotes Grupales con cabeza fija para lo cual se consideró un p-multiplier de 0.6 en función de la separación entre pilotes en 2 direcciones, donde se observó que existen comportamientos similares de deformación por carga laterales para pilotes de 14 y 31m.

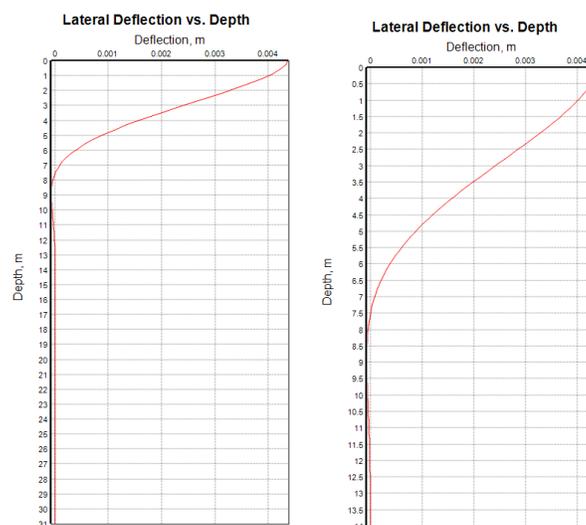


Figura 5.26 Deflexiones laterales de pilotes. Fuente: LPile



Figura 5.27 Comportamiento de Momentos pilote de 14 m. Fuente: LPile

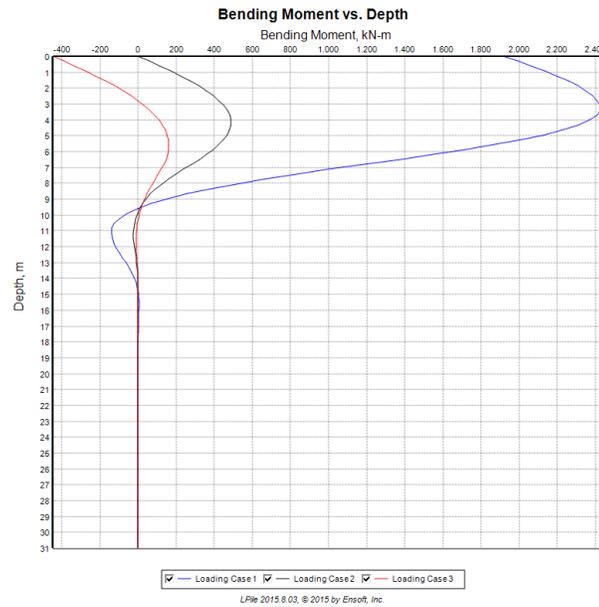


Figura 5.28 Comportamiento de Momentos pilote 31 m. Fuente: LPile

Resultados de análisis acoplado en Plaxis 2D

La interacción Dinámica Suelo Estructural Total es la suma de los efectos cinemáticos con los efectos inerciales, la cual como se ha demostrado se la obtiene en modelos desacoplados por diferentes vías y se aproximan a la consideración de modelos acoplados de mayor precisión.

La diferencia fundamental en el cálculo entre modelos desacoplados y acoplados radica que en el cálculo de la interacción inercial no consideran los efectos de la interacción cinemática, lo cual conduce a una sub o sobre estimación de los valores de aceleraciones (fuerza) o desplazamientos iniciales.

En los análisis acoplados la modelación que incluye los efectos cinemáticos e inerciales que ejerce en acción y respuesta del sistema suelo - pilote.

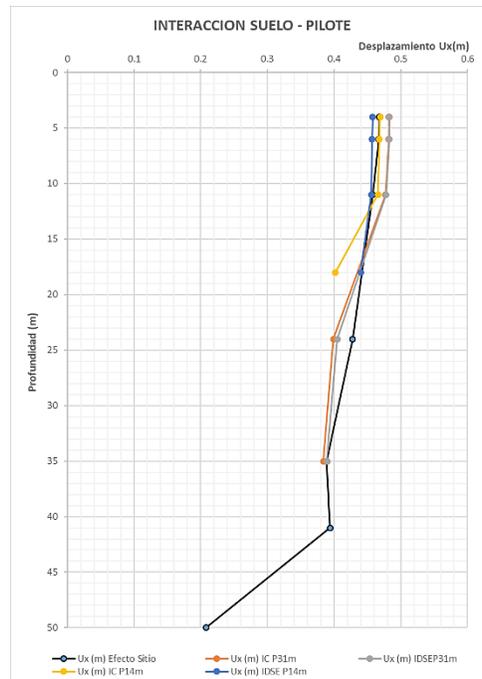


Figura 5.29 Interacción suelo – pilote 14 m. Fuente: Autores

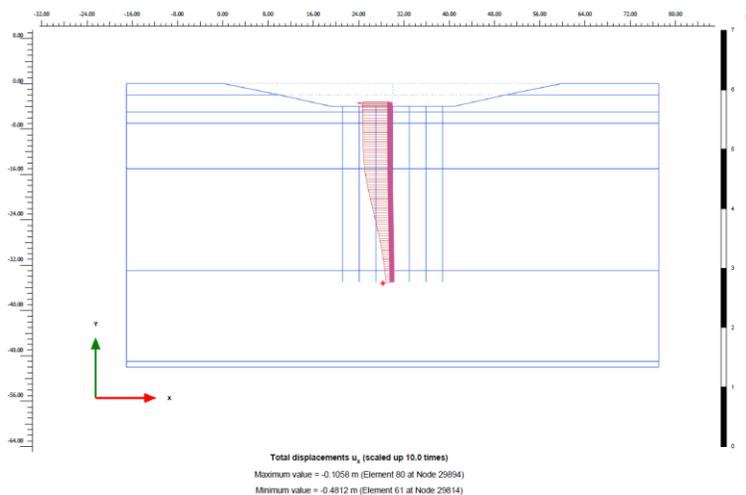


Figura 5.30 Desplazamientos totales IDSE Ux, fase 7, P31m. Fuente: Plaxis 2D

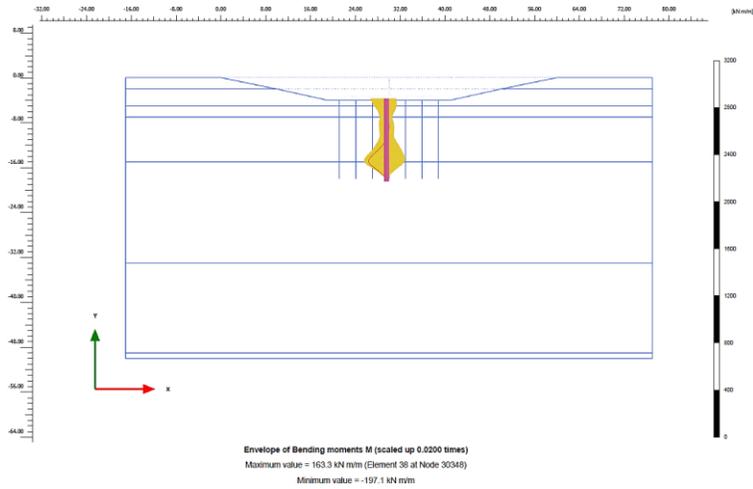


Figura 5.31 Envolvente de Momentos Máximos Interacción: Dinámica Suelo – Estructura, Análisis en Fase 7 Pilote 14 m. Fuente: Plaxis 2D

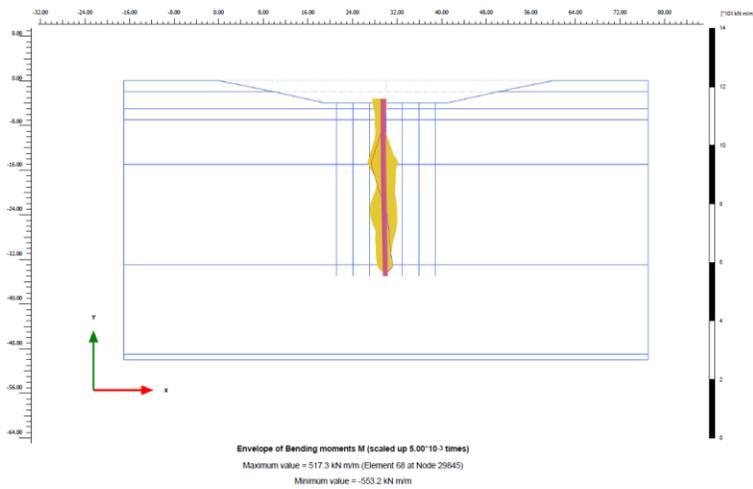


Figura 5.32 Envolvente de Momentos Máximos Interacción: Dinámica Suelo – Estructura, Análisis en Fase 7 Pilote 31 m. Fuente: Plaxis 2D

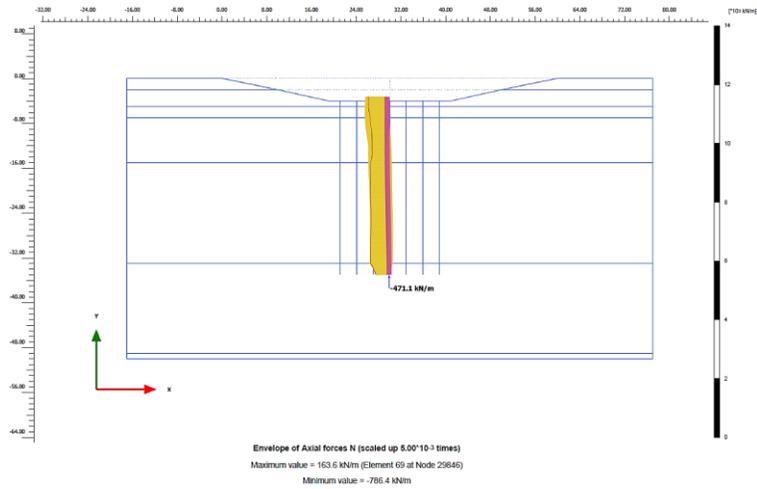


Figura 5.33 Envolvente de Cortantes Máximos Interacción: Dinámica Suelo – Estructura, Análisis en Fase 7. Fuente: Plaxis 2D

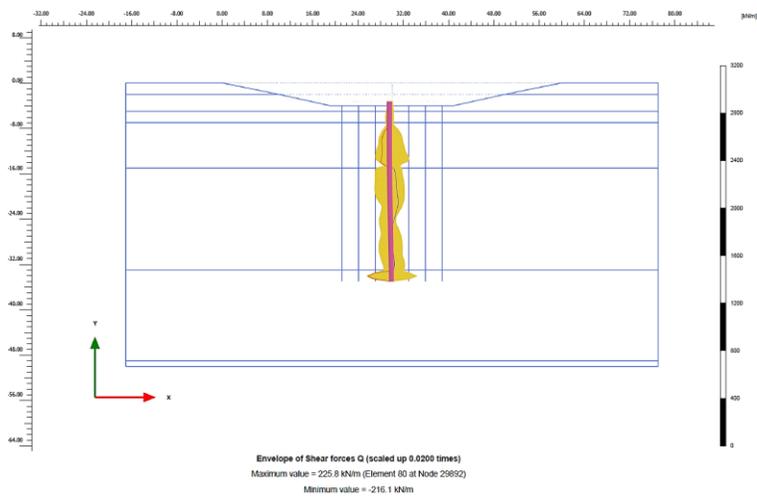


Figura 5.34 Envolvente de fuerzas de Corte Interacción Dinámica Suelo – Pilote, fase 7. Fuente: Plaxis 2D

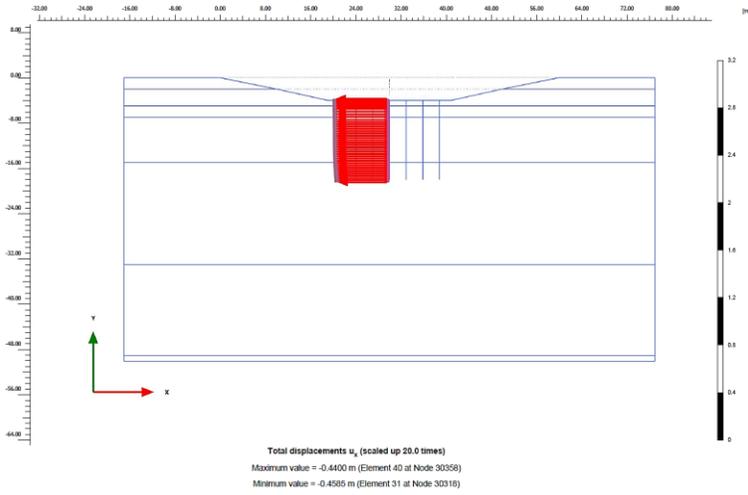


Figura 5.35 Desplazamiento Total U_x Interacción Dinámica Suelo Estructura, Fase 7.
Fuente: Plaxis 2D

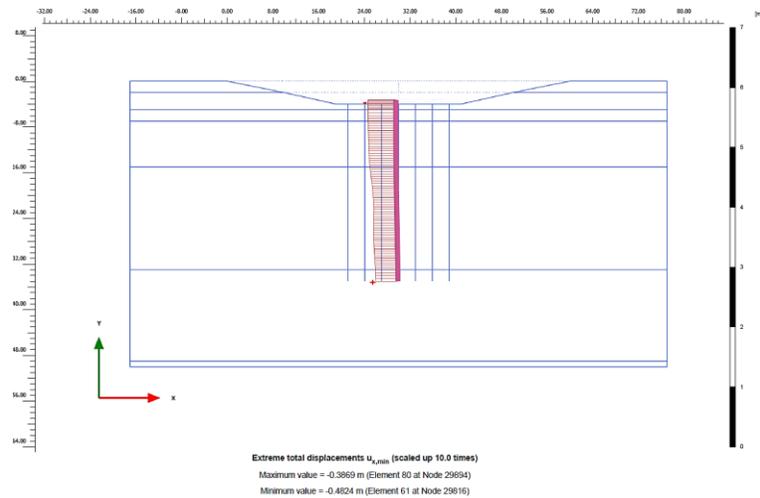


Figura 5.36 Desplazamiento Total U_x Interacción Dinámica Suelo Estructura, Fase 7.
Fuente: Plaxis 2D

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- Los resultados de esta tesis demuestran la importancia y necesidad de poder incluir en los diseños sísmo resistentes, los efectos de interacción dinámica suelo – estructura (IDSE), dado a que los cambios de impedancia en los suelos circundantes a la cimentación, medidos mediante cambios de rigidez, producen cambios significativos de comportamiento a lo largo de su profundidad.
- Los análisis generales guardan coherencia y cumplen normativa NEC 2011 respecto al diseño por cargas gravitacionales y laterales, pero no incluyen consideraciones de interacción inercial suelo – pilote, ni la consideración de efectos de interacción cinemática que afectan a la respuesta estructural del sistema por el cambio brusco de impedancia de la cimentación en el medio.
- Aun cuando el diseño original cumpla con las normativas del 2011, en general existen diferencia en la concepción del diseño sísmico de la subestructura, y el conocimiento del arte actual que permite elaborar diseños más seguros.
- En análisis desacoplados, los efectos de grupo son importantes entenderlos porque nos permite desarrollar modelo de curvas p-y ajustadas que incluyan (factores multiplicadores) que replique las condiciones reales del esfuerzo – deformación contacto suelo - pilote.
- En la actualidad no existe un software que permita captar los modelos conceptuales complejos: Super-estructura y Sub-estructuras acoplados, sin embargo existen grandes acercamientos a lo que sería métodos directos que integran elementos de la super-estructura en análisis de subestructura (Plaxis-2D, 3D, MIDAS GTS NX), así como métodos que integran elementos de sub-estructura en análisis de superestructura (SAP2000 – ETABS, BRIDGE).
- La interacción dinámica suelo-estructura se descompone en una parte cinemática: modificación de registro de entrada por cambio de rigidez e

impedancia del suelo circundante (campo libre) en contraste con la cimentación que amortigua y reduce la fuerza de misma, pero genera movimientos de traslación, rotación y torsión; y la otra inercial que es la respuesta de la estructura ante la excitación sísmica que incluye desplazamientos y rotaciones no consideradas con empotramiento perfecto.

- La interacción inercial induce un incremento en el periodo fundamental de la vibración del sistema, modificando el amortiguamiento y reduciendo la ductilidad estructural.
- La importancia en la adición de flexibilidad en la cimentación, es considerar el control de los desplazamientos máximo, y estos no produzcan efectos de segundo orden.
- De acuerdo a lo que establece la NIST (National Institute of Standards and Technology), cuando los cimientos de los edificios están soportados por pilotes, el problema de la interacción cinemática se complica por la influencia de los pilotes en la propagación de las ondas debajo de los cimientos, y también por la posibilidad de que el suelo se asiente lejos de la base de la estructura soportada por pilotes, formando una brecha. El problema interacción cinemática suelo-estructura es complejo y no existen modelos de ingeniería bien calibrados, por lo que cada análisis debe ser particular.
- La interacción dinámica suelo-estructura es un fenómeno que modifica la respuesta natural de un sistema estructural, dado a que el suelo de alguna manera altera no sólo las condiciones de apoyo que pueden inicialmente asumirse como fijas, sino que también afecta la flexibilidad y el amortiguamiento total del sistema.
- El desarrollo de esta tesis presenta funciones de transferencia los cuales sirve como aproximación de los factores de interacción suelo – pilote que se deban aplicar cuando no se consideren modelaciones acopladas con software de alta demanda de capacidad y tiempo como el Plaxis 2D, 3D.
- Se observa que en los 2 casos estudiados los efectos de interacción Suelo – Pilote son más relevantes entre los periodos de 0 a 3 segundos, es decir que

para estructuras que posean un periodo fundamental mayor a los 3 segundos los efectos de interacción suelo estructura pueden ser obviados.

- Los efectos de interacción cinemática para cimentación profunda tienen una participación entre el 90 y 93% en relación a los efectos totales, versus a la interacción Inercial que tiene una participación del 7 al 10%.
- Los mayores desplazamientos se generan producto de la amplificación del registro sísmico de entrada, en función de la calidad y características geomecánicas y geodinámicas del medio

Recomendaciones

- Se recomienda desarrollar soluciones analíticas para el problema de interacción cinemática para cimentaciones profundas - pilotes de rigidez a la flexión variable sujetos a un movimiento de entrada realista (incoherente), que incrementen el conocimiento y generen herramientas claras que sean incluidas en los códigos para el uso de los diseñadores geotécnicos – estructurales.
- Deberá trabajarse en soluciones analíticas para el problema de interacción cinemática para cimentaciones profundas - pilotes de rigidez a la flexión variable sujetos a un movimiento de entrada realista (incoherente), que incrementen el conocimiento y generen herramientas claras que sean incluidas en los códigos para el uso de los diseñadores geotécnicos – estructurales.
- Es importante que se puedan desarrollar nuevas investigaciones respecto a la modificación espectral (Interacción Cinemática) en profundidad con respecto a la longitud de los pilotes.
- Es ideal poder a futuro profundizar con mayor número de análisis de casos en diferentes tipos de configuraciones geotécnicas, para de esta manera identificar en qué tipo de medio los efectos de interacción son mayores o más notorios.
- La obtención de data relevante a partir de ensayos de laboratorio a muestras inalteradas se vuelve indispensable para el desarrollo adecuado de los cálculos de los modelos constitutivos, sobre todo en el aspecto de la calibración de los mismos.
- Se recomienda siempre poseer datos esenciales para otorgar características adecuadas a los estratos de suelos, estos datos esenciales pueden ser procedentes de ensayos triaxiales, edométricos, veleta o de CPT-u.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2006). *LRFD Bridge Design Specifications (AASHTO)*.
- Avilés, J. (1999). Interacción Suelo-Estructura: Conceptos de diseño. 1999.
- Bard, P. (1994). Effects of surface geology on ground motion: Recent results and remaining issues. *Proceedings of 10Th European Conference on Earthquake Engineering*, 10(January 1995), 305-323.
- Bentley. (2020). *PLAXIS CONNECT Edition V20.04 Material Models Manual* (Connect Edition V21.00; pp. 1-271). Bentley.
- Berkeley University. (2022). *PEER Ground Motion Database - PEER Center*. NGA-West2. <https://ngawest2.berkeley.edu/>
- Chopra, A. K., & Gutierrez, J. A. (1974). Earthquake response analysis of multistorey buildings including foundation interaction. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3(1), 65-77. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290030106>
- Das, B. M. (2015). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica (Cuarta Edición)* (4th ed.).
- Desai, C. S. (2005). Constitutive Modeling for Geologic Materials: Significance and Directions. *International Journal Of Geochanics*.
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440*.
- FEMA 440. (2005a). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 440*(June), 392.
- FEMA 440. (2005b). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, 440*(June), 392.
- Geoestudios, & Vera G., X. (2014). *Estudio Geotécnico del Puente Sobre El Río Jubones*.

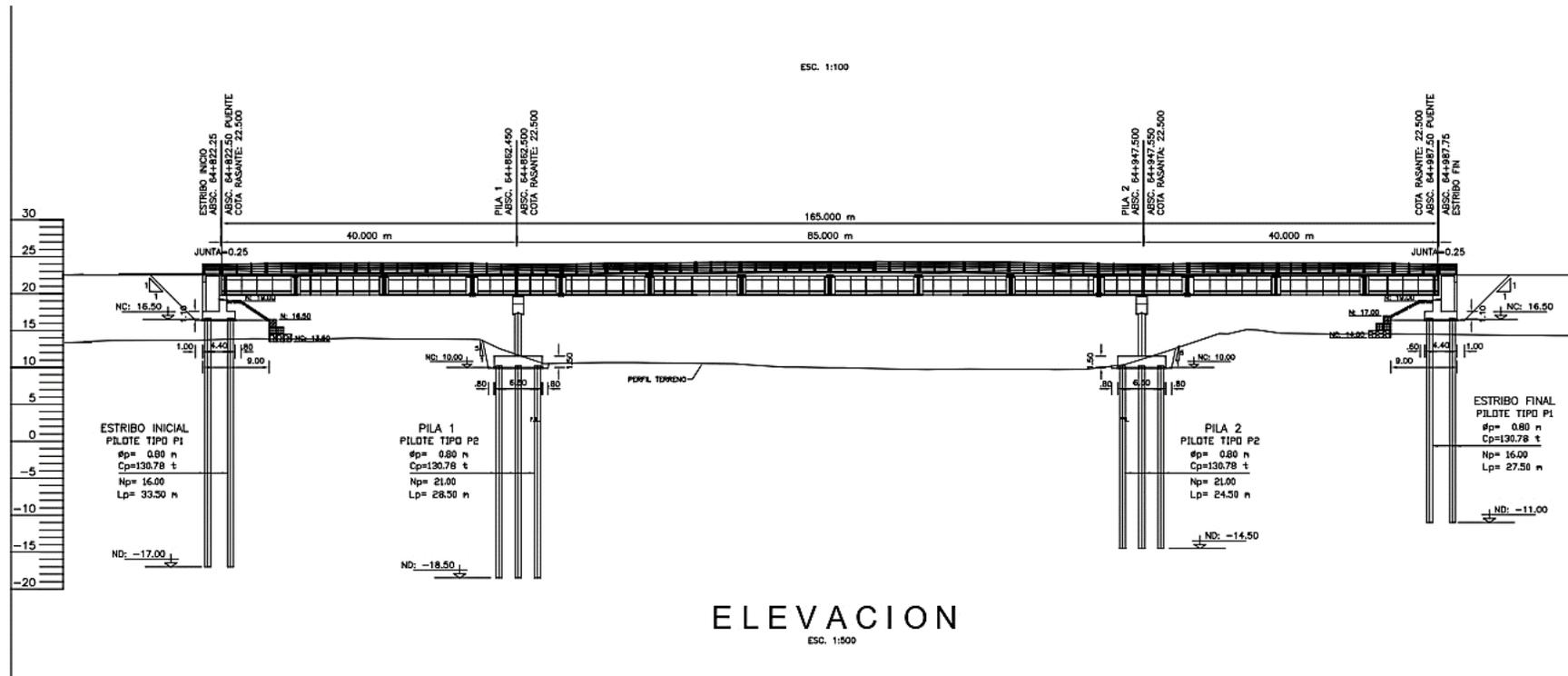
- González-Cueto, O., Herrera Suárez, M., Iglesias Coronel, C., & López Bravo, E. (2013). Análisis de los modelos constitutivos empleados para simular la compactación del suelo mediante el método de elementos finitos. *Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias*, 22(3), 75-80.
- IGEPN. (2022). *Instituto Geofísico*. IGEPN. <https://www.igepn.edu.ec/>
- Instituto Geográfico Militar. (1980). Mapa Geológico del Ecuador, Hoja Machala. En M. Británica (Ed.), *Mapa Geológico del Ecuador*. Dirección General de Geología y Minas.
- Koiter, W. T. (1953). *Stress-strain relations, uniqueness and variational theorems for elasto-plastic materials with a singular yield surface* (p. 354). *Quart. Appl. Math.*, 11.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (W. J. Hall, Ed.). Prentice-Hall International Series.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering* (W. J. Hall, Ed.; 1º). Prentice-Hall International Series.
- Lou, M., Wang, H., Chen, X., & Zhai, Y. (2011). Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31(12), 1724-1731. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.07.008>
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Cámara de la Industria de la Construcción. (2015a). NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción. En *Norma Ecuatoriana de la Construcción*. <http://www.indeci.gob.pe/proyecto58530/objetos/archivos/20110606102841.pdf> f%0Ahttps://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1.pdf (in spanish)
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, & Cámara de la Industria de la Construcción. (2015b). NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción, PELIGRO SÍSMICO, Diseño Sismo Resistente. En *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.

- National Institute of Standards and Technology. (s. f.). *NIST*. Recuperado 14 de octubre de 2022, a partir de <https://www.nist.gov/>
- Palacio Botero, J. C., & Fernández Jaramillo, J. D. (2004). Evaluación de los efectos inerciales de interacción dinámica suelo-estructura para edificaciones ubicadas en Medellín. *Revista Universidad EAFIT*, 40(134), 90-104.
- PLAXIS 2D CONNECT Edition V20.04 - Material Models Manual (Connect Edition V21.00; pp. 1-271)*. (2020). Bentley.
- PLAXIS 2D - Tutorial Manual (CONNECT Edition V20.04; pp. 1-239)*. (2020). Bentley.
- Reese, L. C., & van Impe, W. F. (2011). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading* (CRC Press Taylor & Francis Group, Eds.; 2nd Edition). Taylor & Francis Group, LLC.
- Sánchez, J. (2013). *Ecuaciones constitutivas para el cálculo de deformaciones en arcillas sensitivas*. 53(9), 1689-1699.
- Shen, J., & Kushwaha, R. (1988). *Soil-machine interactions. A finite element perspective* (M. D. Inc., Ed.). Ed. Marcel Dekker Inc.
- Sivanovic, S. (2000). Seismic response of an instrumented reinforced concrete building founded on piles. *Proceeding Softhe Twelfth World Conference on Earthquake Engineering*.
- Thavaraj, T. (2000). *Seismic Analysis of Pile Foundations for Bridges*. April.
- US Department of Transportation, & Federal Highway Administration. (2014). *LRFD Seismic Analysis and Design of Bridges Reference Manual*.
- Whitman, R., & Bielak, J. (1980). *Design of eathquake Resistant Structures: Foundations*. Pentech Press.
- Wolf, J. (1985). *Dynamic Soil–Structure Interaction*. Prentice Hall.
- Wong, H. L. (1975a). *Dynamic Soil - Structure Interaction*.
- Wong, H. L. (1975b). *Dynamic Soil - Structure Interaction*.
- Wong, H. L. (1975c). *Dynamic Soil - Structure Interaction*.

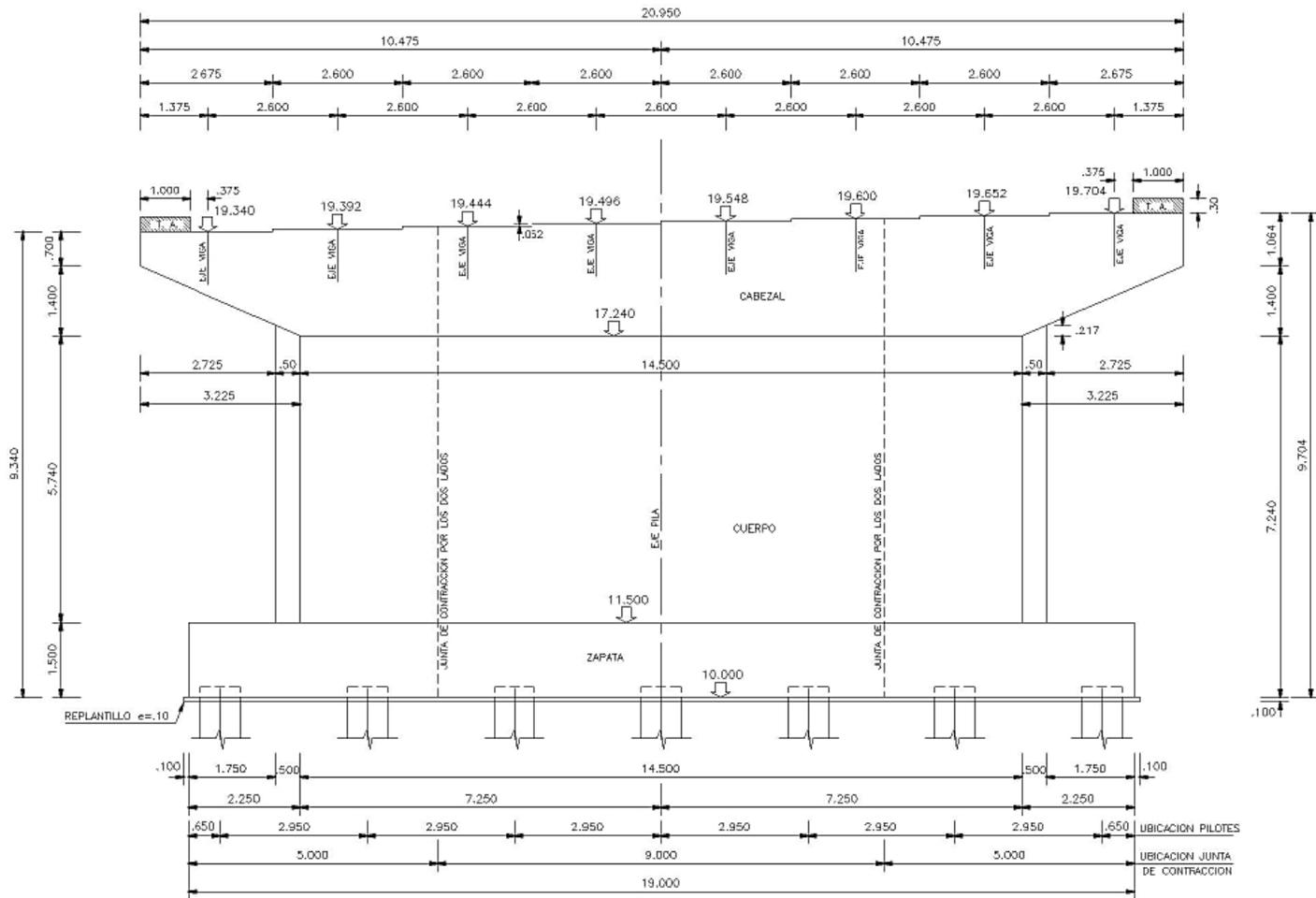
Wulfsohn, D., & Adams, B. (2002). *Advances in Soil Dynamics Volume 2* (ASAE, Ed.). ASAE.

ANEXOS

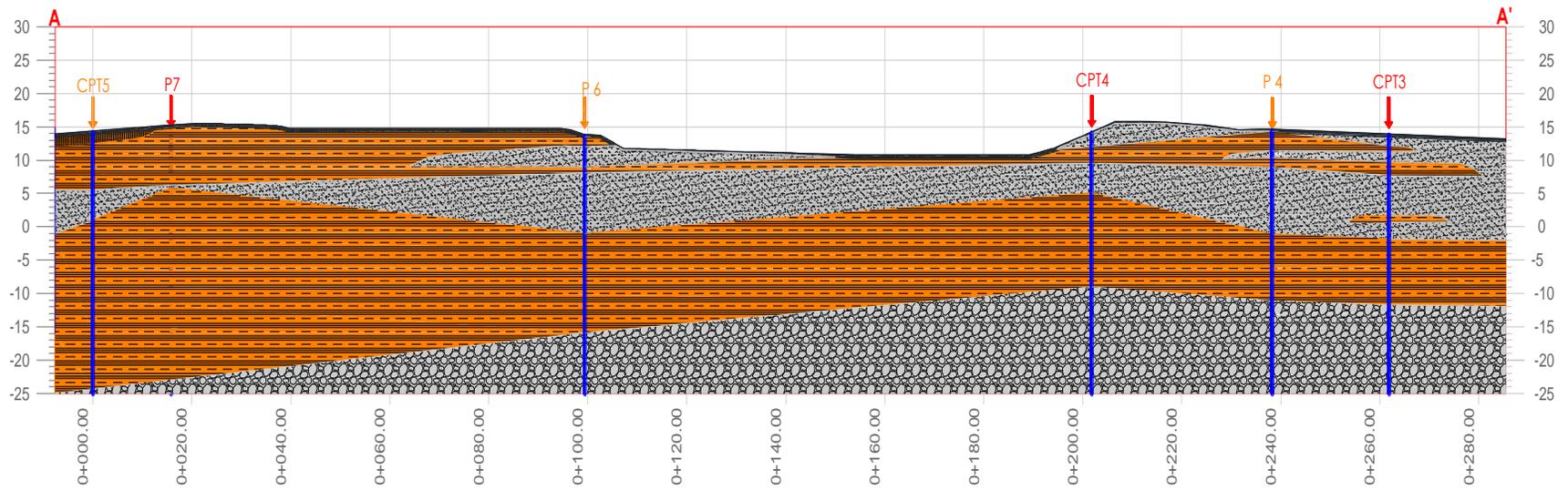
Anexo A. Geometría de sección longitudinal del puente



Anexo B. Vista frontal de la pila del puente

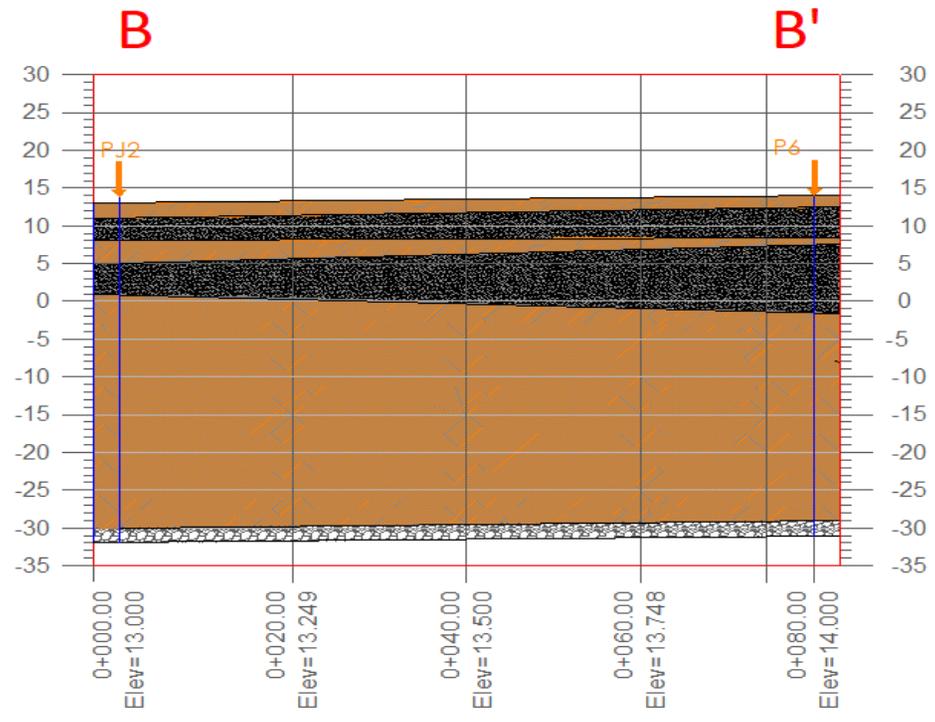


Anexo C. Caracterización geotécnica longitudinal del área de estudio



SIMBOLOGÍA	
	Arena
	Arcilla
	Limo
	Arena con grava
	Arcilla con lentes de turba

Anexo D. Caracterización geotécnica transversal del área de estudio



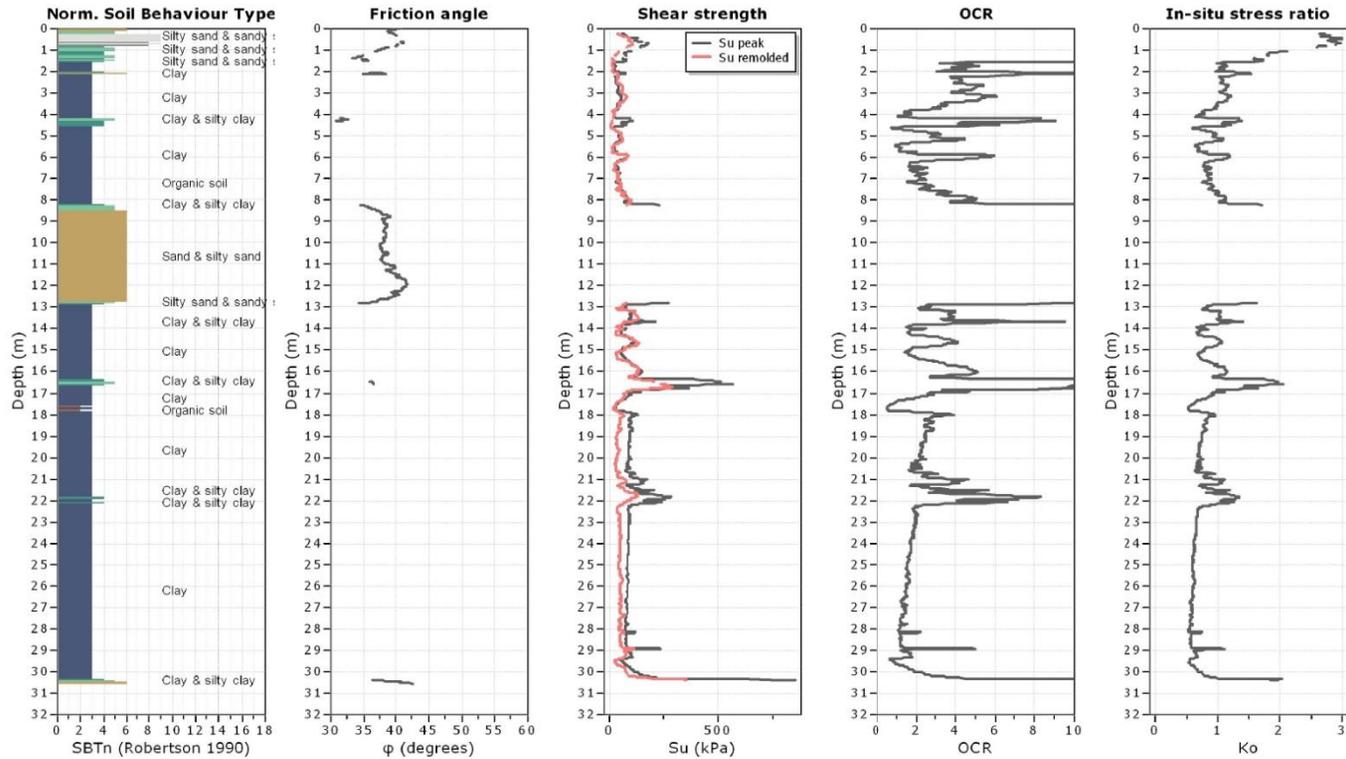
Anexo E. Data del CPT-5, ángulos de fricción, resistencias al corte, OCR. Proporcionados por EMVIAL EP.



Fernando Illingworth, MSc.
 fernando.illingworth@gmail.com
 Los Ríos 825 y Hurtado (Guayaquil, ECU)
 T.: (+593) 99-720-1206

Project: Autopista "Y"
 Location: Corralitos-Tillales (Jubones)

CPT: CPTU-5
 Total depth: 30.54 m, Date: 24/06/2014
 Coords: lat -3.26954° lon -79.86716°



CPeT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 21/07/2014, 14:32:48
 Project file: C:\Users\Admin\Desktop\TRABAJO\PROYECTOS\Jubones\CPT\Jubones.cpt

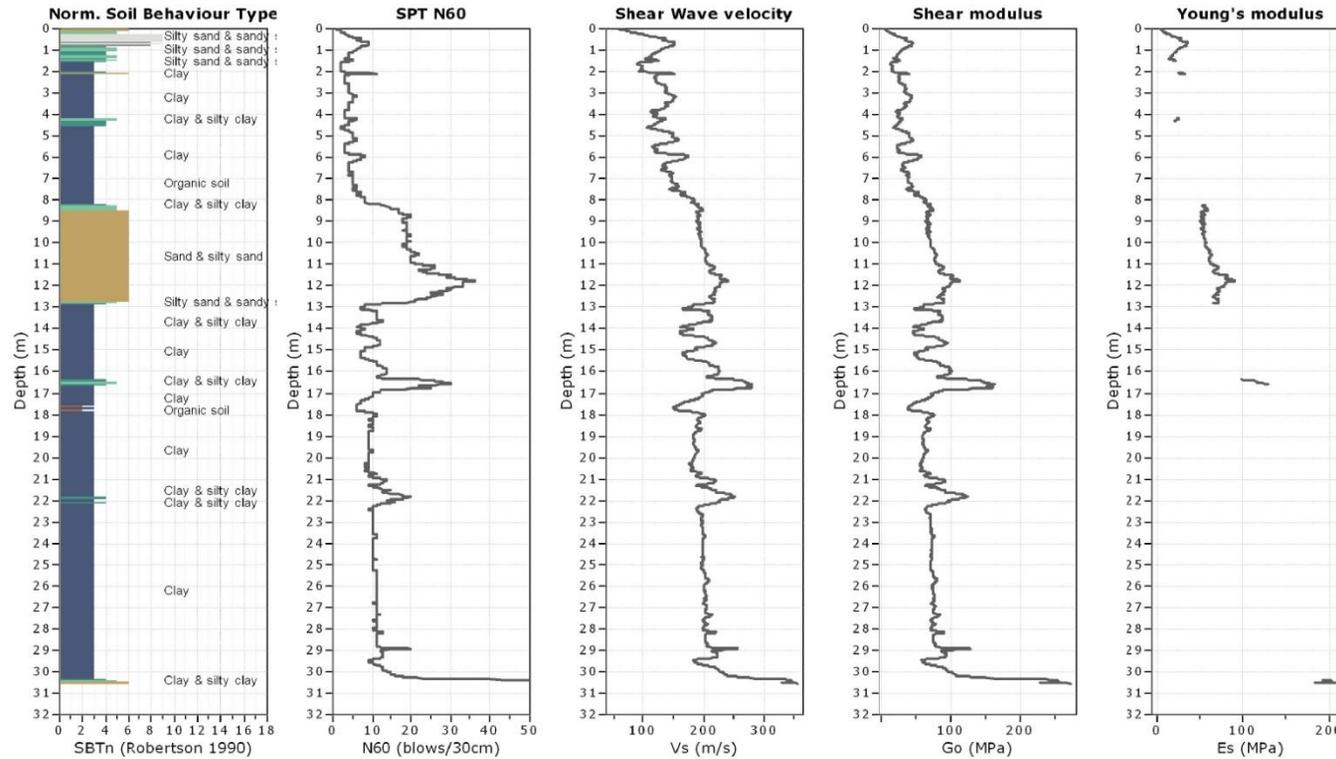
Anexo F. Data del CPT-5, VS30, módulo de corte y módulo de Young. Proporcionados por EMVIAL EP.



Fernando Illingworth, MSc.
 fernando.illingworth@gmail.com
 Los Ríos 825 y Hurtado (Guayaquil, ECU)
 T.: (+593) 99-720-1206

Project: Autopista "Y"
 Location: Corralitos-Tillales (Jubones)

CPT: CPTU-5
 Total depth: 30.54 m, Date: 24/06/2014
 Coords: lat -3.26954° lon -79.86716°



CPeT-IT v.1.7.6.42 - CPTU data presentation & interpretation software - Report created on: 21/07/2014, 14:32:48
 Project file: C:\Users\Admin\Desktop\TRABAJO\PROYECTOS\Jubones\CPT\Jubones.cpt

Anexo G. Sondeo P7 desde 0.00 hasta 8.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.

GEOESTUDIOS		"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3		Tel.: 04 280068 - 04 2685503		SONDEO N° P-7					HOJA 1 de 4			
CLIENTE <u>EMVIAL</u>		LOCALIZACIÓN <u>MARGEN IZQUIERDO DEL RIO JUBONES</u>												
PROYECTO <u>Estudio Geotécnico de Terraplenes en la "Construcción de la Autopista E-25 Tramo "y" de Corralitos Tillares"</u>														
FECHA COMIENZO <u>27/5/14</u>		FECHA FINAL <u>30/5/14</u>		ELEVACIÓN <u>14 m</u>		TAMAÑO de SONDEO <u>75 mm</u>								
CONTRATISTA: <u>EMVIAL</u>		NIVEL FREÁTICO												
MÉTODO: <u>PERCUSION</u>		DURANTE LA PERFORACIÓN <u>3.00 m / Elev 11.00 m</u>												
PERFORADOR: <u>José Aguilar</u>		DEPUÉS DE LA PERFORACIÓN <u>---</u>												
REGISTRADO POR: <u>Jimmy Vargas</u>		COORDENADAS X: <u>625872</u> Y: <u>9638554</u>												
PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	Su-PEN. DE BOLSILLO (kPa)	Su-TORVANE (kPa)	HUMEDAD (%)	LÍMITES ATTERBERG				FINOS (%)
										LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLÁSTICIDAD		
0.00	13.00		0.00m (CH) 0 % grava, 23 % arena, 77 % finos Arcilla con arena de color café de consistencia firme	MA 1	70	4-6-3 (9)			26.0	57.0	18.0	39.0	77	
0.90	12.00		0.90m (CH) 0 % grava, 37 % arena, 63 % finos Arcilla arenosa de color café de consistencia muy blanda	MA 3	40	1-1-1 (2)			42.0	59.0	23.0	36.0	63	
2.00	11.00		2.00m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris verdoso con pintas de oxidación de consistencia rígida	MI 5	30		49	51	36.0	74.0	26.0	48.0	97	
4.00	10.00		4.00m (CH) 0 % grava, 12 % arena, 88 % finos Arcilla de color gris verdoso de consistencia rígida	MI 7	70		46	46	35.0	62.0	22.0	40.0	88	
5.45	9.00		5.45m (CH) 0 % grava, 19 % arena, 81 % finos Arcilla con arena de color café de consistencia rígida	MA 9	60	4-7-7 (14)			29.0	56.0	20.0	36.0	81	
6.50	8.00		6.50m (CH) 0 % grava, 17 % arena, 83 % finos Arcilla con arena de color café de consistencia rígida	MA 11	60	6-6-8 (14)			23.0	54.0	19.0	35.0	83	
7.40	7.00		7.40m (CH) 0 % grava, 5 % arena, 95 % finos Arcilla de color café de consistencia rígida	MA 13	100	6-7-7 (14)			26.0	67.0	22.0	45.0	95	

(Continúa en la Página Siguiente)

Anexo H. Sondeo P7 desde 8.00 hasta 16.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.

GEOESTUDIOS		"Cda Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3 Tel.: 04 280068 - 04 2685503		SONDEO N° P-7		HOJA 2 de 4								
CLIENTE <u>EMVIAL</u>		LOCALIZACIÓN <u>MARGEN IZQUIERDO DEL RIO JUBONES</u>												
PROYECTO <u>Estudio Geotécnico de Terraplenes en la "Construcción de la Autopista E-25 Tramo "y" de Corralitos Tillares"</u>														
FECHA COMIENZO <u>27/5/14</u>		FECHA FINAL <u>30/5/14</u>		ELEVACIÓN <u>14 m</u>		TAMAÑO de SONDEO <u>75 mm</u>								
CONTRATISTA: <u>EMVIAL</u>				NIVEL FREÁTICO										
MÉTODO: <u>PERCUSION</u>				DURANTE LA PERFORACIÓN <u>3.00 m / Elev 11.00 m</u>										
PERFORADOR: <u>José Aguilar</u>				DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN <u>---</u>										
REGISTRADO POR: <u>Jimmy Vargas</u>				COORDENADAS X: <u>625872</u> Y: <u>9638554</u>										
PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	SU-PEN. DE BOLSILLO (kPa)	SU-TORVANTE (kPa)	HUMEDAD (%)	LÍMITES ATTERBERG				
										LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLASTICIDAD	FINOS (%)	
			7.40m (CH) 0 % grava, 5 % arena, 95 % finos Arcilla de color café de consistencia rígida (<i>continua</i>)											
			8.45m (CH) 1 % grava, 16 % arena, 83 % finos Arcilla con arena de color café de consistencia rígida	MA 15	100	6-5-7 (12)			27.0	60.0	23.0	37.0	83	
			8.90m (SM) 0 % grava, 74 % arena, 26 % finos Arena limosa de color café de compacidad densa											
			10.40m (SW-SM) 1 % grava, 88 % arena, 11 % finos Arena bien graduada con limo de color gris claro de compacidad densa	MA 17	70	13-16-16 (32)			17.0	NP	NP	NP	26	
			10.40m (SW-SM) 1 % grava, 88 % arena, 11 % finos Arena bien graduada con limo de color gris claro de compacidad densa	MA 19	90	14-18-18 (36)			16.0	NP	NP	NP	11	
			11.45m (SM) 1 % grava, 87 % arena, 12 % finos Arena limosa de color gris claro de compacidad densa	MA 21	90	16-20-17 (37)			19.0	NP	NP	NP	12	
			12.50m (SM) 5 % grava, 78 % arena, 17 % finos Arena limosa de color gris claro de compacidad medianamente densa	MA 23	100	10-6-7 (13)			15.0	NP	NP	NP	17	
			13.40m (CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos Arcilla de color café de consistencia rígida	MA 25	100	4-5-5 (10)			33.0	79.0	28.0	51.0	98	
			14.45m (CH) 0 % grava, 0 % arena, 100 % finos Arcilla de color amarillo oscuro de consistencia rígida	MA 27	100	7-8-10 (18)			38.0	76.0	25.0	51.0	100	
			15.50m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color café de consistencia muy rígida	MA 29	100	11-12-15 (27)			43.0	82.0	27.0	55.0	97	

(Continúa en la Página Siguiente)

Anexo I. Sondeo P7 desde 16.00 hasta 24.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.

GEOESTUDIOS		"Cdra Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3 Tel.: 04 280068 - 04 2685503		SONDEO N° P-7		HOJA 3 de 4							
CLIENTE <u>EMVIAL</u>		LOCALIZACIÓN <u>MARGEN IZQUIERDO DEL RIO JUBONES</u>											
PROYECTO <u>Estudio Geotécnico de Terraplenes en la "Construcción de la Autopista E-25 Tramo "y" de Corralitos Tillares"</u>													
FECHA COMIENZO <u>27/5/14</u>		FECHA FINAL <u>30/5/14</u>		ELEVACIÓN <u>14 m</u>		TAMAÑO de SONDEO <u>75 mm</u>							
CONTRATISTA: <u>EMVIAL</u>				NIVEL FREÁTICO									
MÉTODO: <u>PERCUSION</u>				DURANTE LA PERFORACIÓN <u>3.00 m / Elev 11.00 m</u>									
PERFORADOR: <u>José Aguilar</u>				DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN <u>---</u>									
REGISTRADO POR: <u>Jimmy Vargas</u>				COORDENADAS X: <u>625872</u> Y: <u>9638554</u>									
PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	Su-PEN. DE BOLSILLO (kPa)	Su-TORVANE (kPa)	HUMEDAD (%)	LÍMITES ATTERBERG			
										LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE PLASTICIDAD	FINOS (%)
			15.95m (SM) 0 % grava, 76 % arena, 24 % finos Arena limosa de color café de compactación densa (continua)	MA 30	70	12-14-12 (26)			29.0	NP	NP	NP	24
	17		16.60m (CH) 0 % grava, 6 % arena, 94 % finos Arcilla de color amarillo oscuro de consistencia muy rígida	MA 31	100	11-13-14 (27)			36.0	77.0	27.0	50.0	94
	18		17.45m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris claro con presenciaq de turba de consistencia rígida	MA 33	80	6-7-6 (13)			54.0	85.0	30.0	55.0	97
	19		18.50m (CH) 0 % grava, 1 % arena, 99 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia rígida	MA 35	100	6-8-10 (18)			75.0	80.0	24.0	56.0	99
	20		19.40m (CH) 0 % grava, 5 % arena, 95 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia rígida	MA 37	90	6-7-6 (13)			53.0	82.0	32.0	50.0	95
	21		20.45m (CH) 0 % grava, 2 % arena, 98 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia rígida	MA 39	100	6-7-8 (15)			39.0	77.0	27.0	50.0	98
	22		21.50m (CH) 0 % grava, 4 % arena, 96 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia dura	MA 41	60	13-21-32 (53)			64.0	90.0	33.0	57.0	96
	23		21.95m (CH) 14 % grava, 12 % arena, 74 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia muy rígida	MA 42	50	13-14-21 (35)			27.0	57.0	21.0	36.0	74
	24		23.45m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia muy rígida	MA 45	60	11-13-12 (25)			30.0	67.0	22.0	45.0	97

(Continúa en la Página Siguiente)

Anexo J. Sondeo P7 desde 24.00 hasta 30.00 m, Datos Proporcionados por EMVIAL EP.

GEOESTUDIOS		"Cdra Kennedy Norte"- Calle Jose Assaf Bucaram Mz 704 Villa 3 Tel.: 04 280068 - 04 2685503		SONDEO N° P-7										
CLIENTE <u>EMVIAL</u>		LOCALIZACIÓN <u>MARGEN IZQUIERDO DEL RIO JUBONES</u>												
PROYECTO <u>Estudio Geotécnico de Terraplenes en la "Construcción de la Autopista E-25 Tramo "y" de Corralitos Tillares"</u>														
FECHA COMIENZO <u>27/5/14</u>		FECHA FINAL <u>30/5/14</u>		ELEVACIÓN <u>14 m</u>		TAMAÑO de SONDEO <u>75 mm</u>								
CONTRATISTA: <u>EMVIAL</u>		NIVEL FREÁTICO												
MÉTODO: <u>PERCUSION</u>		DURANTE LA PERFORACIÓN <u>3.00 m / Elev 11.00 m</u>												
PERFORADOR: <u>José Aguilar</u>		DESPUÉS DE LA PERFORACIÓN <u>---</u>												
REGISTRADO POR: <u>Jimmy Vargas</u>		COORDENADAS X: <u>625872</u> Y: <u>9638554</u>												
PROFUNDIDAD (m)	COTA (m)	LEYENDA	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	MUESTRA TIPO Y NÚMERO	RECUPERACIÓN %	SPT (N60)	SUPEN. DE BOLSILLO (kPa)	SU-TORVANE (kPa)	HUMEDAD (%)	LÍMITES ATTERBERG				FINOS (%)
			23.45m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia muy rígida (continua)											
	25 -11.00		24.50m (CH) 0 % grava, 19 % arena, 81 % finos Arcilla con arena de color gris oscuro de consistencia rígida	MA 47	60	8-8-10 (18)			50.0	73.0	26.0	47.0	81	
	26 -12.00		25.40m (CH) 0 % grava, 4 % arena, 96 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia muy rígida	MA 49	90	10-10-12 (22)			57.0	84.0	31.0	53.0	96	
	27 -13.00		26.45m (CH) 0 % grava, 3 % arena, 97 % finos Arcilla de color gris oscuro de consistencia muy rígida	MA 51	70	11-12-15 (37)			58.0	80.0	27.0	53.0	97	
	28 -14.00		27.50m (CH) 0 % grava, 16 % arena, 84 % finos Arcilla con arena de color gris oscuro de consistencia muy rígida	MA 53	90	13-13-12 (25)			40.0	72.0	26.0	46.0	84	
	29 -15.00		28.40m (CH) 0 % grava, 9 % arena, 91 % finos Arcilla de color gris oscuro con presencia de turba de consistencia muy rígida	MA 55	100	7-10-11 (21)			62.0	84.0	32.0	52.0	91	
			29.00m (CH) 0 % grava, 8 % arena, 92 % finos Arcilla de color gris oscuro con presencia de turba de consistencia muy rígida	MA 56	100	9-11-11 (22)			55.0	77.0	27.0	50.0	92	
			29.45m (CH) 0 % grava, 12 % arena, 88 % finos Arcilla de color gris oscuro con presencia de turba de consistencia muy rígida	MA 57	90	9-10-10 (20)			38.0	70.0	44.0	26.0	88	
	30 -16.00		29.90m (CH) 0 % grava, 28 % arena, 72 % finos Arcilla con arena de color gris claro de consistencia dura	MA 58	90	38-50/R en 11 cm			19.0	50.0	20.0	30.0	72	
Fin de SONDEO a 30.16m														

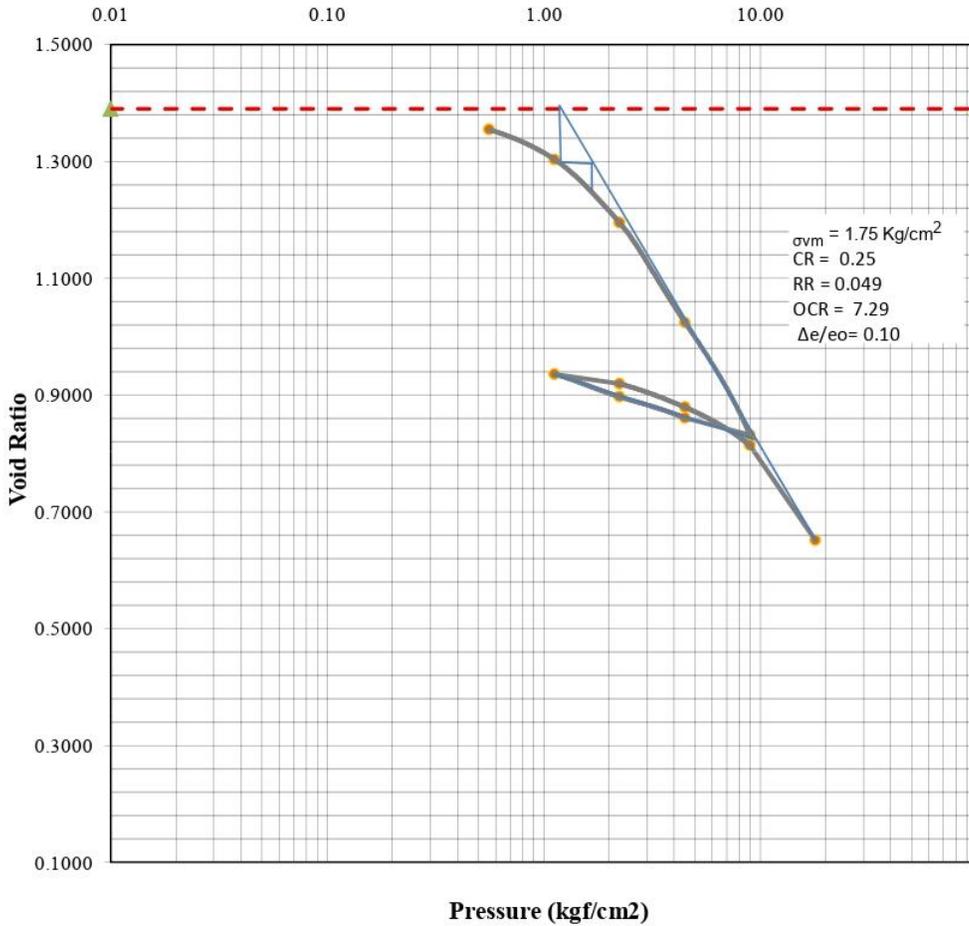
REGISTRO COLUMNAS - A4 TERRAPLENES JUBONES GPJ GINT STD ESPANA LAB GDT 24/6/14

Anexo K. Ensayo de consolidación a muestra inalterada de "arcilla 1". Datos Proporcionados por EMVIAL EP.



**LABORATORIO DE MATERIALES
SERVICIO Y CONSULTORIA**

**Consolidation Test
Test Results**

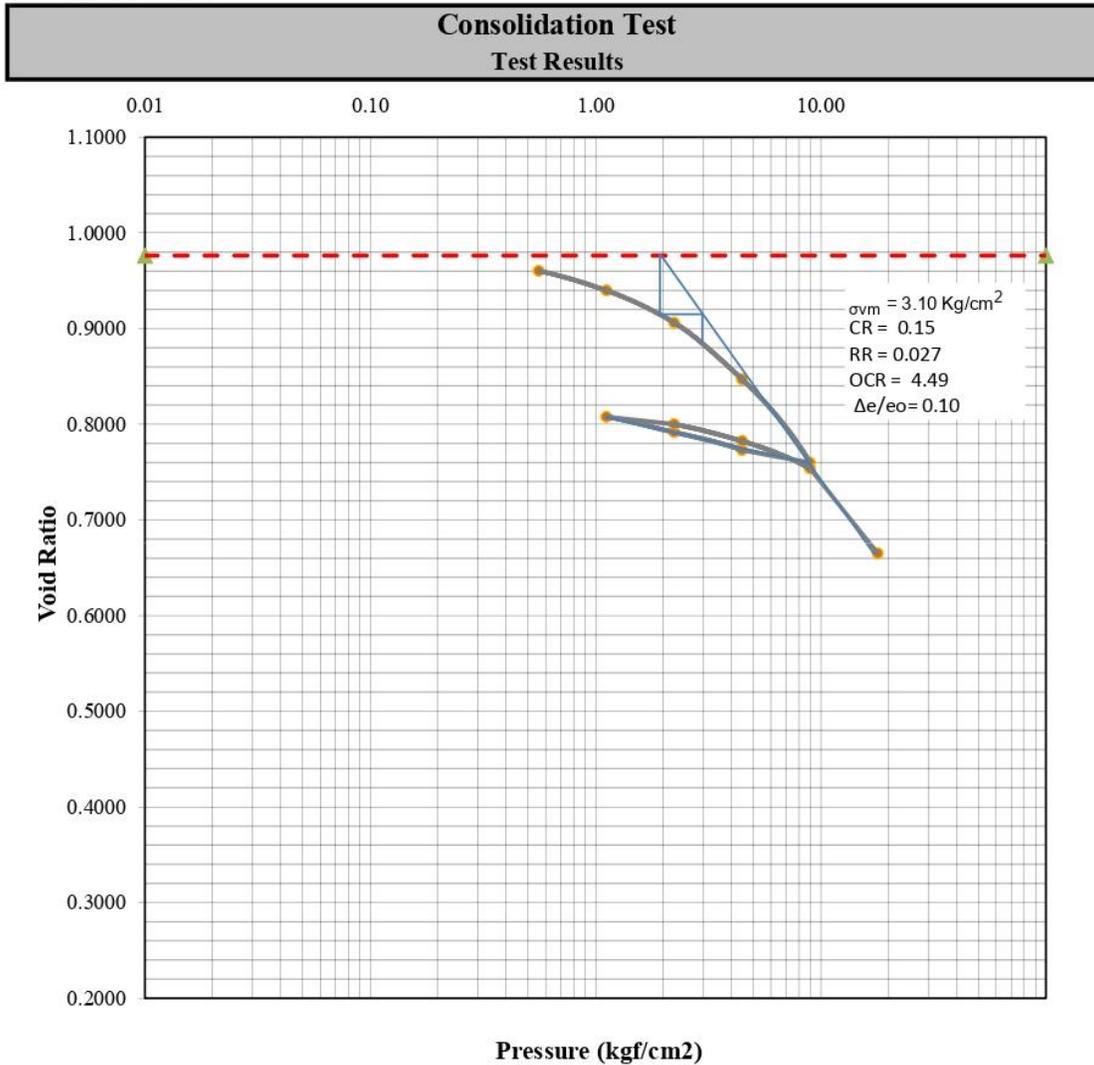


	Before	After	Liquid Limits:	86	Test Date:	11/06/2014
Moisture (%):	51.77	13.79	Plastic Limits:	36		
Dry Density (g/cm3):	1.11	1.94	Plasticity Index (%):	50		
Saturation (%):	98.68	99.71				
Void Ratio:	1.3898	0.6507	Specific Gravity:	2.660	Measured	
Soil Description:						
Project Number:	1		Depth:	1.5	Remarks:	
Sample Number:	3		Boring Number:	P-5		
Estudio Geotécnico de Terraplenes en la "Construcción de la Autopista E-25 Tramo "y" de Corralitos Tillares"						
Project:	EMVIAL					
Client:	EMVIAL					
Location:	Margen derecha del Rio Jubones					

Anexo L. Ensayo de consolidación a muestra inalterada de "arcilla 2". Datos Proporcionados por EMVIAL EP.



LABORATORIO DE MATERIALES
SERVICIO Y CONSULTORIA



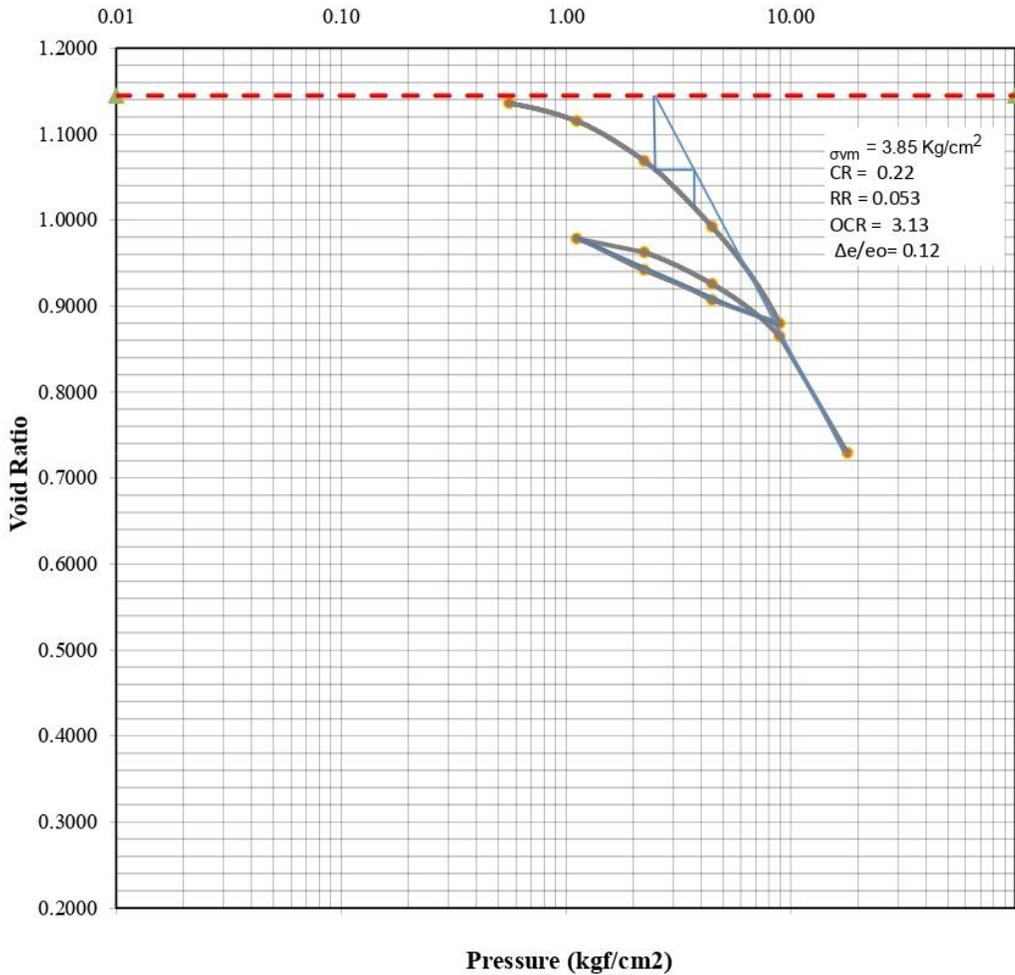
	Before	After	Liquid Limits:	61	Test Date:	11/06/2014
Moisture (%):	36.42	12.03	Plastic Limits:	21		
Dry Density (g/cm³):	1.34	2.01	Plasticity Index (%):	40		
Saturation (%):	98.73	99.73	Specific Gravity:	2.660	Measured	
Void Ratio:	0.9761	0.6637				
Soil Description:	Arcilla de color gris verdoso con pintas de oxidación de consistencia rígida					
Project Number:	1	Depth:	6.5	Remarks:		
Sample Number:	M-11	Boring Number:	P-5			
Project:	Estudio Geotécnico de Terraplenes en la "Construcción de la Autopista E-25 Tramo "y" de Corralitos Tillares"					
Client:	EMVIAL					
Location:	Margen derecha del Rio Jubones					

Anexo M. Ensayo de consolidación a muestra inalterada de "arcilla 3". Datos Proporcionados por EMVIAL EP.



**LABORATORIO DE MATERIALES
SERVICIO Y CONSULTORIA**

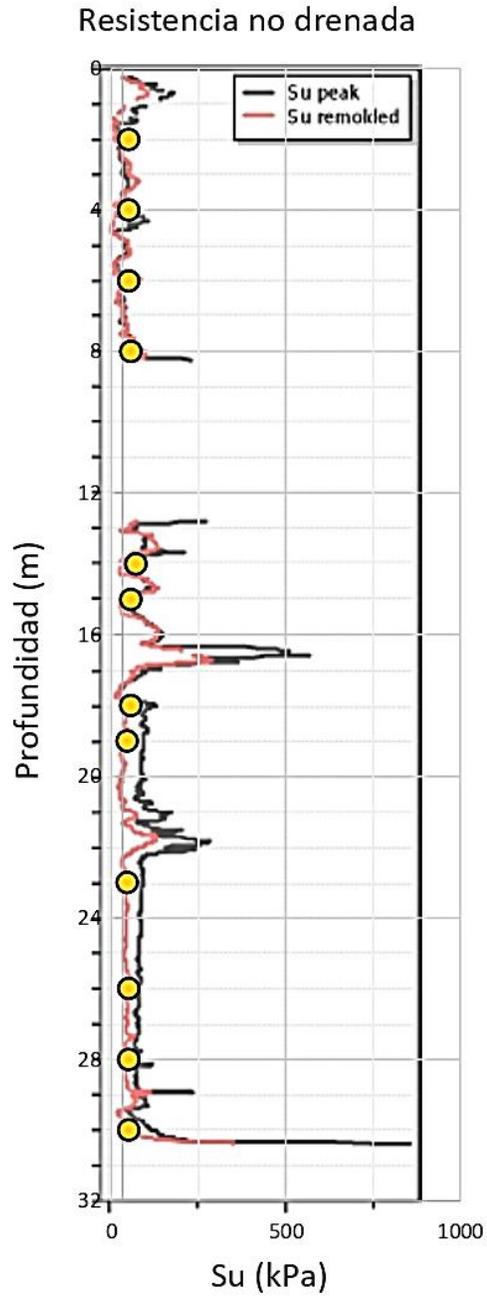
**Consolidation Test
Test Results**



	Before	After	Liquid Limits:	88	Test Date:	16/06/2014
Moisture (%):	42.81	11.53	Plastic Limits:	31		
Dry Density (g/cm3):	1.24	2.03	Plasticity Index (%):	57		
Saturation (%):	98.98	99.83	Specific Gravity:	2.660	Measured	
Void Ratio:	1.1448	0.7277				
Soil Description:	Arcilla de color gris verdoso con pintas de oxidación y presencia de yeso de consistencia rígida					
Project Number:	1	Depth:	15.5	Remarks:		
Sample Number:	M-27	Boring Number:	P-5			
Project:	Estudio Geotécnico de Terraplenes en la "Construcción de la Autopista E-25 Tramo "y" de Corralitos Tillares"					
Client:	EMVIAL					
Location:	Margen derecha del Rio Jubones					

Anexo N. Verificación de algunos valores Su en CPT 5. Datos Proporcionados por EMVIAL EP.

Resistencia no drenada	
Su (kPa)	Profundidad (m)
50	2
50	4
50	6
55	8
70	14
55	15
55	18
45	19
45	23
50	26
50	28
50	30



CERTIFICACIÓN DE REVISIÓN DE PROYECTO DE TITULACIÓN

Por medio de la presente, Yo Davide Besenzon Venegas, Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia de la Escuela Superior Politécnica del Litoral (ESPOL), certifico que:

Con fecha 15 de agosto de 2020, los estudiantes Diego Alberto Pontón Tomaselli y Eddie Rubén Tandazo Ortega con números de identificación 0702464124 y 0923013346, respectivamente, de la Cohorte 1, presentaron la propuesta de su tema de titulación al Comité Académico del programa. Posteriormente, con fecha 15 de noviembre de 2022, el Comité revisó y aprobó la propuesta mediante la resolución FICT-CA-GEOTEC-019-2022, cumpliendo con los requisitos establecidos para la aprobación del tema.

A partir de dicha aprobación, los estudiantes mantuvieron reuniones periódicas con el tutor designado, Francisco Javier Grau Sacoto, para la elaboración y desarrollo de su proyecto de titulación, siguiendo los lineamientos establecidos por el programa. Con fecha 10 de diciembre de 2022, los estudiantes presentaron y sustentaron su proyecto de titulación ante el tribunal evaluador asignado, cumpliendo con el proceso formal de evaluación académica.

Por lo tanto, en calidad de Coordinador del Programa de Maestría en Geotecnia, certifico que el trabajo de titulación denominado "**Análisis de interacción suelo-estructura (ISE) en el diseño sísmico considerando la afectación del cambio de impedancia de los suelos de cimentación del nuevo puente sobre el río Jubones en la autopista Huaquillas – Río 7, Troncal de la Costa**", realizado por los estudiantes Diego Alberto Pontón Tomaselli y Eddie Rubén Tandazo Ortega con números de identificación 0702464124 y 0923013346, respectivamente, ha sido revisado y evaluado conforme a los lineamientos y estándares establecidos por el programa.

Debido a circunstancias externas, no ha sido posible obtener las firmas de los involucrados (estudiante, tutor(es) y/o evaluadores). No obstante, en calidad de Coordinador del Programa, certifico que el proyecto cumple con los requisitos académicos y ha sido revisado para su presentación y archivo institucional.

Atentamente,



Firmado electrónicamente por:
DAVIDE BESENZON
VENEGAS

M. Sc. Davide Besenzon Venegas
Coordinador de la Maestría en Geotecnia